5. 내진성능평가자료

중복교

기 존 교 량 내 진 성 능 평 가

2019.05

1. 개 요

1.1 교량현황

1.1.1 교량제원

1) 교 량 명 : 중복교

2) 교 량 등 급 : 1 종 (DB-18)

3) 관 리 주 체 : 경기도 용인시

4) 소 재 지 : 용인시 처인구 나사면 방아리 894-2

5) 준 공 년 도 : 1991 년

6) 상부구조형식 : RCS (슬래브교)

7) 교 량 연 장 : 90.000 m (=9@10)

8) 교 량 폭 원 : 5.000 m

9) 받 침 형 식 : 받침없음

10) 교 각 형 식 : 벽식 교각 (기둥 1 EA, 단면적 = 3.823 ㎡)

- 축방향철근 배근상태 : D19 (78 EA (1 단))
- 축방향철근 겹침이음 : 무
- 피 복 두 께 : 50 mm
- 횡방향철근 배근상태 : D13 @ 200 mm

11) 교 대 형 식

- A1 교대 : 중력식 교대
- A2 교대 : 중력식 교대

12) 기 초 형 식

- 교 대 : 확대기초 (A1, A2)
- 교 각 : 확대기초 (P1)

1.1.2 사용재료

1) 콘크리트 바닥판

콘크리트 : fck = 24.0 MPa , Ec = 25,811 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000 MPa

2) 거 더 (콘크리트 거더)

콘크리트 fck : 24.0 MPa

콘크리트 γt : 25.0 kN/㎥

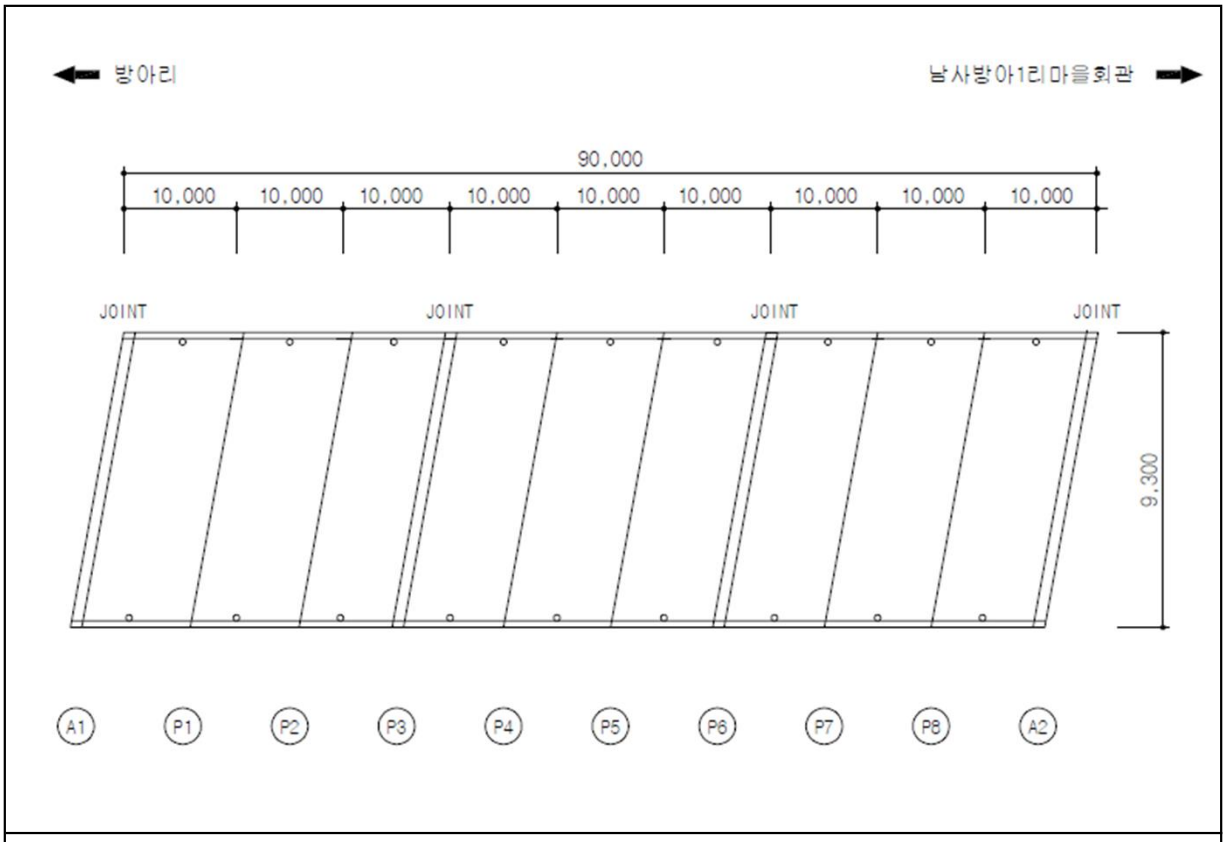
콘크리트 Ec : 25,811 MPa

3) 하부구조

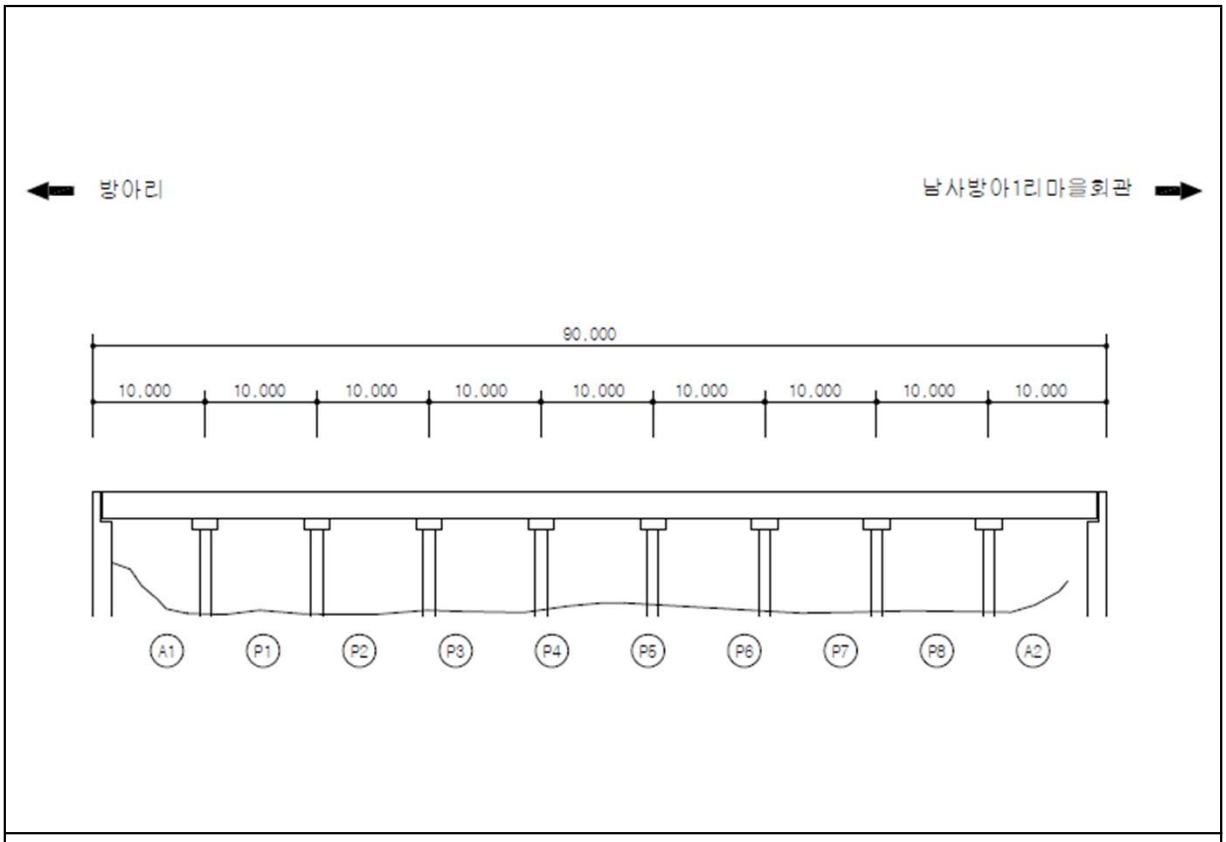
콘크리트 : fck = 21.0 MPa , Ec = 24,854.2 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000.0 MPa

1.1.3 대상교량 종·평면도

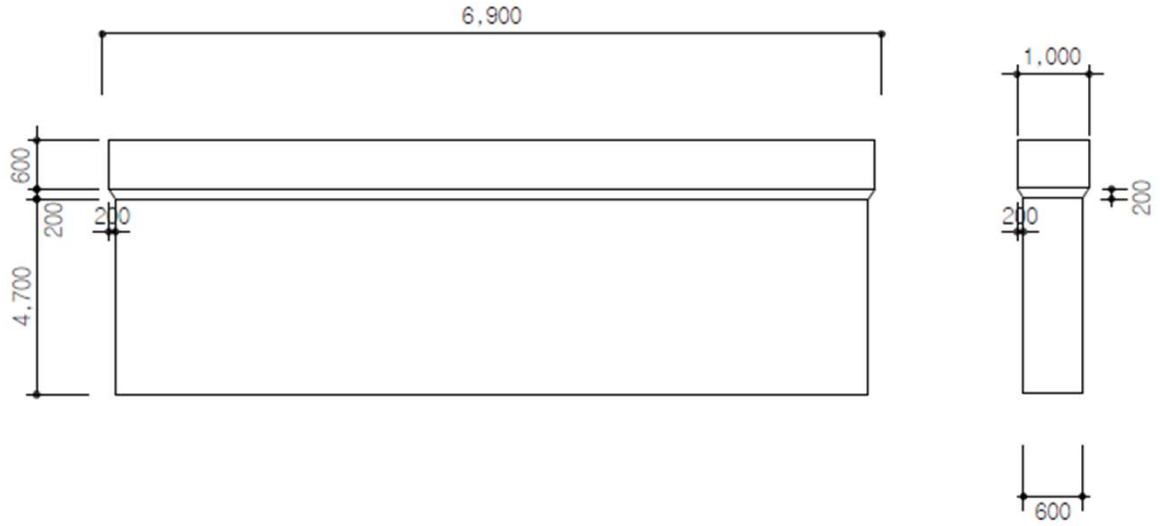


중복교 평면도



중복교 종단면도

1.1.5 교각 1(고정단) 일반도



중복교 교각 1 일반도

1.3 내진설계상수

1) 내 진 등 급 : 내진 Ⅰ 등급 교량

2) 지진구역계수 : 0.110 - 지진구역Ⅰ, 경기도 용인시

3) 위험도 계수 (I) : 1.400

4) 가속도 계수 (A) : 0.154

5) 지 반 계 수 (S) : 1.200 (지반종류 : Ⅱ)

6) 고유치해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

8) 받 침 형 식 : 교 대 부 - 받침없음 (0 kN)

교 각 부 - 받침없음 (0 kN)

1.4 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	-
	콘크리트 모델	MANDER 모델	-
	철근 모델	PARK 모델	-
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS	-
탄성지진력 산정	모델	3차원 프레임해석 모델	-
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성 스프링 모델	-
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	-
	질량산정	상부 고정하중은 분포질량으로, 하부 고정하중은 단위질량으로 입력	-
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS	-

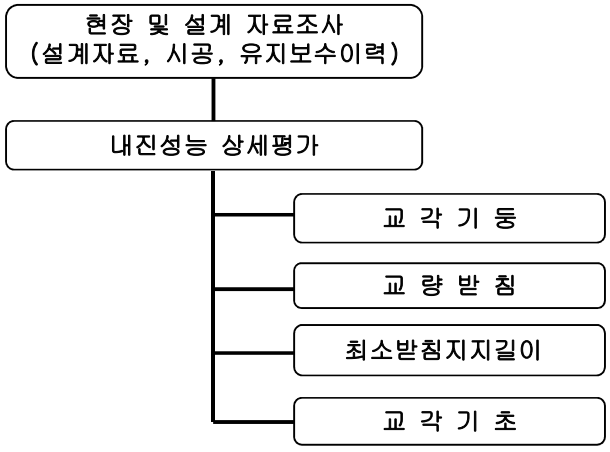
1.5 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능 상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능 상세 평가기준은 상부 구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 '기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



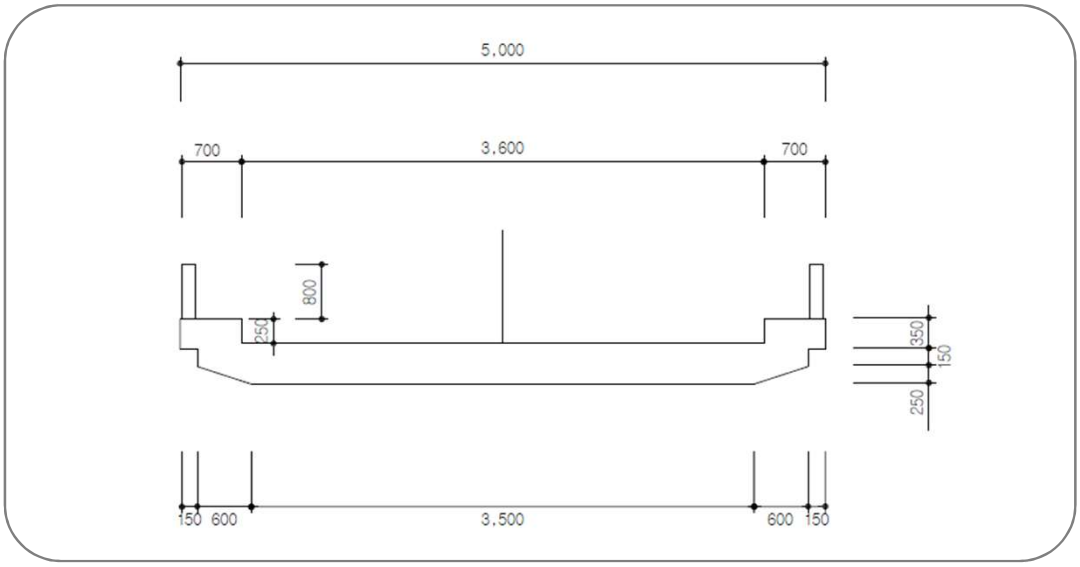
2. A1 ~ A2 구간 탄성지진력

2.1 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

- 해석대상 교량은 RCS (슬래브교)교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침이 없으므로 상부질량에 대한 마찰력 5%를 적용하여 NL Link를 사용하여 모델링하였다.
- 교각기둥의 강성은 축하중 산정시 전체강성을 적용 후 지진해석시 항복 유효강성을 적용하였다.

2.1.1 상부구조 특성

가. 상부구조 단면특성



구 분	A (m^2)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	비 고
슬래브	2.5800	0.2045	0.0863	5.4382	

나. 2차 고정하중

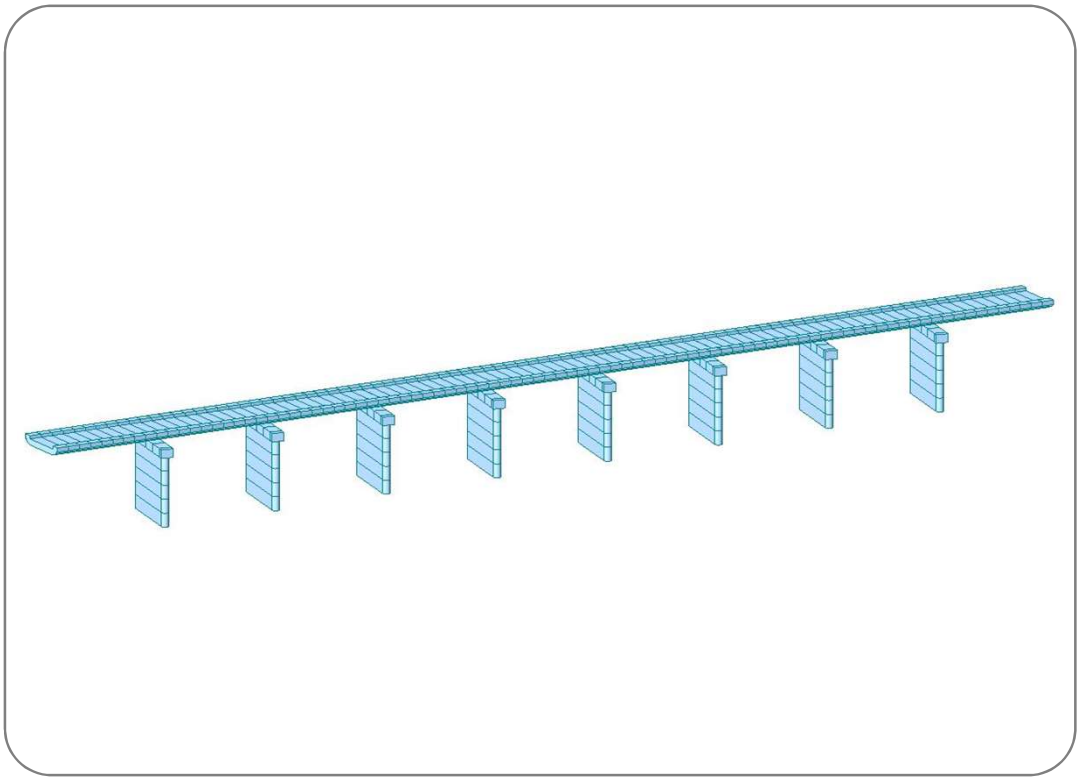
1) 포 장 : 2.8800 m^2 x 23.0 kN/m^3 = 66.2400 kN/m

2) 난 간 : 1.0 kN/m x 2.0 ea = 2.0000 kN/m

2.1.2 교각 단면 특성

구 분	A (m^2)	H (m)	콘크리트 fck	철근 fy	주철근 직경	비 고
교각 P1	3.823	6.500	21 MPa	300 MPa	D 19	하단기준

2.1.3 구조해석 모델



2.1.4 자중해석에 의한 축력 산정

1) 교량 받침부 반력(교각 상부 축력)

(단위 : kN)

받침번호	A1	P1(고정단)	P2	P3(A1)	P3(A2)	P4	합 계
1	5.0	5.5	5.5	0.5	0.5	5.5	
2	62.9	108.3	108.2	45.4	45.5	108.3	
3	543.6	1,087.4	1,086.8	543.1	543.1	1,086.8	
4	45.4	108.3	108.3	62.8	62.8	108.2	
5	0.5	5.5	5.5	5.0	5.0	5.5	
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
소 계	657	1,315	1,314	657	657	1,314	5,915

2) 교량 하부 축하중

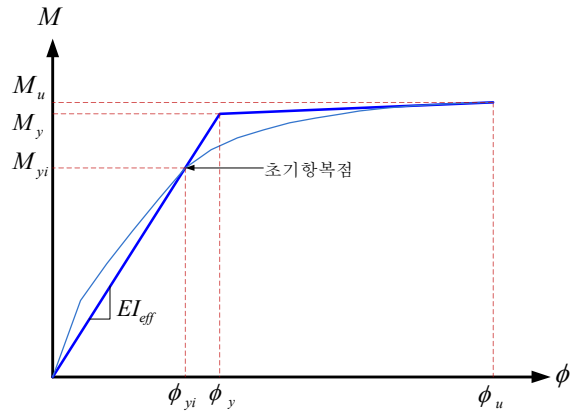
(단위 : kN)

구 분	P1	P2	P3	P4	P5	비 고
교각하부	2,099.3	2,099.1	1,107.3	2,098.9	2,089.9	P1 선정

2.2 교각 P1(고정단) 모멘트-곡률 해석

2.2.1 개요

- 교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성을 산정하기 위하여 단면해석프로그램인 "MIDAS civil"을 통해 앞에서 구한 축력의 효과를 고려하여 아래 그림과 같은 모멘트-곡률 관계곡선을 산정한다.



< 모멘트 - 곡률 관계 곡선 >

여기서 ..

M_{yi} : 초기항복시의 초기항복휨강도

M_y : 항복시의 항복휨강도

M_u : 극한시의 휨강도

$Ø_{yi}$: 초기항복시 곡률

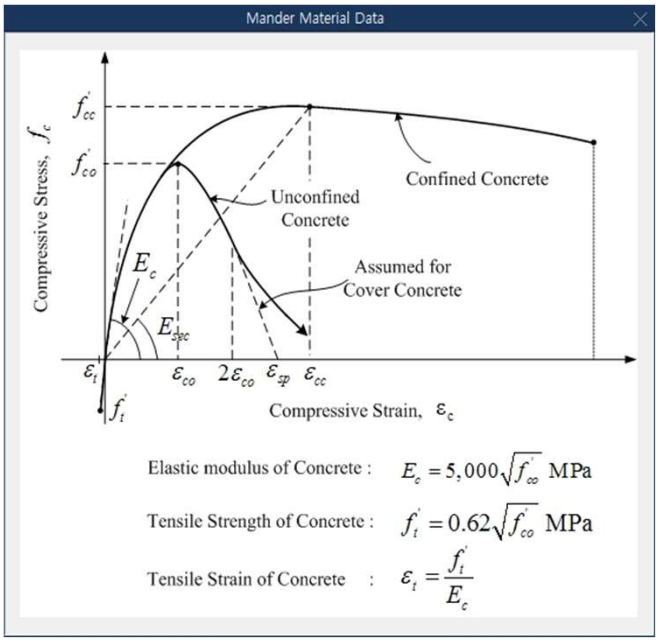
$Ø_y$: 항복시 곡률

$Ø_u$: 극한시 곡률

- 대상부재의 모멘트-곡률 관계곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선을 산정하고 초기항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형율이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다.
  단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

2.2.2 콘크리트 모델 : Mander Concrete Model

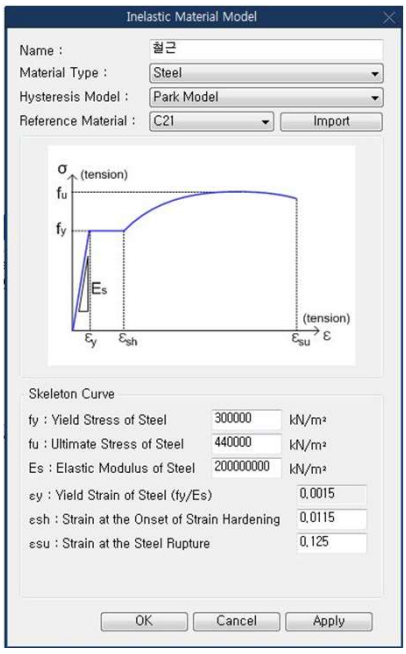
설계강도 f_{ck} (MPa)	최대압축강도 $f'_{co} = f'_{cc}$ (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_{cy} = 0.7\varepsilon_{cc}$		최대변형률 $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}$		극한변형률 ε_{cu}		탄성계수 E_c (MPa)
		교축	교직	교축	교직	교축	교직	
21	21	0.0005	0.0014	0.0007	0.0020	0.0007	0.0020	24,854



Concrete Model

2.2.3 철근모델 : Parabolic Strain Hardening Steel Model

항복강도 f_y (MPa)	극한강도 f_{su} (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_y = f_y / E_s$	경화시변형률 ε_{sh}	극한변형률 ε_{su}	탄성계수 E_s (MPa)	비 고
300	440	0.0015	0.0115	0.1250	200,000	

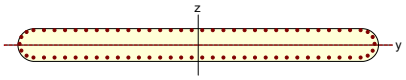


Steel Model

2.2.4 모멘트-곡률 해석 결과

1) 교축방향 해석

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^{L} = 2,015.9	Φ_{yi}^{L} = 0.003623	
항 복 시	M_{y}^{L} = 2,326.8	Φ_{y}^{L} = 0.004182	
극 한 시	M_{u}^{L} = 2,565.9	Φ_{u}^{L} = 0.049489	



Axial Force (kN) : 2099.3

Neutral Axis Angle : 0

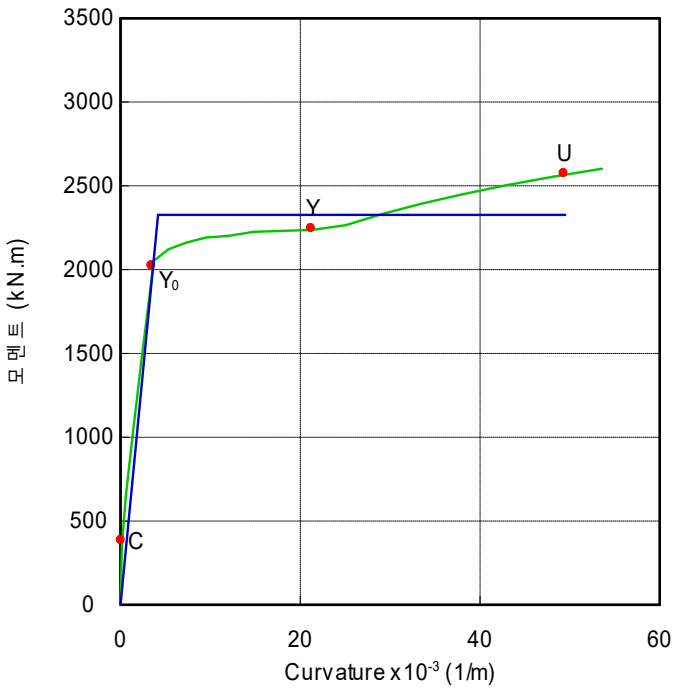
Concrete Height (m) : 0.6

Concrete Width (m) : 6.5

Concrete Area (m^2) : 3.82274

Rebar Area (m^2) : 0.021201

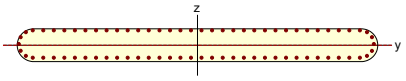
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축방향 해석) >

2) 교축직각방향 해석

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^T = 16,746.1	Φ_{yi}^T = 0.000305	
항 복 시	M_y^T = 24,037.0	Φ_y^T = 0.000437	
극 한 시	M_u^T = 25,887.2	Φ_u^T = 0.003639	



Axial Force (kN) : 2099.3

Neutral Axis Angle : 90

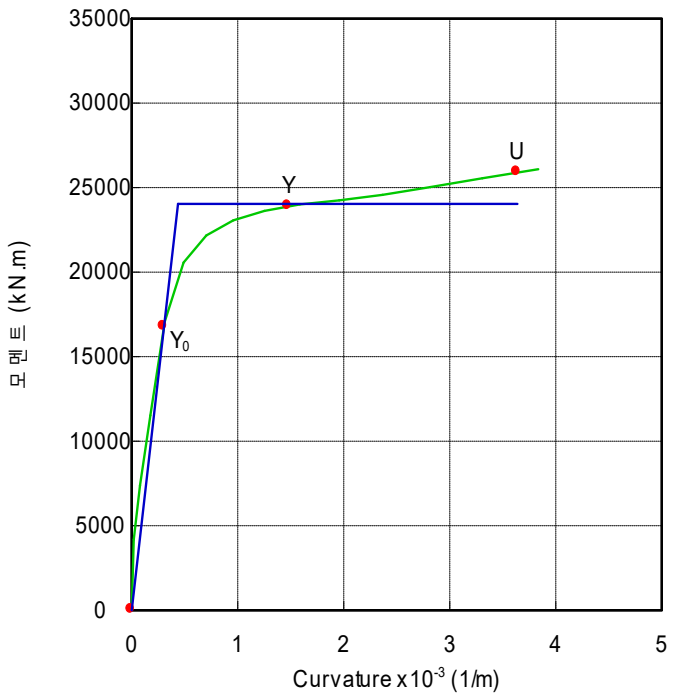
Concrete Height (m) : 0.6

Concrete Width (m) : 6.5

Concrete Area (m^2) : 3.82274

Rebar Area (m^2) : 0.021201

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축직각방향 해석) >

2.2.5 교각 기둥의 유효단면2차모멘트 산정

○ 모멘트-곡률 관계곡선의 기울기로 구한 항복유효강성값을 콘크리트 탄성계수로 나누어 구함

○ 기둥의 유효강성적용은 탄성지지력 산정시 "붕괴방지수준"에 적용

1) 교축방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{L} = \frac{M_y^{L}}{\Phi_y^{L}} = \frac{2,326.8}{0.004182 \times 1000} = 556.4 \ m^4$$

2) 교축직각방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{T} = \frac{M_y^{T}}{\Phi_y^{T}} = \frac{24,037.0}{0.000437 \times 1000} = 54,988.8 \ m^4$$

3) 유효단면2차모멘트

-. 교 축 방 향 : $I_{eff}^{L} = E_c I_{eff}^{L} / E_c =$ 0.022388 m^4 (0.19890 I_g)

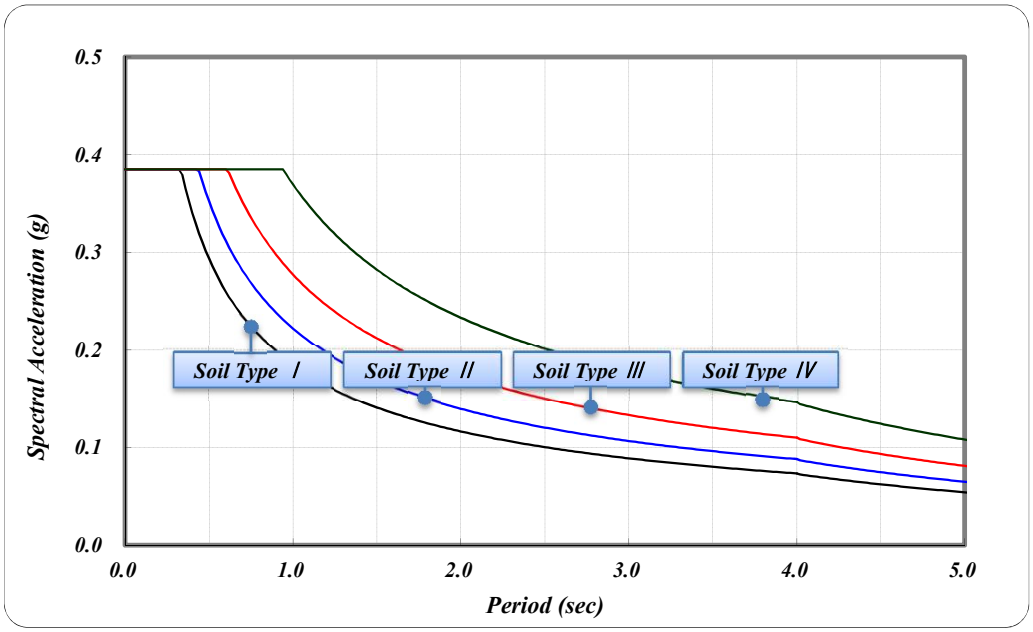
-. 교축직각방향 : $I_{eff}^{T} = E_c I_{eff}^{T} / E_c =$ 2.212461 m^4 (0.17087 I_g)

2.3 지진해석에 의한 탄성지지력 산정

○ 교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

2.3.1 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- 가속도 계수 A = 0.154 g
- 지 반 계 수 S = 1.200 (지반종류 Ⅱ)

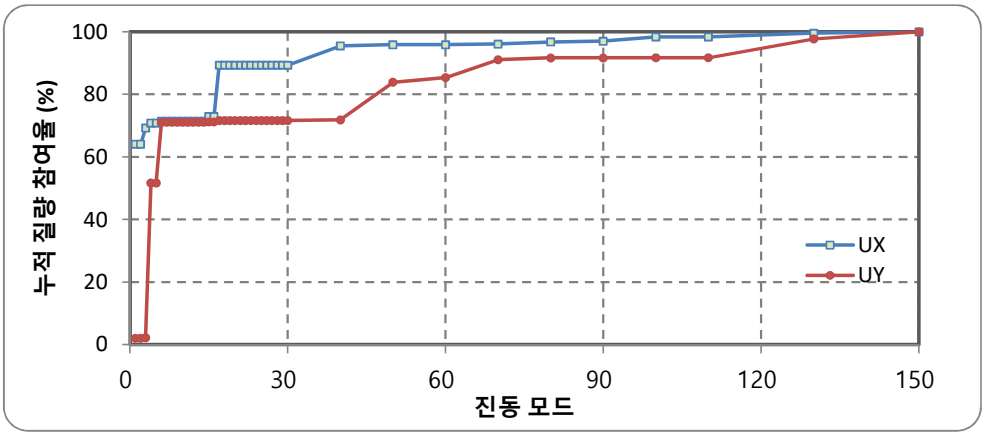


2.3.2 지진해석 결과

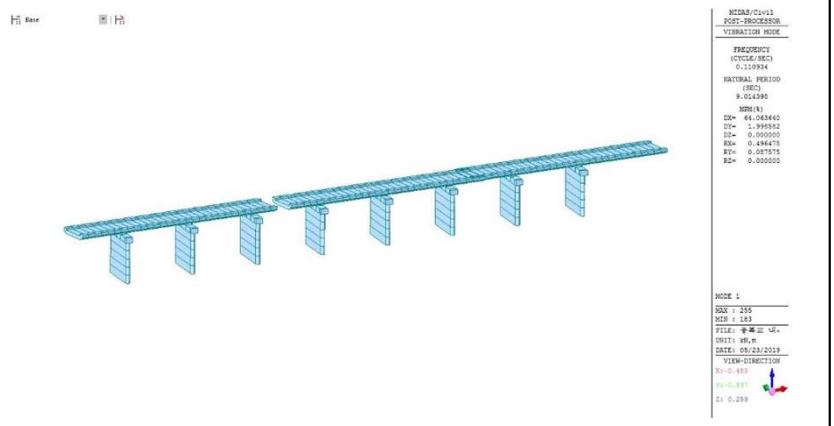
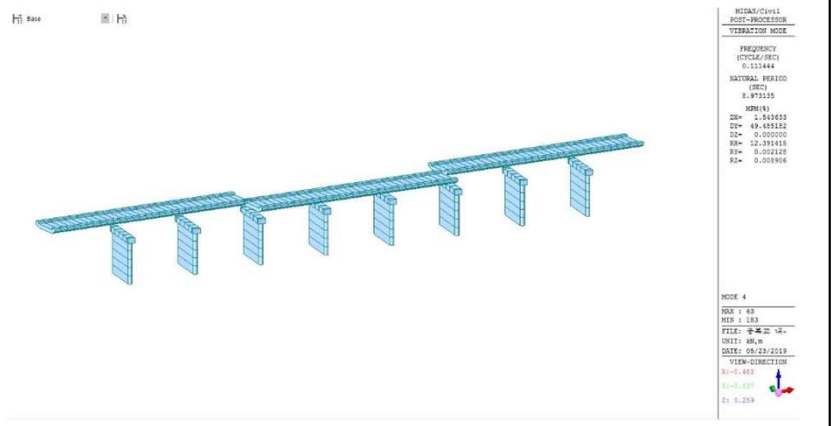
1) 고유치 해석결과 (Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비 고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	9.014	64.060	2.000	0.000	64.060	2.000	0.000	교축모드
2	9.008	0.000	0.000	0.000	64.060	2.000	0.000	교직모드
3	9.003	5.170	0.160	0.000	69.230	2.160	0.000	
4	8.973	1.540	49.490	0.000	70.780	51.650	0.000	
5	8.973	0.000	0.010	0.000	70.780	51.650	0.000	
6	8.972	0.610	19.460	0.000	71.390	71.120	0.000	
7	7.934	0.000	0.000	0.000	71.390	71.120	0.000	
8	7.934	0.000	0.000	0.000	71.390	71.120	0.000	
9	7.933	0.000	0.000	0.000	71.390	71.120	0.000	
10	0.379	0.000	0.000	0.000	71.390	71.120	0.000	
11	0.379	0.000	0.000	0.000	71.390	71.120	0.000	
12	0.379	0.000	0.000	0.000	71.390	71.120	0.000	
13	0.379	0.000	0.000	0.000	71.390	71.120	0.000	
14	0.379	0.050	0.000	0.000	71.440	71.120	0.000	
15	0.379	1.500	0.050	0.000	72.940	71.160	0.000	
16	0.379	0.000	0.000	0.000	72.940	71.160	0.000	
17	0.379	16.390	0.510	0.000	89.320	71.670	0.000	
18	0.166	0.000	0.000	6.220	89.320	71.670	6.220	
19	0.166	0.000	0.000	0.000	89.320	71.670	6.220	
20	0.166	0.000	0.000	0.120	89.320	71.670	6.340	
21	0.133	0.000	0.000	0.000	89.320	71.670	6.340	
22	0.133	0.000	0.000	0.000	89.320	71.670	6.340	
23	0.133	0.000	0.000	0.000	89.320	71.670	6.340	
24	0.095	0.000	0.000	45.820	89.320	71.670	52.160	
25	0.095	0.000	0.000	0.000	89.320	71.670	52.160	
26	0.095	0.000	0.000	1.270	89.320	71.670	53.430	
27	0.086	0.000	0.000	0.000	89.320	71.670	53.430	
28	0.086	0.000	0.000	0.000	89.320	71.670	53.430	
29	0.086	0.000	0.000	0.000	89.320	71.670	53.430	
30	0.062	0.000	0.000	0.000	89.330	71.670	53.430	
40	0.059	0.000	0.000	0.000	95.470	71.860	53.430	
50	0.044	0.000	0.000	0.000	95.850	83.850	53.430	
60	0.035	0.000	0.000	0.000	95.890	85.370	54.530	
70	0.026	0.000	0.000	0.000	96.070	91.060	54.530	
80	0.022	0.000	0.000	0.000	96.760	91.650	54.540	
90	0.020	0.000	0.000	0.000	96.990	91.660	69.250	
100	0.014	0.000	0.000	0.000	98.320	91.700	70.620	
110	0.011	0.000	0.000	1.250	98.320	91.700	87.730	
130	0.006	0.000	0.000	0.680	99.530	97.690	94.910	
150	0.001	0.000	0.000	0.570	100.000	100.000	99.660	

* 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90% 이상이 되도록 모드수를 결정하였다.



2) 주요 모드 형상 (Mode Shape)

교축방향 (T = 9.0144 sec)	
교축직각방향 (T = 8.9731 sec)	

3) 복합모드 해석결과 (D+E)

• 교축방향(X방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	597.571	19.650	-	5.881	0.200	-	교각상단 받침
P1	597.571	159.998	812.689	6.018	24.035	124.516	교각하단 기둥
P2	597.571	160.011	812.708	6.402	24.748	129.686	교각하단 기둥
P3	597.571	160.006	812.693	7.398	24.410	127.903	교각하단 기둥
P4	597.860	160.005	812.762	7.399	24.279	127.266	교각하단 기둥
A2	597.571	19.600	-	5.882	0.200	-	교각상단 받침

• 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	6.212	0.200	-	595.256	19.550	-	교각상단 받침
P1	6.212	28.213	143.305	594.879	136.301	709.878	교각하단 기둥
P2	6.213	28.212	143.295	597.484	140.390	740.027	교각하단 기둥
P3	7.397	28.212	143.289	594.064	138.432	130.500	교각하단 기둥
P4	7.396	28.213	143.311	594.649	137.706	726.176	교각하단 기둥
A2	6.212	0.200	-	595.293	19.550	-	교각상단 받침

4) 교각 P1 (고정단) 복합모드 해석결과

부 재 력	교축방향 작용력		교축직각방향 작용력	
	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
기둥상단축력(kN)	1,671.900		1,671.900	
기둥하단축력(kN)	2,099.300		2,099.300	
상 단 변 위 (mm)	597.571	6.018	6.212	594.879
상단 전단력 (kN)	95.403	14.369	16.823	81.463
하단 전단력 (kN)	159.998	24.035	28.213	136.301
상단모멘트(kN · m)	179.523	34.839	31.657	201.617
하단모멘트(kN · m)	812.689	124.516	143.305	709.878

여기서, $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

5) 교각 P1 (고정단) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부 재 력	하중 경우 1 (Comb 1)		하중 경우 2 (Comb 2)	
	$[F_E^L]_{com\ 1}$	$[F_E^T]_{com\ 1}$	$[F_E^L]_{com\ 2}$	$[F_E^T]_{com\ 2}$
기둥상단축력(kN)	1,671.900		1,671.900	
기둥하단축력(kN)	2,099.300		2,099.300	
상 단 변 위 (mm)	599.435	184.482	185.483	596.684
상단 전단력 (kN)	100.450	38.808	45.444	85.774
하단 전단력 (kN)	168.462	64.925	76.212	143.512
상단모멘트(kN · m)	189.020	95.324	85.514	212.069
하단모멘트(kN · m)	855.681	337.479	387.112	747.233

여기서, $[F_E]_{com\ 1} = 1.0\times[F_E]_L + 0.3\times[F_E]_T$, $[F_E]_{com\ 2} = 0.3\times[F_E]_L + 1.0\times[F_E]_T$

6) 교각 P1 (고정단) 조합지진력

부 재 력	교축방향지진력 $[F_E^L]_{comb}$	교축직각방향지진력 $[F_E^T]_{comb}$	기 호
기둥상단축력(kN)	1,671.900	1,671.900	P
기둥하단축력(kN)	2,099.300	2,099.300	P_{bot}
상 단 변 위 (mm)	599.435	596.684	$[\Delta_E]_{comb}$
상단 전단력 (kN)	100.450	85.774	$[V_E]_{comb,Top}$
하단 전단력 (kN)	168.462	143.512	$[V_E]_{comb,Bot}$
상단모멘트(kN · m)	189.020	212.069	$[M_E]_{comb,Top}$
하단모멘트(kN · m)	855.681	747.233	$[M_E]_{comb,Bot}$

여기서, $[F_E^L]_{comb} = MAX\{ [F_E^L]_{com\ 1}, [F_E^L]_{com\ 2} \}$, $[F_E^T]_{comb} = MAX\{ [F_E^T]_{com\ 1}, [F_E^T]_{com\ 2} \}$

3. 구성요소의 내진성능 평가

3.1 교각의 내진성능 평가

3.1.1 교각 P1 (고정단) 형식 특성값

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
교각 기둥의 거동형태	켄틸레버식	켄틸레버식	
콘크리트 극한변형률 ε_{co}	0.0007	0.0020	
교 각 높 이 H (m)	6.500	6.500	교직-실제높이
교각유효높이 He (m)	6.500	6.813	교직-상부구조도심
진 동 주 기 (sec)	9.0144	8.9731	해석결과

3.1.2 교각 P1 (고정단)의 휨성능 곡선

3.1.2.1 휨단면강도 산정

○ 단면강도는 외부에서 작용하는 수평하중에 대하여 부재가 지지할 수 있는 최대능력(강도)을 의미한다

○ 하중작용점의 높이 : 교 축 방 향 - 교각의 상단(즉, 교각의 높이)

교축직각방향 - 상부구조 질량중심까지의 높이

1) 교축방향

- $F^L_y = M^L_y / H_e{}^L$ = 2,326.79 / 6.500 = 357.968 kN
- $F^L_f = M^L_n / H_e{}^L$ = 2,565.94 / 6.500 = 394.760 kN

2) 교축직각방향

- $F^T_y = M^T_y / H_e{}^T$ = 24,037.00 / 6.813 = 3,528.108 kN
- $F^T_f = M^T_n / H_e{}^T$ = 25,887.20 / 6.813 = 3,799.677 kN

여기서, F^L_y, F^T_y : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

F^L_f, F^T_f : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

M^L_y, M^T_y : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN-m)

M^L_n, M^T_n : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN-m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

- 교축방향 - 교각의 상단높이 적용(즉 교각높이로 적용)
- 교축직각방향 - 질량중심을 고려한 값 적용.

3.1.2.2 교각의 휨성능 곡선

○ 교각의 항복 및 극한시 변위는 비선형해석 또는 단면해석을 통하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 단, Caltrans에서는 하중단계에 따른 곡률분포를 등가소성힌지길이의 중심으로 한 2개의 직선으로 이상화하여 간략하게 평가할 수 있도록 하였다.

○ 소성변형과 관련 변수들의 기하학적인 특성을 이용하면 다음과 같은 관계를 구할 수 있다.

1) 교축방향

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^L = \dfrac{\varnothing_y^L \, H_e^2}{3} = \dfrac{0.004182 \times 6.500^2}{3} = 0.058891$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^L = 0.08\, H_e + 0.022\, f_y\, d_{bl} = 0.08 \times 6.500 + 0.022 \times 300 \times 0.0191 = 0.646$ m
  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0191 = 0.252$ m
- $\theta_p^L = (\varnothing_U - \varnothing_y)\, L_p^L = (0.049489 - 0.004182) \times 0.646 = 0.029271$
- $\Delta_p^L = (M_u^L / M_y^L - 1) \cdot \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2)$

$$= \left(\frac{2,566}{2,327} - 1\right) \times 0.058891 + 0.029271 \times \left(6.500 - \frac{0.646}{2}\right)$$

$= 0.18686$ m

여기서, L_p : 등가소성힌지길이(m), θ_p : 소성회전각

f_y : 축방향철근 항복강도(MPa), d_{bl} : 교각 기둥의 축방향철근 직경(mm)

③ 극한변위(Δ_u)

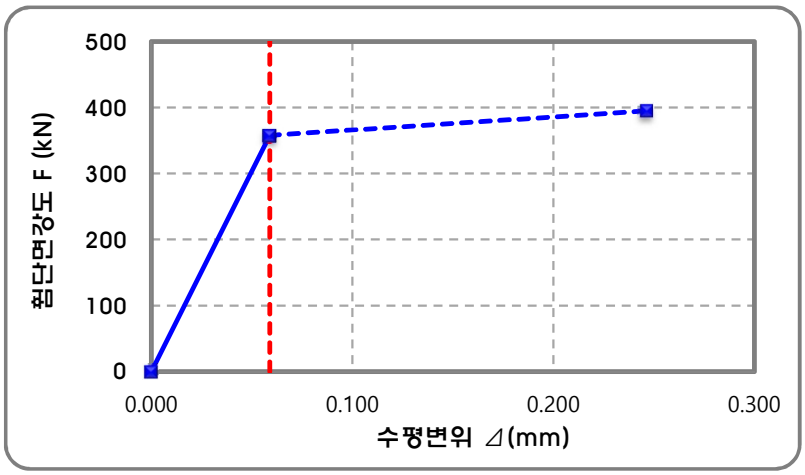
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.058891 + 0.186860 = 0.245751$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c}^L = \dfrac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \dfrac{0.245751}{0.058891} = 4.173 > 1.000$ 제한

$= 1.000$

⑤ 휨성능 곡선



2) 교축직각방향

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^T = \dfrac{\varnothing_y^T H_e^2}{3} = \dfrac{0.000437 \times 6.813^2}{3} = 0.006763$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 6.813 + 0.022 \times 300 \times 0.0191 = 0.671$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0191 = 0.252$ m
- $\theta_p^T = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^T = (0.003639 - 0.000437) \times 0.671 = 0.002149$
- $\Delta_p^T = (M_u^T / M_y^T - 1) \cdot \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2)$

  $= \left(\dfrac{25,887}{24,037} - 1 \right) \times 0.006763 + 0.002149 \times \left(6.813 - \dfrac{0.671}{2} \right)$

  $= 0.01444$ m

③ 극한변위(Δ_u)

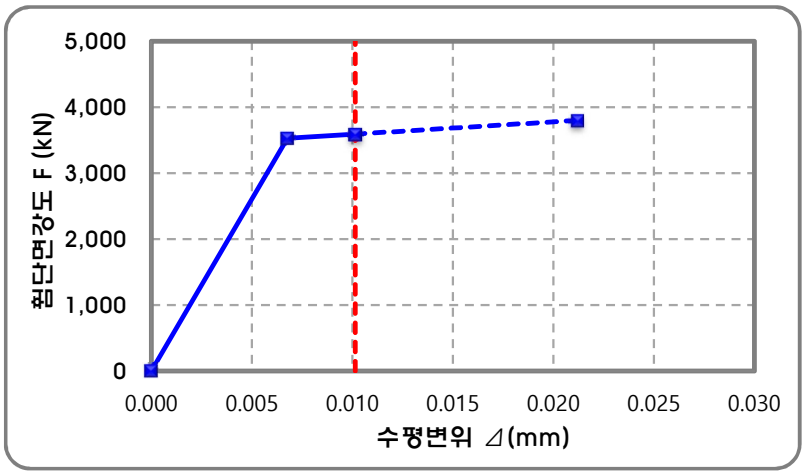
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.006763 + 0.014437 = 0.021201$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c}^T = \dfrac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \dfrac{0.021201}{0.006763} = 3.135 > 1.500$ 제한

  $= 1.500$

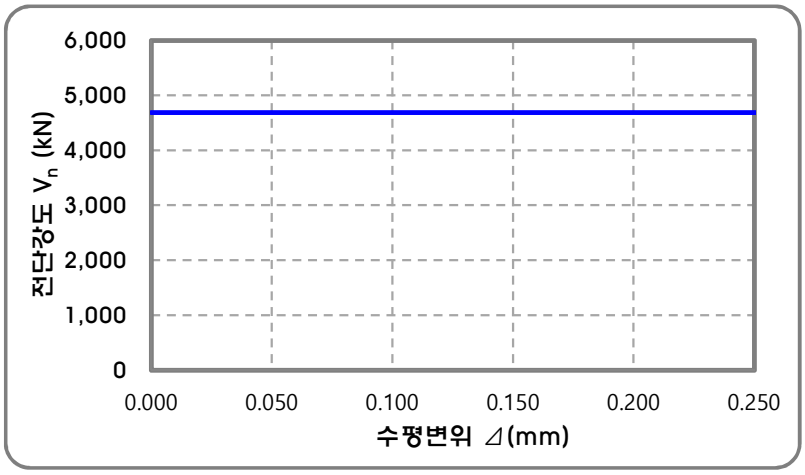
⑤ 휨성능 곡선



3.1.3 교각 P1 (고정단)의 전단성능 곡선

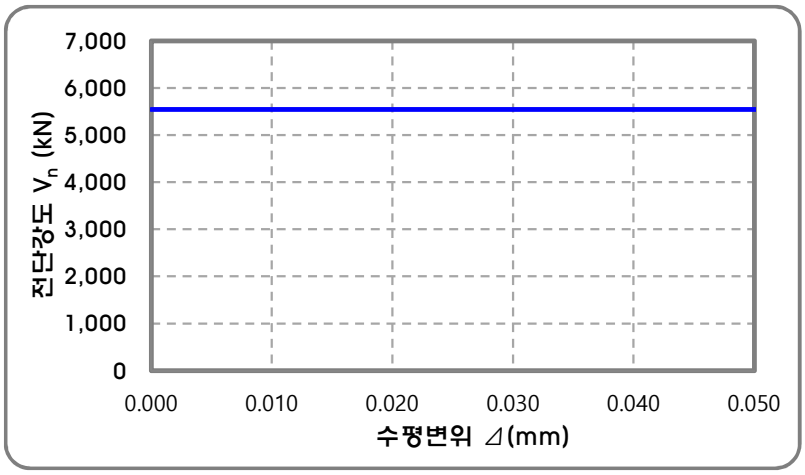
1) 교축방향

- $V_{n1} = 0.66 \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 0.660 \times \sqrt{(} 21) \times 6500 \times 500 = 9,829.6$ kN
- $V_{n2} = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) \cdot b \cdot d$
  $= (0.165 \times \sqrt{(} 21) + 0.002 \times 300) \times 6500 \times 500 = 4,687.2$ kN
- $V_n = MIN (V_{n1} , V_{n2}) = 4,687.2$ kN



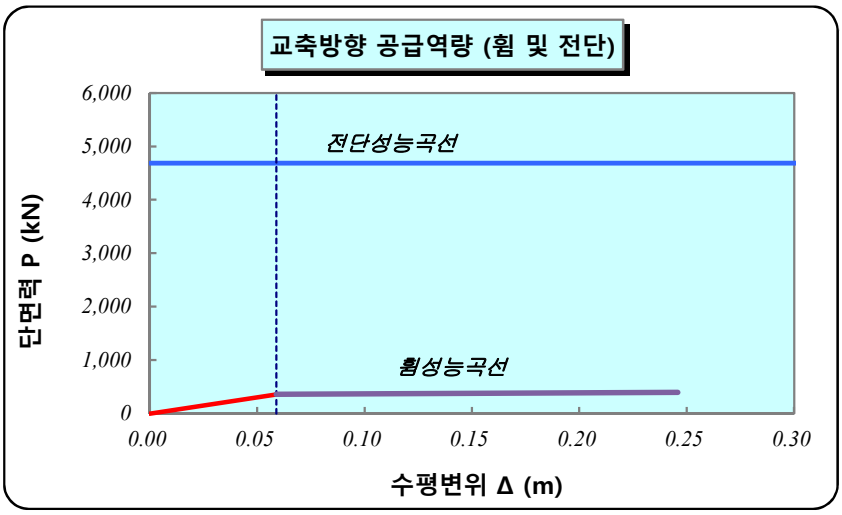
2) 교축직각방향

- $V_{n1} = 0.66 \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 0.660 \times \sqrt{(} 21) \times 600 \times 6400 = 11,614.1$ kN
- $V_{n2} = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) \cdot b \cdot d$
  $= (0.165 \times \sqrt{(} 21) + 0.002 \times 300) \times 600 \times 6400 = 5,538.0$ kN
- $V_n = MIN (V_{n1} , V_{n2}) = 5,538.0$ kN

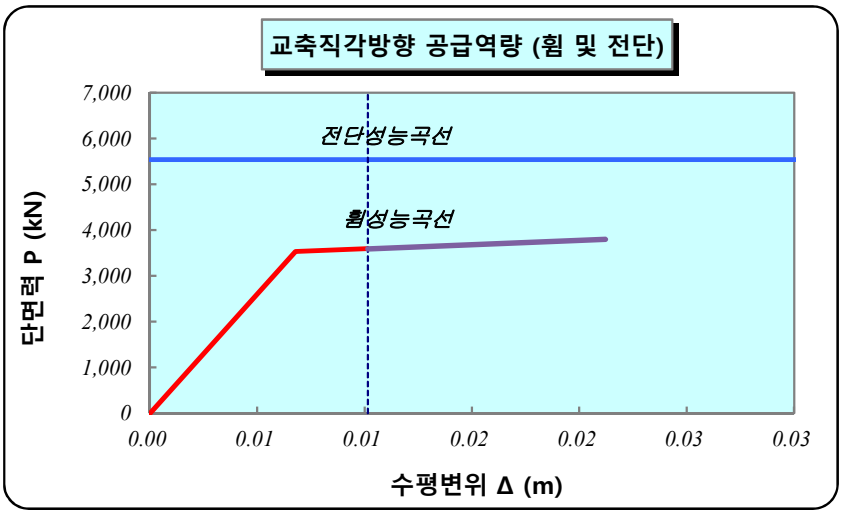


3.1.4 교각 P1 (고정단)의 파괴모드 결정

1) 교 축 방 향 : **휨 파괴모드**



2) 교축직각방향 : **휨 파괴모드**



3) 교각의 파괴모드

⇒ 교각 P1(고정단)의 교축 및 교축직각방향은 휨파괴에 이를 때까지 전단파괴가 발생하지 않으므로 해당교각은 '휨파괴 모드'에 의해 지배된다.

3.1.5 교각 P1 (고정단)의 내진성능 평가

○ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구 분	지 반 종 류				비 고
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	
Ts	0.3300	0.4400	0.6100	0.9400	도로교설계기준 1980
1.25 Ts	0.4125	0.5500	0.7625	1.1750	

1) 교축방향 : 휨 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd}$ = $M_E + P{\cdot}\Delta_E$ = 855.7 + 1,671.9 × 0.5994 = 1,857.9 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 1,857.9 kN · m
- M_y = 2,326.8 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 ∴ **탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_s}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 9.0144 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d}$ = λ_{DR} × R_S = 1.000 × 1.000 = 1.000

(5) 내진성능평가 (변위연성도)

- 공 급 역 량 : $\mu^L_{\Delta C}$ = 1.000
- 소 요 역 량 : $\mu^L_{\Delta d}$ = 1.000
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^L_{\Delta C}}{\mu^L_{\Delta d}} = \frac{1.000}{1.000}$ = 1.000 ≥ 1.0 ∴ 0.K

2) 교축직각방향 : 휨 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd}$ = $M_E + P{\cdot}\Delta_E$ = 747.2 + 1,671.9 × 0.5967 = 1,744.8 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 1,744.8 kN · m
- M_y = 24,037.0 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 ∴ **탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_s}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 8.9731 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d}$ = λ_{DR} × R_S = 1.000 × 1.000 = 1.000

(5) 내진성능평가 (변위연성도)

- 공 급 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta C} = 1.500$
- 소 요 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta d} = 1.000$
- 내진성능평가 : $\dfrac{\mu^{L}_{\Delta C}}{\mu^{L}_{\Delta d}} = \dfrac{1.500}{1.000} = 1.500 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2 교량 받침의 내진성능 평가

○ 받침이 없으므로 받침부 평가는 생략한다.

3.3 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- N_C = 800.0 mm (현장 실측값)

2) 소요역량 N_D

○ N_D = MAX [응답변위, N_{min}] = MAX [1,393.29 , 398.51] = 1,393.29 mm

▶ 응답변위 = 비탄성 변위 Δ_{dem} = 1393.29 mm

- P-Δ 효과 및 주기를 고려한 수정 탄성변위 및 비탄성변위 산정

① P-Δ 효과를 고려한 탄성변위($[\Delta_E]_{pd}$) 산정

- 30% 규정을 적용하여 산정한 탄성 변위에 P-Δ효과를 고려하여 수정 탄성변위 산정

- 교 축 방 향

$$[\Delta_E^L]_{pd} = \left(1 + \frac{P \times [\Delta_E^L]_{comb}}{[M_E^L]_{comb}}\right) \times [\Delta_E^L]_{comb}$$

$$= \left(1 + \frac{1{,}671.9 \times 0.59943}{855.7}\right) \times 0.59943 = 1301.508 \text{ mm}$$

여기서, P = 1,671.9 kN

$[\Delta_E^L]_{comb}$ = 599.43 mm

$[M_E^L]_{comb}$ = 855.7 kN · m

- 교축직각방향

$$[\Delta_E^T]_{pd} = \left(1 + \frac{P \times [\Delta_E^T]_{comb}}{[M_E^T]_{comb}}\right) \times [\Delta_E^T]_{comb}$$

$$= \left(1 + \frac{1{,}671.9 \times 0.59668}{747.2}\right) \times 0.59668 = 1393.291 \text{ mm}$$

여기서, P = 1,671.9 kN

$[\Delta_E^T]_{comb}$ = 596.68 m

$[M_E^T]_{comb}$ = 747.2 kN · m

② 주기를 고려한 비탄성변위(Δ_{dem}) 산정

- 수정 탄성변위에 고유주기를 고려하여 비탄성변위 산정, 이를 소요역량 산정에 반영

- 교 축 방 향

$\Delta_{dem}^L = \lambda_{DR}^L \cdot [\Delta_E^L]_{pd}$ = 1.000 × 1301.508 = 1301.508 mm

- 교축직각방향

$\Delta_{dem}^T = \lambda_{DR}^T \cdot [\Delta_E^T]_{pd}$ = 1.000 × 1393.291 = 1393.291 mm

▶ $N_{min} = (200 + 1.67 \cdot L + 6.66 \cdot H) \times (1 + 0.000125 \cdot \theta^2)$ = 398.51 mm

여기서, L = 90.00 m (연속경간장)

H = 6.50 m (교각 높이)

θ = 10.00 ° (사각)

3) 내진성능 평가

○ $\frac{N_C}{N_D} = \frac{800.0}{1,393.3} = 0.574 < 1.00$ ∴ N.G

3.4 기초의 내진성능 평가

3.4.1 확대기초 및 지반 평가

○고정단 교각의 확대기초부 내진성능평가는 기초의 안정성 평가와 강도설계법에 의한 기초본체검토를 수행한다.

1) 지진력 산정

-. 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 계산한다.

- 기초부 교축방향

H^L_E = Min [H^L_n , $H^L_{E,comb}$] × n^L = Min [358 , 168] × 1 = 168.5 kN

M^L_E = Min [M^L_n , $M^L_{E,comb}$] × n^L = Min [2,327 , 856] × 1 = 855.7 kN

- 기초부 교축직각방향

H^T_E = Min [H^T_n , $H^T_{E,comb}$] × n^T = Min [3,592 , 144] × 1 = 143.5 kN

M^T_E = Min [M^T_n , $M^T_{E,comb}$] × n^T = Min [24,470 , 747] × 1 = 747.2 kN

① 교축방향 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 2,099.3 × 1 = 2,099.3 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 168.5 = 168.5 kN

-. 모멘트 M = 855.7 = 855.7 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 2,099.3 +(9.500 × 3.600 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 3,604.1 kN

-. 수평력 H_f = 168.5 kN

-. 모멘트 M_f = 855.7 + (168.5 × 1.000)

= 1,024.1 kN · m

② 교축직각 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 2,099.3 × 1 = 2,099.3 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 143.5 = 143.5 kN

-. 모멘트 M = 747.2 = 747.2 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 2,099.3 +(9.500 × 3.600 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 3,604.1 kN

-. 수평력 H_f = 143.5 kN

-. 모멘트 M_f = 747.2 + (143.5 × 1.000)

= 890.7 kN · m

2) 기초하단에 작용하는 지진력

구 분	연직력 V (kN)	수평력 H (kN)	모멘트 M_o (kN · m)	저항모멘트Mr(kN · m)
교 축 방 향	3,604.10	168.46	1,024.14	6,487.38
교축직각방향	3,604.10	143.51	890.74	17,119.48

3.4.2 확대기초의 두께 평가

○ 확대기초 두께에 대한 강체 검토

-. 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다.

-. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 또는 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

• $\beta \cdot \lambda \leq 1.0$ 인 경우 강체로 취급

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 80,484}{24,854,151 \times 1.000^3}} = 0.314 \quad (m^{-1})$$

여기서, k = 80,483.7 kN/㎥ (직접기초인 경우 : k_v , 말뚝기초인 경우 : k_p)

k_v = 80,483.7 kN/㎥ (연직방향 지반반력계수)

k_{vo} = 746,666.7 kN/㎥ ($1/0.3 \times \alpha E_o$, 지진시 $\alpha = 2$)

L = 3.600 m B = 9.500 m

B_C = 6.500 m L_C = 0.600 m

h = 1.000 m (확대기초의 두께)

D_f = 2.000 m (기초의 근입깊이)

N = 40 (기초 저면부 표준관입시험 N값)

E_0 = 112,000.0 kN/㎥ (지진시 지반변형계수, E_0=2,800N)

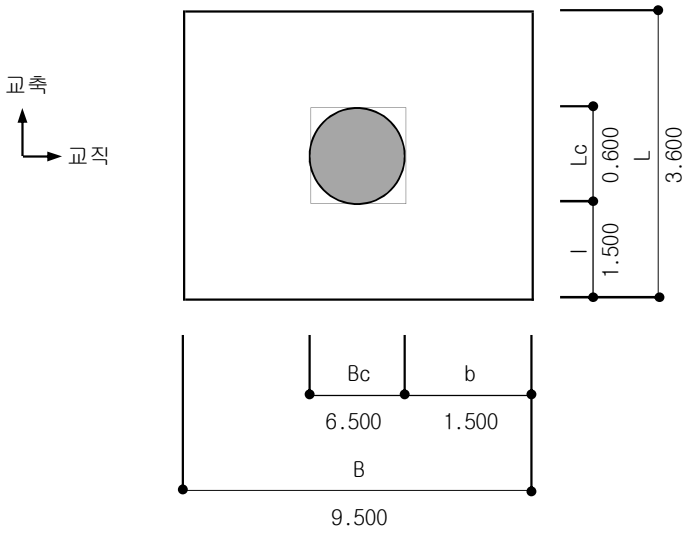
E = 24,854,150.8 kN/㎥

λ = Max(l,b) = 1.500 m

여기서, λ : 확대기초 환산 돌출길이

다만, $l \geq L/2$ (= 1.800) 이면 $l = L/2$ 적용 ⇒ $l < L/2$ 이므로, l = 1.500 m

$b \geq B/2$ (= 4.750) 이면 $b = B/2$ 적용 ⇒ $b < B/2$ 이므로, b = 1.500 m



• $\beta \cdot \lambda$ = 0.314 × 1.500 = 0.471 ≤ 1.0 이므로, ∴ **O.K** (강체로 취급)

3.4.3 확대기초의 안정성 평가

1) 전도에 대한 안정검토

구 분	M_r(kN·m)	M_o(kN·m)	V (kN)	S.F	편심e (m)	허용편심(m)	비 고
교 축 방 향	6,487.4	1,024.1	3,604.1	6.334	0.284	1.200	O.K
교축직각방향	17,119.5	890.7	3,604.1	19.219	0.247	3.167	O.K

-. 지진시 전도에 대한 안전율 S.F는 1.5 이상 (S.F ≥ 1.5)

-. 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥면의 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3 이내

-. $e = B / 2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$

2) 지지력에 대한 안정검토

① 지반의 극한지지력 (q_C)

- $Q_C = \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq$

여기서, Q_C : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한 지지력 (kN/㎡)

Nc, Nr, Nq : 지지력 계수

Ø : 기초지반의 내부마찰각 (= 35 °)

α, β : 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

C : 기초저면의 점착력 (= 0.0 kN/㎡)

γ_1 : 기초저면 암반의 단위중량 (= 20.0 kN/m³)

γ_2 : 기초의 근입깊이에 관계되는 흙의 단위중량 (= 19.0 kN/m³)

A' : 유효재하면적 (m^2)

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭 (m)

$$Nq = \frac{e^{2(3\pi/4-\emptyset/2)\tan\emptyset}}{2\cos^2(45+\emptyset/2)} = 41.440$$

$$Nc = (Nq-1)\cot\emptyset = 57.754$$

$$Nr = \frac{2(Nq+1)\tan\emptyset}{1+0.4\sin(4\emptyset)} = 47.277$$

구 분	B (m)	L (m)	형상계수 α	형상계수 β	유효폭 B'(m)	극한지지력 Q_c (kN/㎡)
교 축 방 향	3.600	9.500	1.114	0.462	3.032	2,899.4
교축직각방향	9.500	3.600	1.300	0.400	9.006	4,980.8

② 지지력에 대한 안정검토

구 분	작 용 하 중		편 심	지반반력 Q_D (KN/m^2)		극한지지력	비 고	
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Q_C (KN/m^2)	Q_C / Q_D	판정
교 축 방 향	1,024.1	3,604.1	0.284	155	55.5	2,899.4	18.67	O.K
교축직각방향	890.7	3,604.1	0.247	121.8	88.9	4,980.8	40.88	O.K

-. 사다리꼴 반력분포시 : $Q_{1,2} = \sum V / (B \cdot L) \times (1 \pm 6e / B)$

-. 삼각형 반력분포시 : $Q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot X)$ 여기서, $X = 3 \times (B / 2 - e)$

-. 지진시 지지력에 대한 안전율 S.F는 2 이상 ($Q_C / Q_D \geq$ 2.0)

3) 활동에 대한 안정검토

구 분	V (kN)	A'(㎡)	H_C (kN)	H_D (kN)	H_C / H_D	허용안전율	비 고
교 축 방 향	3,604.1	28.8	1,554.7	168.5	9.229	1.20	O.K
교축직각방향	3,604.1	32.4	1,554.7	143.5	10.833	1.20	O.K

- $H_c = C_b \cdot A' + V \cdot \tan\varnothing_B$ (기초저면이 암지반이면 $\tan\varnothing_B$= 0.6)

여기서, H_c : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력 (kN)

C_b : 기초저면과 지반과의 부착력 (= 0.0 kN/㎡)

A' : 기초저면의 유효재하면적 (㎡)

$\varnothing_B$: 기초저면과 지반과의 마찰각 (degree) (= 2/3 Ø)

3.4.4 확대기초의 단면력 계산

1) 위험단면 선정

- 휨에 대한 위험단면

-. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급

-. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 결정

교 축 방 향 : X_b^L = 1.500 m

교축직각방향 : X_b^T = 1.534 m

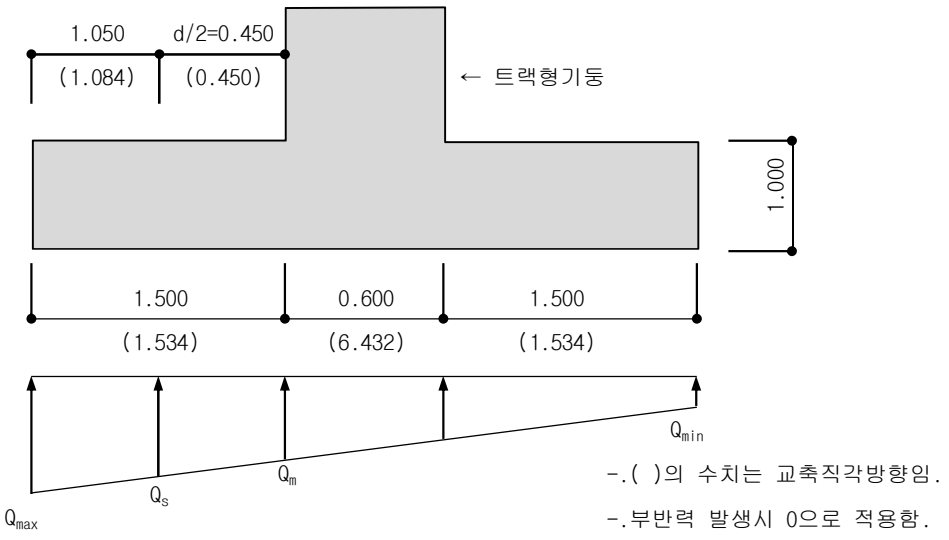
- 전단에 대한 위험단면

-. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 d/2거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정

교 축 방 향 : X_V^L = 1.500 - 0.450 = 1.050 m

교축직각방향 : X_V^T = 1.534 - 0.450 = 1.084 m

2) 지반반력 계산



-.( )의 수치는 교축직각방향임.

-.부반력 발생시 0으로 적용함.

구 분	작 용 하 중		편 심	교축방향 지반반력(kN/㎡)			
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Qm	Qs
교 축 방 향	1,024.1	3,604.1	0.284	155.292	55.474	113.701	126.178
교축직각방향	890.7	3,604.1	0.247	121.833	88.933	116.520	118.078

3) 부재력 산정

구 분	지 반 반 력		기초자중 및 재토하중		검토부재력	
	Mb (KN.m)	V (KN)	Mb (KN.m)	V (KN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
교 축 방 향	159.107	147.772	49.500	46.200	109.607	101.572
교축직각방향	141.287	130.048	51.778	47.702	89.509	82.346

3.4.5 확대기초의 단면 평가

1) 교축방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck} =	21 Mpa	철근항복강도	fy =	300 Mpa
설계모멘트	Mu =	109.607 kN·m	휨감소계수	ϕ_f =	1.000
설계전단력	Vu =	101.572 kN	전단감소계수	ϕ_v =	1.000
부 재 높 이	h =	1000 mm	부 재 폭	b =	1000 mm
인 장 피 복	d' =	100 mm	유 효 높 이	d =	900 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.06320 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 $\varepsilon t = 0.003 \cdot (H - a/\beta 1 - Dc_min) / (a/\beta 1)$

$\varepsilon t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 $\phi Mn = \phi_f \cdot fy \cdot As \cdot (D - a/2)$ = 605596477 N·mm

= 605.596 kN·m ≥ Mu = 109.607 kN·m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 6.849 mm 로 가정

As = Mu /{$\phi_f \cdot fy \cdot (d-a/2)$} = 407.502 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 6.849 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{$\phi_f \cdot fy \cdot (D-a/2)$}] / (b · d) = 0.00045 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00060

∴ 필요철근량 req.As = 407.502 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : $\phi_v \cdot Vc = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d$ / 1000 = 687.386 kN

$\phi_v \cdot Vc$ = 687.386 kN ≥ Vu = 101.572 kN ∴ **전단철근 필요없음.**

사용 전단철근량 : Av = D 13 × 2.000 ea/m = 253.40 ㎟ (간격 s = 250.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 250.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ O.K

철근의 전단강도 : $\phi_v \cdot Vs = \phi_v \cdot Av \cdot fy \cdot D / (s \times 1000)$ = 273.672 kN

전단강도 검토 $\phi Vn = \phi_v \cdot Vc + \phi_v \cdot Vs$ = 961.058 kN ≥ Vu = 101.572 kN ∴ O.K

2) 교축직각방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	21 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	89.509 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	82.346 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1000 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	900 mm

$\beta 1$ = 0.85 , $p_b = (0.85 \times \beta 1 \times fck / fy) * [600/(600+fy)]$ = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.06320 ≥ 0.004 ∴ 0.K

...여기서 $\varepsilon t = 0.003 \cdot (H - a/\beta 1 - Dc_min) / (a/\beta 1)$

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 $\phi Mn = \phi_f \cdot fy \cdot As \cdot (D - a/2)$ = 605596477 N·mm

= 605.596 kN·m ≥ Mu = 89.509 kN·m ∴ 0.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 5.589 mm 로 가정

As = Mu /{$\phi_f \cdot fy \cdot (d-a/2)$} = 332.546 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 5.589 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{$\phi_f \cdot fy \cdot (D-a/2)$}] / (b · d) = 0.00037 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00049

∴ 필요철근량 req.As = 332.546 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ 0.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ 0.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : $\phi_v \cdot Vc = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d / 1000$ = 687.386 kN

$\phi_v \cdot Vc$ = 687.386 kN ≥ Vu = 82.346 kN ∴ **전단철근 필요없음.**

사용 전단철근량 : Av = D 13 × 2.000 ea/m = 253.40 ㎟ (간격 s = 250.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 250.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ 0.K

철근의 전단강도 : $\phi_v \cdot Vs = \phi_v \cdot Av \cdot fy \cdot D / (s \times 1000)$ = 273.672 kN

전단강도 검토 $\phi Vn = \phi_v \cdot Vc + \phi_v \cdot Vs$ = 961.058 kN ≥ Vu = 82.346 kN ∴ 0.K

3) 확대기초의 단면력 평가

구 분		공급역량	소요역량	안전율	판 정	비 고
교축방향	휨모멘트 (kN·m)	605.60	109.61	5.525	0.K	
	전단력 (kN)	961.06	101.57	9.462	0.K	
교축직각방향	휨모멘트 (kN·m)	605.60	89.51	6.766	0.K	
	전단력 (kN)	961.06	82.35	11.671	0.K	

3.5 A1 ~ A2 구간 내진성능 평가 결과

- 교 량 명: 중복교
- 위 치: 경기도 용인시(지진Ⅰ구역)
- 내진등급: 내진Ⅰ등급교
- 지반종류: Ⅱ
- 설계하중: DB-18
- 연속경간: 9@10 = 90.0m
- 교 폭: 5.000m
- 사각/곡률반경: 10°/직교

- 내진성능 평가 결과 요약

구 분	내진성능 평가구간 : A1 ~ A2	
대상교량 특징	- 상부형식: RCS	- 내진성능평가 교각: P1 (고정단)
	- 교대형식: 중력식	- 교대기초: 확대기초
	- 교각형식: 벽식교각	- 교각기초: 확대기초
	- 교각단면: 트랙형 (0.600m×6.500m)	- 받침제원: 받침없음
	받침규격 직접입력	
	▣ 교각부: O.K, 기초부: O.K, 받침부: N.G	

구 분				공급역량	소요역량	비 고	
고정단 교각부 평가 (Rs = 교축: 1, 교직: 1)							
기둥부	휨파괴모드(변위연성도)		교축	1.000	1.000	1.000	O.K
	휨파괴모드(변위연성도)		교축직각	1.500	1.000	1.500	O.K
고정단 교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도(kN·m) (안전율 : 1.5)	교축	6,487.4	1,024.1	6.334	O.K
			교직	17,119.5	890.7	19.219	O.K
		지지력(kN/㎡) (안전율 : 2.0)	교축	2,899.4	155.3	18.671	O.K
			교직	4,980.8	121.8	40.883	O.K
		활동(kN) (안전율 : 1.2)	교축	1,554.7	168.5	9.229	O.K
			교직	1,554.7	143.5	10.833	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트(kN·m)	교축	605.6	109.6	5.525	O.K
			교직	605.6	89.5	6.766	O.K
		전단력(kN)	교축	961.1	101.6	9.462	O.K
			교직	961.1	82.3	11.671	O.K
받침부 평가 (교각부, 교대부, 교대부)							
받침지지길이(mm)				800	1,393	0.574	N.G

중복교

보 강 후 내 진 성 능 평 가

2019.06

1. 개 요

1.1 교량현황

1.1.1 교량제원

1) 교 량 명 : 중복교

2) 교 량 등 급 : 1 종 (DB-18)

3) 관 리 주 체 : 경기도 용인시

4) 소 재 지 : 용인시 처인구 나사면 방아리 894-2

5) 준 공 년 도 : 1991 년

6) 상부구조형식 : RCS (슬래브교)

7) 교 량 연 장 : 90.000 m (=9@10)

8) 교 량 폭 원 : 5.000 m

9) 받 침 형 식 : 탄성받침

10) 교 각 형 식 : 벽식 교각 (기둥 1 EA, 단면적 = 3.823 ㎡)

- 축방향철근 배근상태 : D19 (78 EA (1 단))
- 축방향철근 겹침이음 : 무
- 피 복 두 께 : 50 mm
- 횡방향철근 배근상태 : D13 @ 200 mm

11) 교 대 형 식

- A1 교대 : 중력식 교대
- A2 교대 : 중력식 교대

12) 기 초 형 식

- 교 대 : 확대기초 (A1, A2)
- 교 각 : 확대기초 (P1)

1.1.2 사용재료

1) 콘크리트 바닥판

콘크리트 : fck = 24.0 MPa , Ec = 25,811 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000 MPa

2) 거 더 (콘크리트 거더)

콘크리트 fck : 24.0 MPa

콘크리트 γt : 25.0 kN/㎥

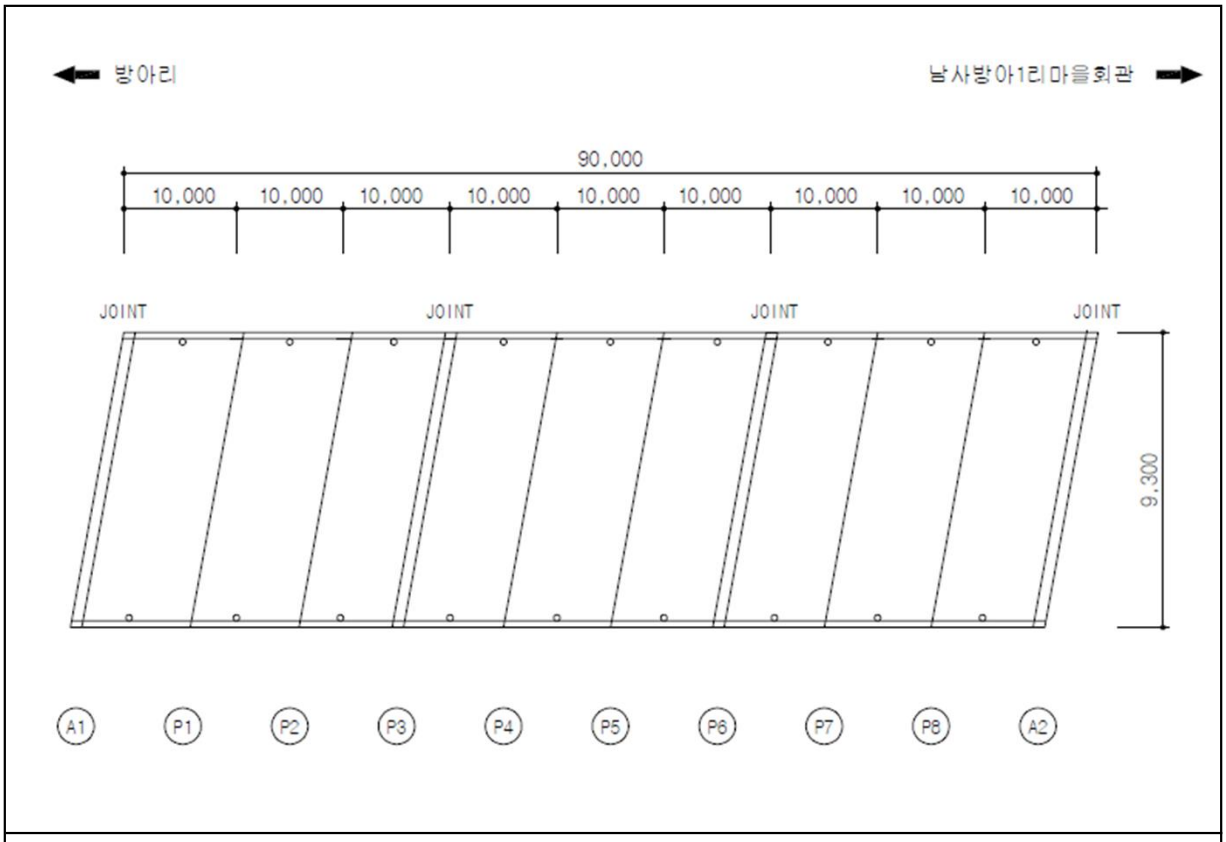
콘크리트 Ec : 25,811 MPa

3) 하부구조

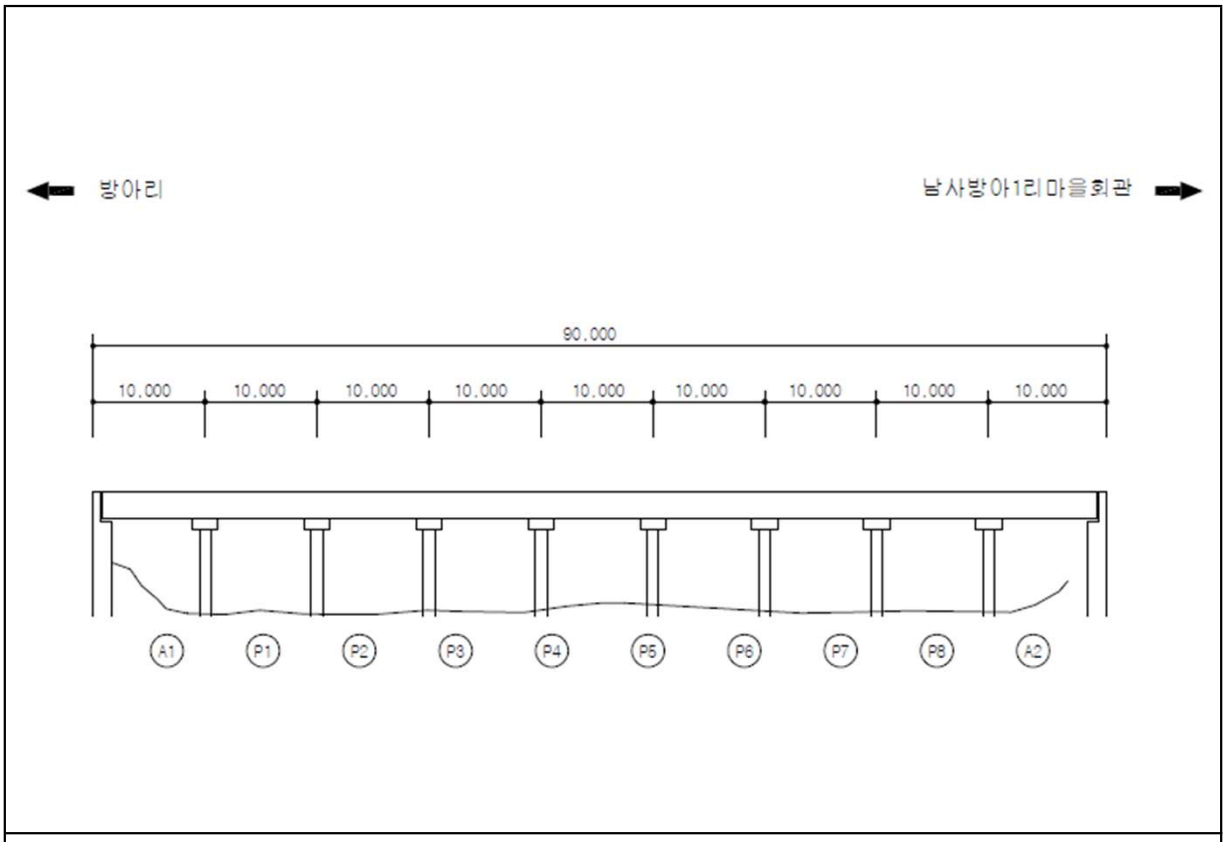
콘크리트 : fck = 21.0 MPa , Ec = 24,854.2 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000.0 MPa

1.1.3 대상교량 종·평면도

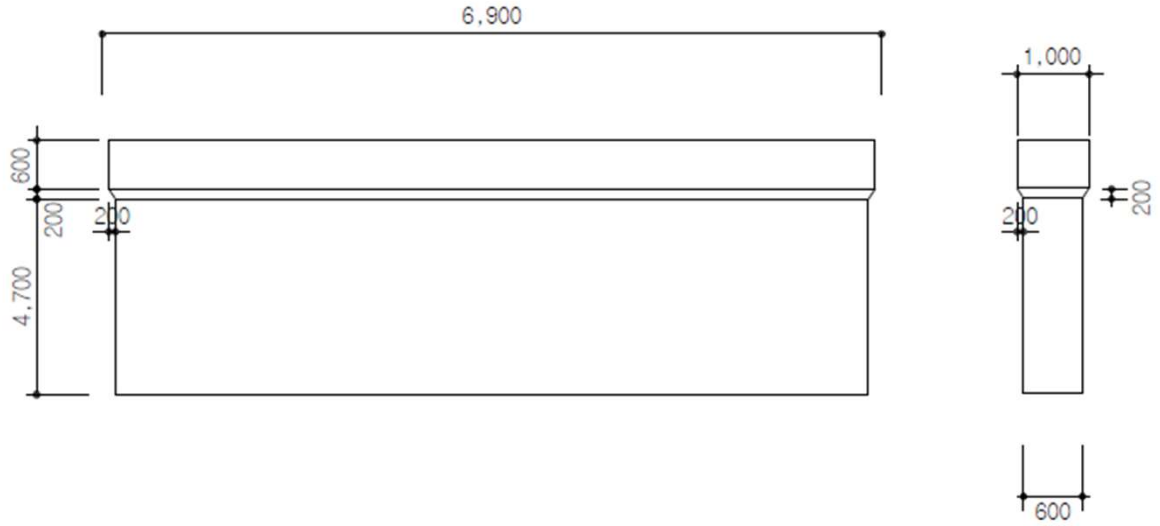


중복교 평면도



중복교 종단면도

1.1.5 교각 4(고정단) 일반도



중복교 교각 4 일반도

1.3 내진설계상수

1) 내 진 등 급 : 내진 Ⅰ 등급 교량

2) 지진구역계수 : 0.110 - 지진구역Ⅰ, 경기도 용인시

3) 위험도 계수 (I) : 1.400

4) 가속도 계수 (A) : 0.154

5) 지 반 계 수 (S) : 1.200 (지반종류 : Ⅱ)

6) 고유치해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

8) 받 침 형 식 : 교 대 부 - 탄성받침 (1000 kN)

교 각 부 - 탄성받침 (1000 kN)

1.4 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	-
	콘크리트 모델	MANDER 모델	-
	철근 모델	PARK 모델	-
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS	-
탄성지진력 산정	모델	3차원 프레임해석 모델	-
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성 스프링 모델	-
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	-
	질량산정	상부 고정하중은 분포질량으로, 하부 고정하중은 단위질량으로 입력	-
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS	-

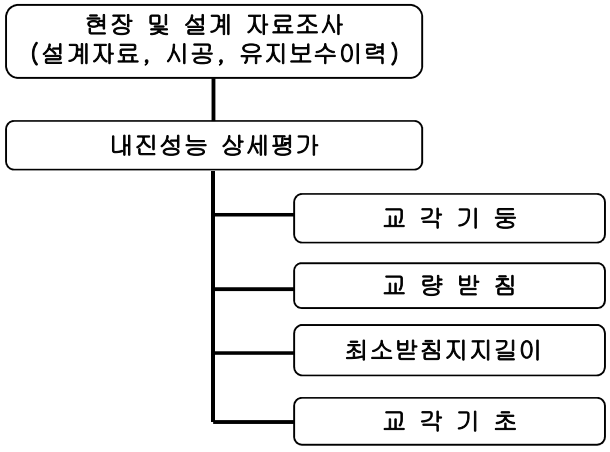
1.5 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능 상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능 상세 평가기준은 상부 구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 '기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



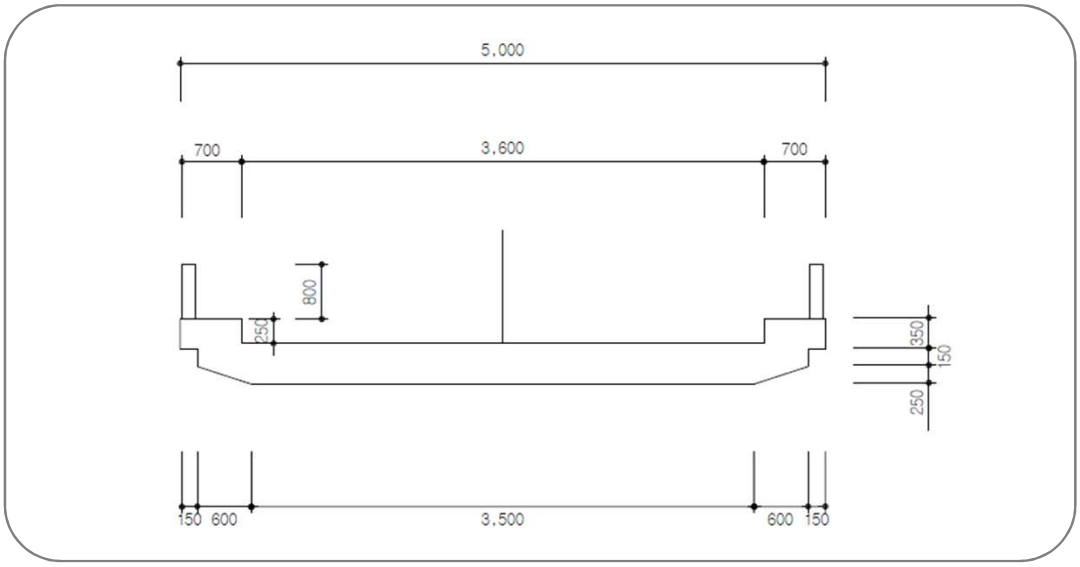
2. A1 ~ A2 구간 탄성지진력

2.1 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

- 해석대상 교량은 RCS (슬래브교)교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침은 실제 거동특성과 일치되도록 NL Link를 사용하여 모델링하였다.
- 교각기둥의 강성은 축하중 산정시 전체강성을 적용 후 지진해석시 항복 유효강성을 적용하였다.

2.1.1 상부구조 특성

가. 상부구조 단면특성



구 분	A (m^2)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	비 고
슬래브	2.5800	0.2045	0.0863	5.4382	

나. 2차 고정하중

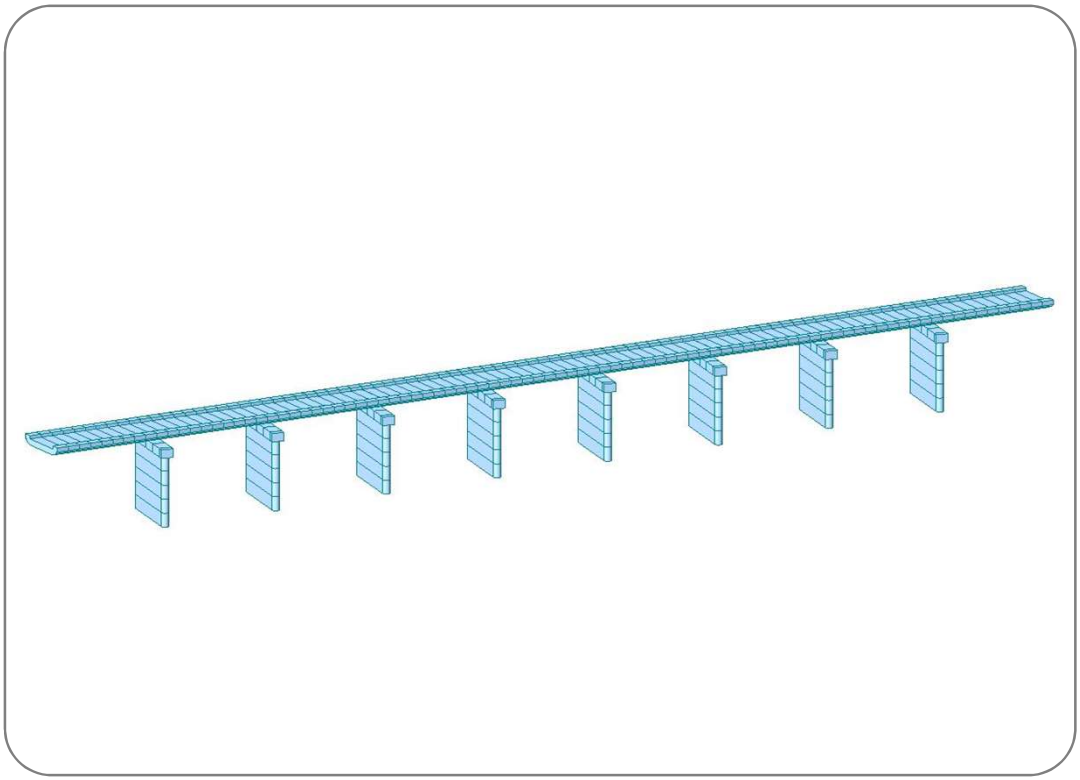
1) 포 장 : 2.8800 m^2 x 23.0 kN/m^3 = 66.2400 kN/m

2) 난 간 : 1.0 kN/m x 2.0 ea = 2.0000 kN/m

2.1.2 교각 단면 특성

구 분	A (m^2)	H (m)	콘크리트 fck	철근 fy	주철근 직경	비 고
교각 P4	3.823	6.500	21 MPa	300 MPa	D 19	하단기준

2.1.3 구조해석 모델



2.1.4 자중해석에 의한 축력 산정

1) 교량 받침부 반력(교각 상부 축력)

(단위 : kN)

받침번호	A1	P4(고정단)	P2	P3(A1)	P3(A2)	P4	합 계
1	5.0	5.5	5.5	0.5	0.5	5.5	
2	62.9	108.3	108.2	45.4	45.5	108.3	
3	543.6	1,087.4	1,086.8	543.1	543.1	1,086.8	
4	45.4	108.3	108.3	62.8	62.8	108.2	
5	0.5	5.5	5.5	5.0	5.0	5.5	
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
소 계	657	1,315	1,314	657	657	1,314	5,915

2) 교량 하부 축하중

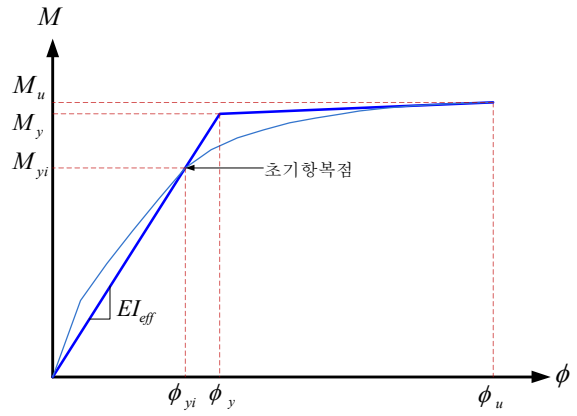
(단위 : kN)

구 분	P1	P2	P3	P4	P5	비 고
교각하부	2,099.3	2,099.1	1,107.3	2,099.3	2,089.9	P4 선정

2.2 교각 P4 모멘트-곡률 해석

2.2.1 개요

- 교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성을 산정하기 위하여 단면해석프로그램인 "MIDAS civil"을 통해 앞에서 구한 축력의 효과를 고려하여 아래 그림과 같은 모멘트-곡률 관계곡선을 산정한다.



< 모멘트 - 곡률 관계 곡선 >

여기서 ..

M_{yi} : 초기항복시의 초기항복휨강도

M_y : 항복시의 항복휨강도

M_u : 극한시의 휨강도

$Ø_{yi}$: 초기항복시 곡률

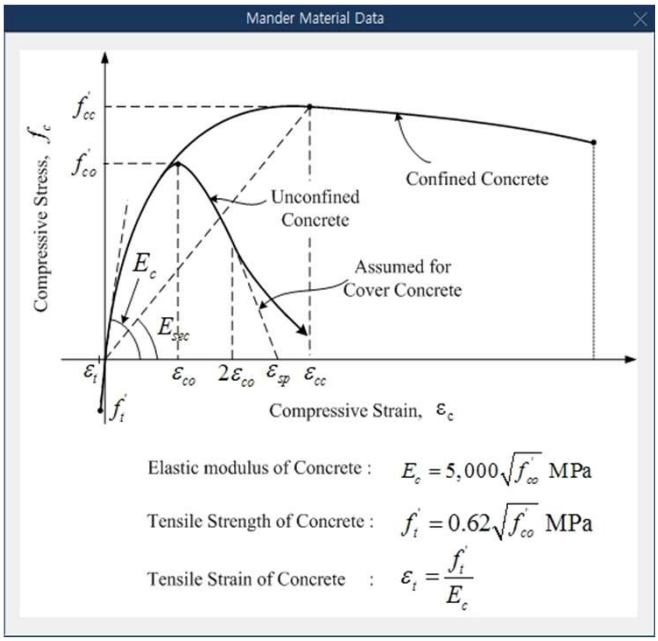
$Ø_y$: 항복시 곡률

$Ø_u$: 극한시 곡률

- 대상부재의 모멘트-곡률 관계곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선을 산정하고 초기항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형율이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다.
  단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

2.2.2 콘크리트 모델 : Mander Concrete Model

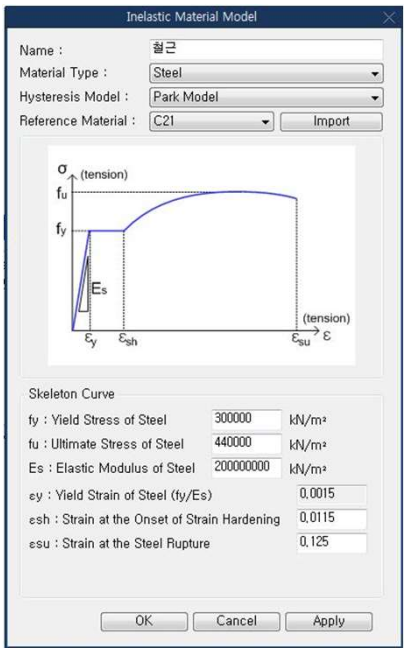
설계강도 f_{ck} (MPa)	최대압축강도 $f'_{co} = f'_{cc}$ (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_{cy} = 0.7\varepsilon_{cc}$		최대변형률 $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}$		극한변형률 ε_{cu}		탄성계수 E_c (MPa)
		교축	교직	교축	교직	교축	교직	
21	21	0.0005	0.0014	0.0007	0.0020	0.0007	0.0020	24,854



Concrete Model

2.2.3 철근모델 : Parabolic Strain Hardening Steel Model

항복강도 f_y (MPa)	극한강도 f_{su} (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_y = f_y / E_s$	경화시변형률 ε_{sh}	극한변형률 ε_{su}	탄성계수 E_s (MPa)	비 고
300	440	0.0015	0.0115	0.1250	200,000	

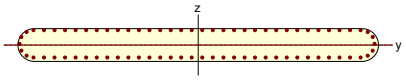


Steel Model

2.2.4 모멘트-곡률 해석 결과

1) 교축방향 해석

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^{L} = 2,015.9	Φ_{yi}^{L} = 0.003623	
항 복 시	M_{y}^{L} = 2,326.8	Φ_{y}^{L} = 0.004182	
극 한 시	M_{u}^{L} = 2,565.9	Φ_{u}^{L} = 0.049489	



Axial Force (kN) : 2099.3

Neutral Axis Angle : 0

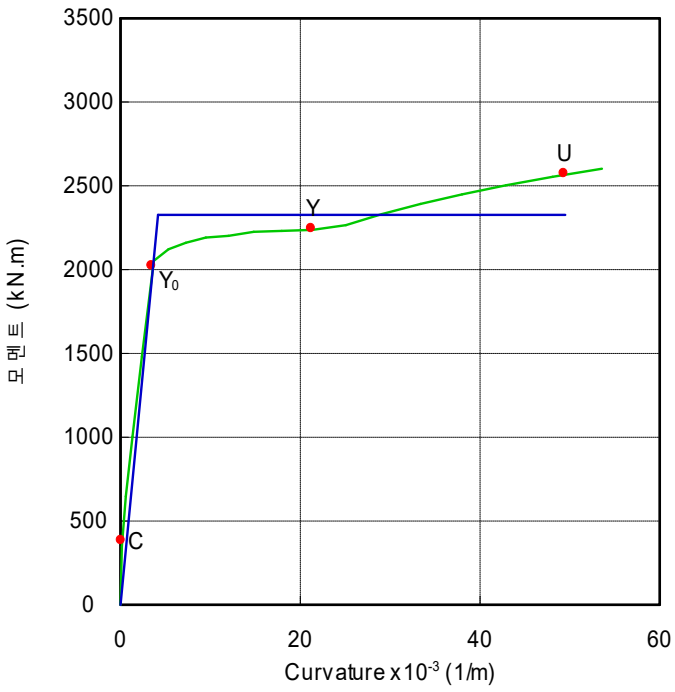
Concrete Height (m) : 0.6

Concrete Width (m) : 6.5

Concrete Area (m^2) : 3.82274

Rebar Area (m^2) : 0.021201

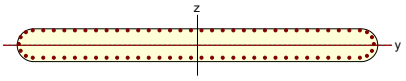
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축방향 해석) >

2) 교축직각방향 해석

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^T = 16,746.1	Φ_{yi}^T = 0.000305	
항 복 시	M_y^T = 24,037.0	Φ_y^T = 0.000437	
극 한 시	M_u^T = 25,887.2	Φ_u^T = 0.003639	



Axial Force (kN) : 2099.3

Neutral Axis Angle : 90

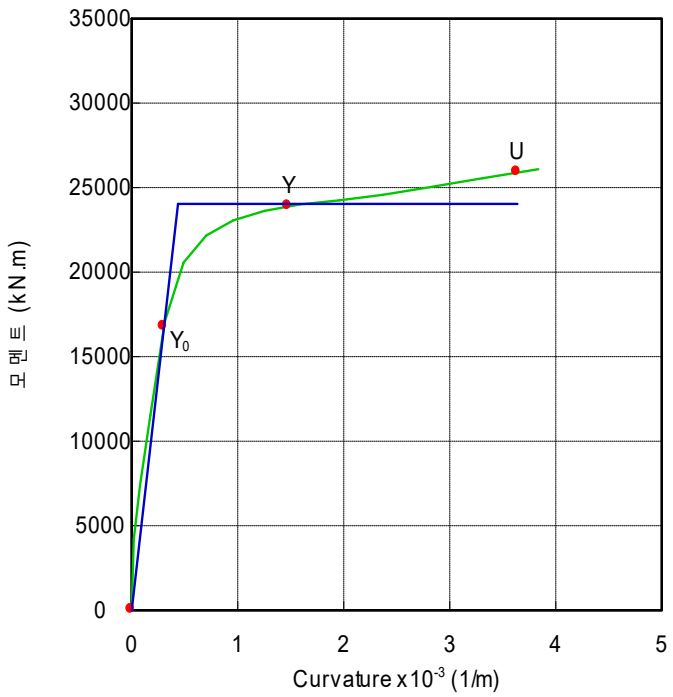
Concrete Height (m) : 0.6

Concrete Width (m) : 6.5

Concrete Area (m^2) : 3.82274

Rebar Area (m^2) : 0.021201

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축직각방향 해석) >

2.2.5 교각 기둥의 유효단면2차모멘트 산정

○ 모멘트-곡률 관계곡선의 기울기로 구한 항복유효강성값을 콘크리트 탄성계수로 나누어 구함

○ 기둥의 유효강성적용은 탄성지지력 산정시 "붕괴방지수준"에 적용

1) 교축방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{L} = \frac{M_y^{L}}{\Phi_y^{L}} = \frac{2,326.8}{0.004182 \times 1000} = 556.4 \ m^4$$

2) 교축직각방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{T} = \frac{M_y^{T}}{\Phi_y^{T}} = \frac{24,037.0}{0.000437 \times 1000} = 54,988.8 \ m^4$$

3) 유효단면2차모멘트

-. 교 축 방 향 : $I_{eff}^{L} = E_c I_{eff}^{L} / E_c =$ 0.022388 m^4 (0.19890 I_g)

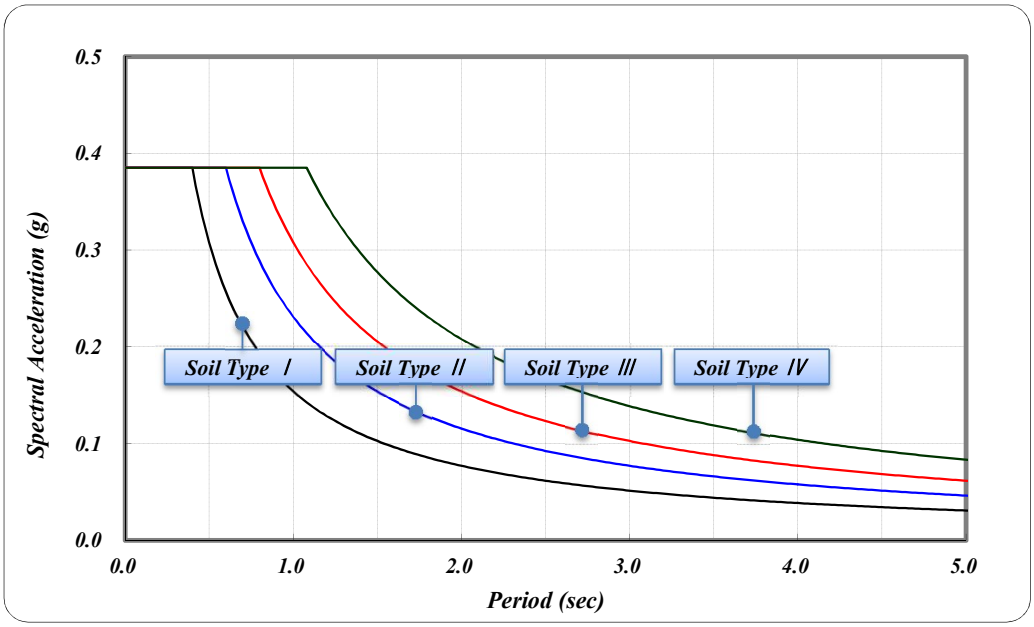
-. 교축직각방향 : $I_{eff}^{T} = E_c I_{eff}^{T} / E_c =$ 2.212461 m^4 (0.17087 I_g)

2.3 지진해석에 의한 탄성지지력 산정

○ 교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

2.3.1 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- 가속도 계수 A = 0.154 g
- 지 반 계 수 S = 1.200 (지반종류 Ⅱ)

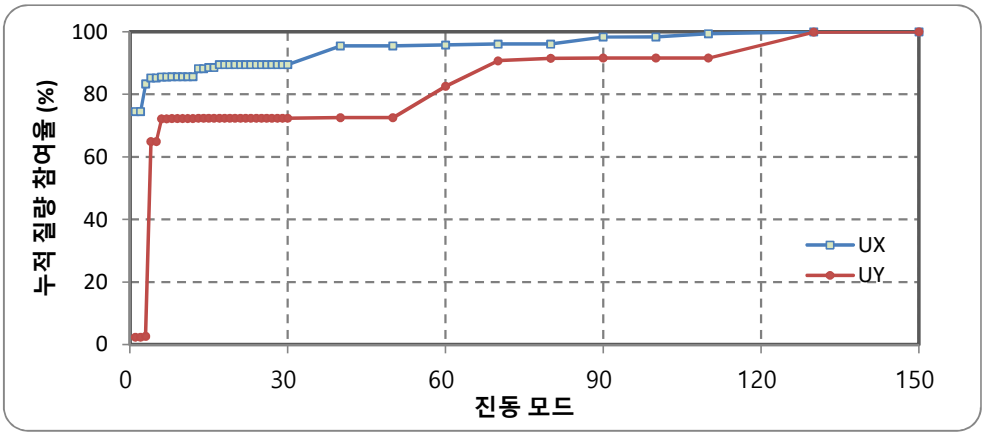


2.3.2 지진해석 결과

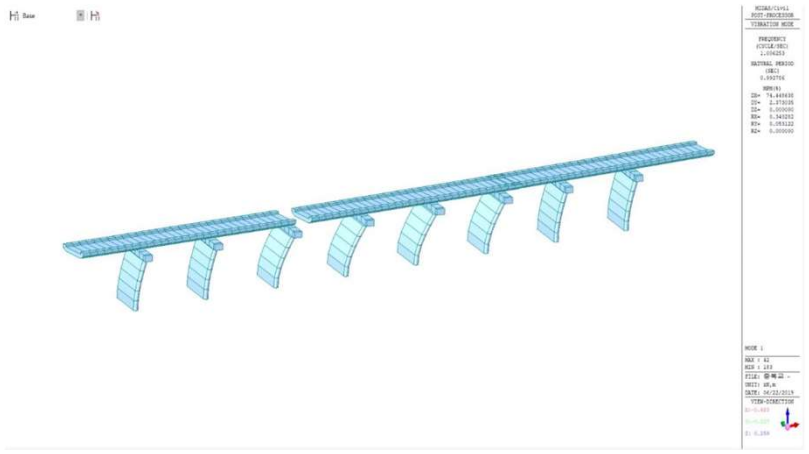
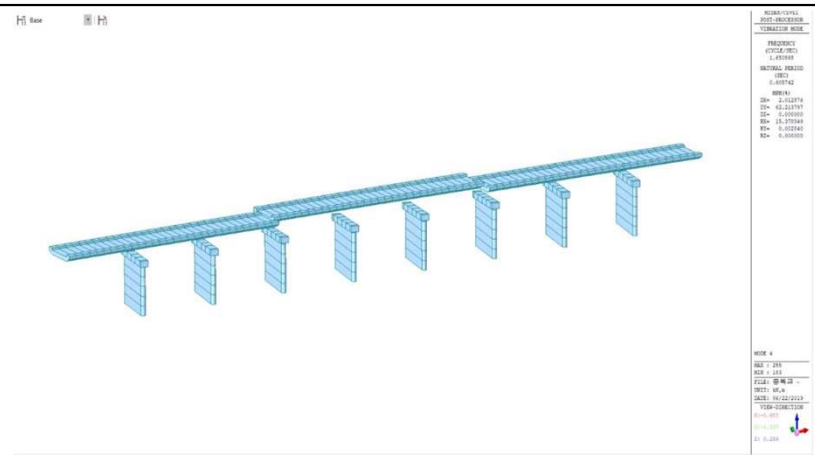
1) 고유치 해석결과 (Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비 고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	0.994	74.450	2.370	0.000	74.450	2.370	0.000	교축모드
2	0.804	0.000	0.000	0.000	74.450	2.370	0.000	
3	0.740	8.840	0.290	0.000	83.290	2.670	0.000	
4	0.606	2.010	62.210	0.000	85.300	64.880	0.000	교직모드
5	0.602	0.000	0.000	0.000	85.300	64.880	0.000	
6	0.600	0.250	7.340	0.000	85.550	72.220	0.000	
7	0.466	0.000	0.000	0.000	85.550	72.220	0.000	
8	0.458	0.080	0.050	0.000	85.620	72.260	0.000	
9	0.455	0.000	0.000	0.000	85.620	72.260	0.000	
10	0.230	0.000	0.000	0.000	85.620	72.260	0.000	
11	0.230	0.000	0.000	0.000	85.620	72.260	0.000	
12	0.230	0.000	0.000	0.000	85.620	72.260	0.000	
13	0.225	2.610	0.080	0.000	88.240	72.340	0.000	
14	0.225	0.000	0.000	0.000	88.240	72.340	0.000	
15	0.224	0.320	0.010	0.000	88.560	72.350	0.000	
16	0.180	0.000	0.000	0.000	88.560	72.350	0.000	
17	0.179	0.950	0.030	0.000	89.510	72.380	0.000	
18	0.168	0.000	0.000	6.560	89.510	72.380	6.570	
19	0.167	0.010	0.000	0.000	89.520	72.380	6.570	
20	0.167	0.000	0.000	0.540	89.520	72.380	7.100	
21	0.142	0.000	0.000	0.000	89.520	72.380	7.100	
22	0.141	0.000	0.000	0.000	89.520	72.380	7.110	
23	0.140	0.000	0.000	0.000	89.520	72.380	7.110	
24	0.110	0.000	0.000	51.390	89.520	72.380	58.500	
25	0.110	0.000	0.000	0.000	89.520	72.380	58.500	
26	0.110	0.000	0.000	5.130	89.520	72.380	63.630	
27	0.084	0.000	0.010	0.000	89.520	72.400	63.630	
28	0.084	0.000	0.000	0.000	89.520	72.400	63.630	
29	0.084	0.000	0.000	0.000	89.520	72.400	63.630	
30	0.062	0.000	0.000	0.000	89.520	72.400	63.630	
40	0.056	0.000	0.000	0.000	95.500	72.590	63.630	
50	0.049	0.000	0.000	0.000	95.500	72.590	64.580	
60	0.042	0.000	0.000	0.000	95.810	82.620	64.930	
70	0.030	0.000	0.000	0.000	96.060	90.730	74.910	
80	0.027	0.000	0.000	0.000	96.090	91.520	74.910	
90	0.018	0.000	0.000	0.280	98.320	91.590	76.110	
100	0.013	0.000	0.000	0.000	98.320	91.590	76.870	
110	0.009	0.000	0.000	0.000	99.340	91.620	77.370	
130	0.002	0.010	0.450	0.000	100.000	99.910	99.310	
150	0.001	0.000	0.000	0.570	100.000	100.000	99.660	

* 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90% 이상이 되도록 모드수를 결정하였다.



2) 주요 모드 형상 (Mode Shape)

교축방향 (T = 0.9938 sec)	
교축직각방향 (T = 0.6057 sec)	

3) 복합모드 해석결과 (D+E)

• 교축방향(X방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	41.418	456.160	-	5.305	58.830	-	교각상단 받침
P1	13.661	195.392	1,154.797	2.505	60.862	384.366	교각하단 기둥
P2	13.319	197.504	1,168.545	4.931	63.440	415.583	교각하단 기둥
P3	33.051	311.167	1,899.234	5.802	120.569	794.785	교각하단 기둥
P4	24.399	344.229	2,104.549	5.275	60.464	398.420	교각하단 기둥
A2	41.418	456.160	-	5.305	58.830	-	교각상단 받침

• 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	8.539	94.210	-	25.665	287.600	-	교각상단 받침
P1	3.357	34.867	206.310	26.163	327.392	2,092.363	교각하단 기둥
P2	3.440	35.295	209.059	26.846	338.623	2,209.441	교각하단 기둥
P3	5.874	55.537	338.957	25.798	611.533	4,006.422	교각하단 기둥
P4	5.064	61.447	375.803	26.248	337.659	2,213.602	교각하단 기둥
A2	8.539	94.210	-	25.665	287.600	-	교각상단 받침

• 탄성받침 1개당 최대발생력(kN)

구분	교축방향 지진하중 재하시		교축직각방향 지진하중 재하시		비 고
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	
A1	93.190	11.940	19.210	57.740	
P1	31.940	10.770	12.040	59.640	
P2	31.190	13.850	11.660	61.460	
P3	69.340	16.300	16.920	58.080	
P4	54.980	14.990	14.670	61.400	
A2	93.190	11.940	19.210	57.740	

• 탄성받침 1개당 최대발생변위(mm)

구분	교축방향 지진하중 재하시		교축직각방향 지진하중 재하시		비 고
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	
A1	41.418	5.305	8.539	25.665	
P1	13.661	2.505	3.357	26.163	
P2	13.319	4.931	3.440	26.846	
P3	33.051	5.802	5.874	25.798	
P4	24.399	5.257	5.064	26.248	
A2	41.418	5.305	8.539	25.665	

4) 교각 P4 복합모드 해석결과

부 재 력	교축방향 작용력		교축직각방향 작용력	
	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
기둥상단축력(kN)	1,671.900		1,671.900	
기둥하단축력(kN)	2,099.300		2,099.300	
상 단 변 위 (mm)	24.399	5.275	5.064	26.248
상단 전단력 (kN)	313.474	57.205	55.978	319.113
하단 전단력 (kN)	344.229	60.464	61.447	337.659
상단모멘트(kN · m)	578.513	132.944	103.305	724.313
하단모멘트(kN · m)	2,104.549	398.420	375.803	2,213.602

여기서, $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

5) 교각 P4 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부 재 력	하중 경우 1 (Comb 1)		하중 경우 2 (Comb 2)	
	$[F_E^L]_{com\ 1}$	$[F_E^T]_{com\ 1}$	$[F_E^L]_{com\ 2}$	$[F_E^T]_{com\ 2}$
기둥상단축력(kN)	1,671.900		1,671.900	
기둥하단축력(kN)	2,099.300		2,099.300	
상 단 변 위 (mm)	25.918	13.149	12.384	27.831
상단 전단력 (kN)	330.267	152.939	150.020	336.275
하단 전단력 (kN)	362.663	161.762	164.716	355.798
상단모멘트(kN · m)	609.505	350.238	276.859	764.196
하단모멘트(kN · m)	2,217.290	1,062.501	1,007.168	2,333.128

여기서, $[F_E]_{com\ 1} = 1.0\times[F_E]_L + 0.3\times[F_E]_T$, $[F_E]_{com\ 2} = 0.3\times[F_E]_L + 1.0\times[F_E]_T$

6) 교각 P4 조합지진력

부 재 력	교축방향지진력	교축직각방향지진력	기 호
	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	
기둥상단축력(kN)	1,671.900	1,671.900	P
기둥하단축력(kN)	2,099.300	2,099.300	P_{bot}
상 단 변 위 (mm)	25.918	27.831	$[\Delta_E]_{comb}$
상단 전단력 (kN)	330.267	336.275	$[V_E]_{comb,Top}$
하단 전단력 (kN)	362.663	355.798	$[V_E]_{comb,Bot}$
상단모멘트(kN · m)	609.505	764.196	$[M_E]_{comb,Top}$
하단모멘트(kN · m)	2,217.290	2,333.128	$[M_E]_{comb,Bot}$

여기서, $[F_E^L]_{comb} = MAX\{[F_E^L]_{com\ 1}, [F_E^L]_{com\ 2}\}$, $[F_E^T]_{comb} = MAX\{[F_E^T]_{com\ 1}, [F_E^T]_{com\ 2}\}$

3. 구성요소의 내진성능 평가

3.1 교각의 내진성능 평가

3.1.1 교각 P4 형식 특성값

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
교각 기둥의 거동형태	켄틸레버식	켄틸레버식	
콘크리트 극한변형률 ε_{co}	0.0007	0.0020	
교 각 높 이 H (m)	6.500	6.500	교직-실제높이
교각유효높이 He (m)	6.500	6.813	교직-상부구조도심
진 동 주 기 (sec)	0.9938	0.6057	해석결과

3.1.2 교각 P4 의 휨성능 곡선

3.1.2.1 휨단면강도 산정

○ 단면강도는 외부에서 작용하는 수평하중에 대하여 부재가 지지할 수 있는 최대능력(강도)을 의미한다

○ 하중작용점의 높이 : 교 축 방 향 - 교각의 상단(즉, 교각의 높이)

교축직각방향 - 상부구조 질량중심까지의 높이

1) 교축방향

- $F^L_y = M^L_y / H_e{}^L$ = 2,326.79 / 6.500 = 357.968 kN
- $F^L_f = M^L_n / H_e{}^L$ = 2,565.94 / 6.500 = 394.760 kN

2) 교축직각방향

- $F^T_y = M^T_y / H_e{}^T$ = 24,037.00 / 6.813 = 3,528.108 kN
- $F^T_f = M^T_n / H_e{}^T$ = 25,887.20 / 6.813 = 3,799.677 kN

여기서, F^L_y, F^T_y : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

F^L_f, F^T_f : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

M^L_y, M^T_y : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN-m)

M^L_n, M^T_n : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN-m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

- 교축방향 - 교각의 상단높이 적용(즉 교각높이로 적용)
- 교축직각방향 - 질량중심을 고려한 값 적용.

3.1.2.2 교각의 휨성능 곡선

○ 교각의 항복 및 극한시 변위는 비선형해석 또는 단면해석을 통하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 단, Caltrans에서는 하중단계에 따른 곡률분포를 등가소성힌지길이의 중심으로 한 2개의 직선으로 이상화하여 간략하게 평가할 수 있도록 하였다.

○ 소성변형과 관련 변수들의 기하학적인 특성을 이용하면 다음과 같은 관계를 구할 수 있다.

1) 교축방향

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^L = \dfrac{\varnothing_y^L \, H_e^2}{3} = \dfrac{0.004182 \times 6.500^2}{3} = 0.058891$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^L = 0.08\, H_e + 0.022\, f_y\, d_{bl} = 0.08 \times 6.500 + 0.022 \times 300 \times 0.0191 = 0.646$ m
  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0191 = 0.252$ m
- $\theta_p^L = (\varnothing_U - \varnothing_y)\, L_p^L = (0.049489 - 0.004182) \times 0.646 = 0.029271$
- $\Delta_p^L = (M_u^L / M_y^L - 1) \cdot \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2)$

$$= \left(\frac{2,566}{2,327} - 1\right) \times 0.058891 + 0.029271 \times \left(6.500 - \frac{0.646}{2}\right)$$

$= 0.18686$ m

여기서, L_p : 등가소성힌지길이(m), θ_p : 소성회전각

f_y : 축방향철근 항복강도(MPa), d_{bl} : 교각 기둥의 축방향철근 직경(mm)

③ 극한변위(Δ_u)

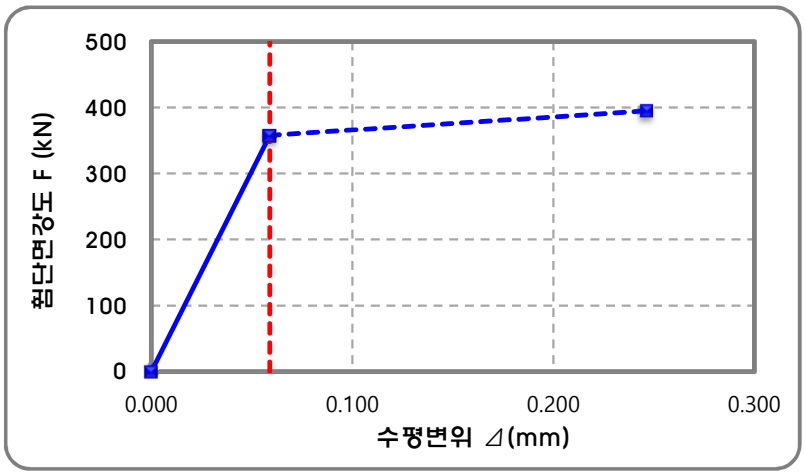
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.058891 + 0.186860 = 0.245751$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c}^L = \dfrac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \dfrac{0.245751}{0.058891} = 4.173 > 1.000$ 제한

$= 1.000$

⑤ 휨성능 곡선



2) 교축직각방향

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^T = \dfrac{\varnothing_y^T H_e^2}{3} = \dfrac{0.000437 \times 6.813^2}{3} = 0.006763$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 6.813 + 0.022 \times 300 \times 0.0191 = 0.671$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0191 = 0.252$ m
- $\theta_p^T = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^T = (0.003639 - 0.000437) \times 0.671 = 0.002149$
- $\Delta_p^T = (M_u^T / M_y^T - 1) \cdot \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2)$

  $= \left(\dfrac{25,887}{24,037} - 1 \right) \times 0.006763 + 0.002149 \times \left(6.813 - \dfrac{0.671}{2} \right)$

  $= 0.01444$ m

③ 극한변위(Δ_u)

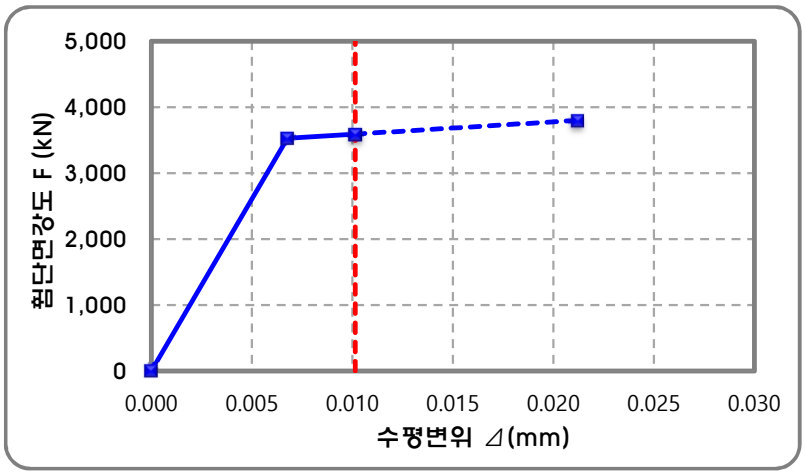
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.006763 + 0.014437 = 0.021201$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c}^T = \dfrac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \dfrac{0.021201}{0.006763} = 3.135 > 1.500$ 제한

  $= 1.500$

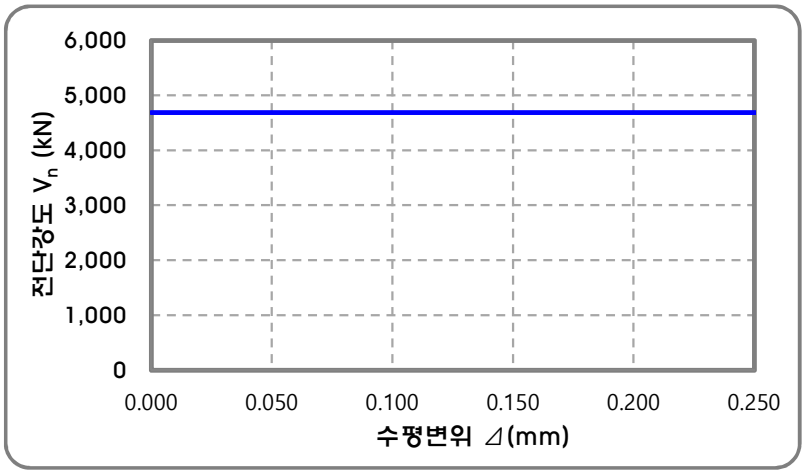
⑤ 휨성능 곡선



3.1.3 교각 P4 의 전단성능 곡선

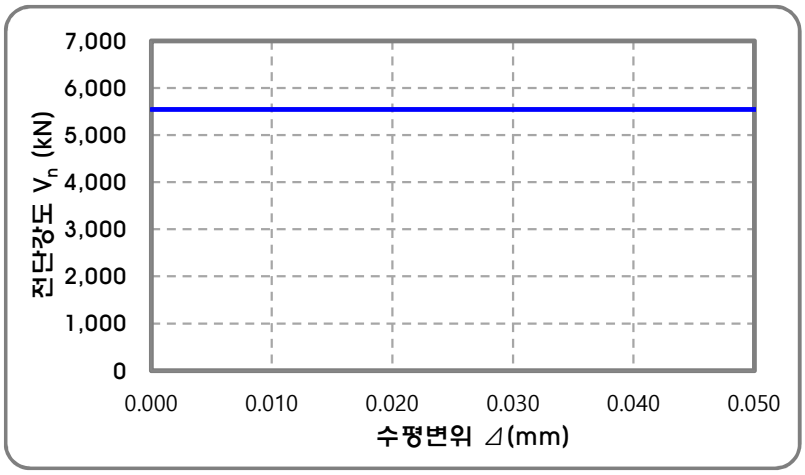
1) 교축방향

- $V_{n1} = 0.66 \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 0.660 \times \sqrt{(\ 21\ )} \times 6500 \times 500 = 9,829.6$ kN
- $V_{n2} = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) \cdot b \cdot d$
  $= (\ 0.165 \times \sqrt{(\ 21\ )} + 0.002 \times 300\ ) \times 6500 \times 500 = 4,687.2$ kN
- $V_n = MIN(\ V_{n1}\ ,\ V_{n2}\ ) = 4,687.2$ kN



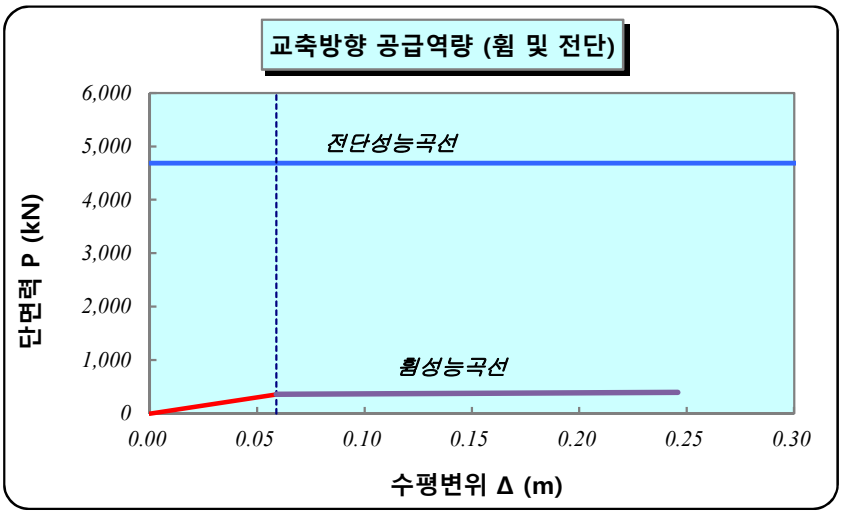
2) 교축직각방향

- $V_{n1} = 0.66 \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 0.660 \times \sqrt{(\ 21\ )} \times 600 \times 6400 = 11,614.1$ kN
- $V_{n2} = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) \cdot b \cdot d$
  $= (\ 0.165 \times \sqrt{(\ 21\ )} + 0.002 \times 300\ ) \times 600 \times 6400 = 5,538.0$ kN
- $V_n = MIN(\ V_{n1}\ ,\ V_{n2}\ ) = 5,538.0$ kN

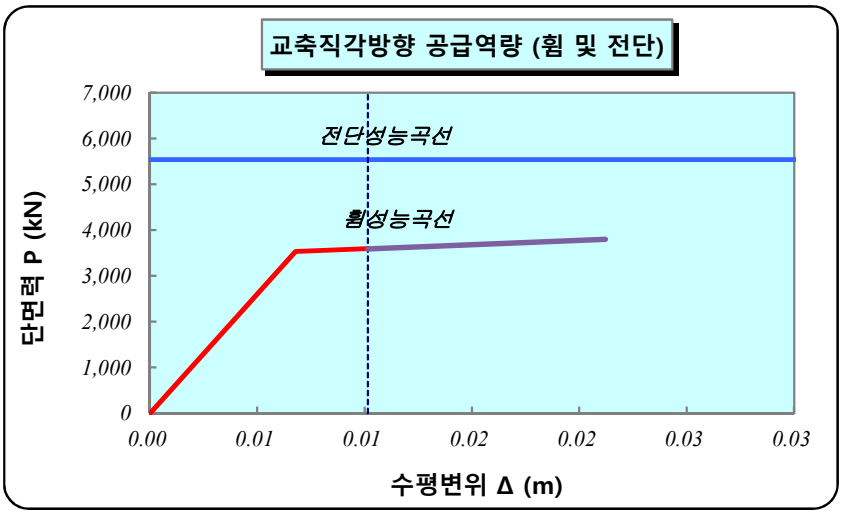


3.1.4 교각 P4 의 파괴모드 결정

1) 교 축 방 향 : **휨 파괴모드**



2) 교축직각방향 : **휨 파괴모드**



3) 교각의 파괴모드

⇒ 교각 P4의 교축 및 교축직각방향은 휨파괴에 이를 때까지 전단파괴가 발생하지 않으므로 해당교각은 '휨파괴 모드'에 의해 지배된다.

3.1.5 교각 P4 의 내진성능 평가

○ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구 분	지 반 종 류				비 고
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	
Ts	0.3300	0.4400	0.6100	0.9400	도로교설계기준 1980
1.25 Ts	0.4125	0.5500	0.7625	1.1750	

1) 교축방향 : 휨 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P{\cdot}\Delta_E$ = 2,217.3 + 1,671.9 × 0.0259 = 2,260.6 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 2,260.6 kN · m
- M_y = 2,326.8 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 ∴ **탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_s}$
- 교각4의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 0.9938 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가 (변위연성도)

- 공 급 역 량 : $\mu^L_{\Delta C}$ = 1.000
- 소 요 역 량 : $\mu^L_{\Delta d}$ = 1.000
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^L_{\Delta C}}{\mu^L_{\Delta d}} = \frac{1.000}{1.000}$ = 1.000 ≥ 1.0 ∴ 0.K

2) 교축직각방향 : 휨 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P{\cdot}\Delta_E$ = 2,333.1 + 1,671.9 × 0.0278 = 2,379.7 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 2,379.7 kN · m
- M_y = 24,037.0 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 ∴ **탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_s}$
- 교각4의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 0.6057 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가 (변위연성도)

- 공 급 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta C} = 1.500$
- 소 요 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta d} = 1.000$
- 내진성능평가 : $\dfrac{\mu^{L}_{\Delta C}}{\mu^{L}_{\Delta d}} = \dfrac{1.500}{1.000} = 1.500 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2 교량 받침의 내진성능 평가

3.2.1 교각 P4 받침평가 (최대 지진력 발생 교각부)

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.1.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 135.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 135.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 135.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 135.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MIN [F^L_n, $[V^L_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) / 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [358.0 , 330.3] × 1 / 5 = 66.1 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MIN [F^T_n, $[V^T_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [3,591.7 , 336.3] × 1 / 5 = 67.3 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{135.0}{66.1} = 2.044 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{135.0}{67.3} = 2.007 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 60.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 60.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
전단변위 (mm)	14.67	10.35	7.46	26.91

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [14.67 , 7.46] = 14.67 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [10.35 , 26.91] = 26.91 mm

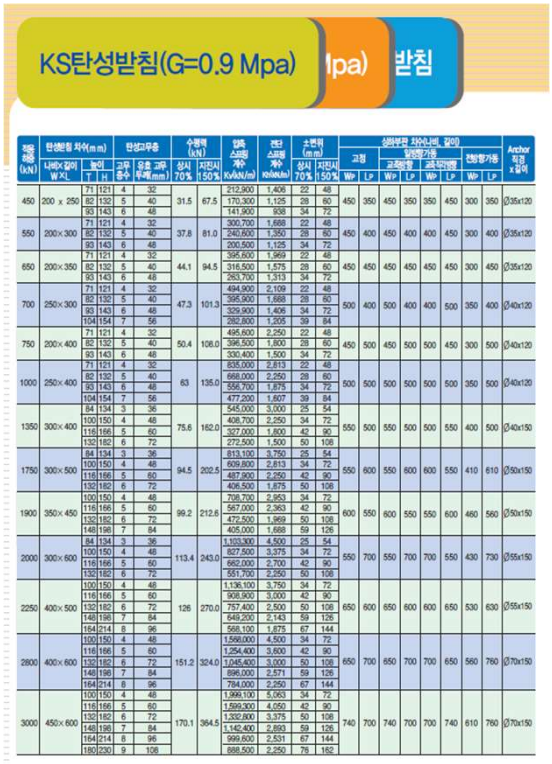
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{60.00}{14.67} = 4.091 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{60.00}{26.91} = 2.229 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (카달로그 참조)

① 본체 규격



적용 하중 (kN)	탄성받침 치수(mm) W×L	높이 T	높이 H	고무 층수	탄성고무층 유효 고무 두께(mm)	수평력 (kN) 상시 70%	수평력 (kN) 지진시 150%	압축 스프링 계수 KN/m	전단 스프링 계수 KN/m	초본위 (mm) 상시 70%	초본위 (mm) 지진시 150%	상하부판 치수(신축, 길이) 고정 Wp	고정 Lp	일반형가동 교축방향 Wp	일반형가동 교축방향 Lp	일반형가동 교축직방향 Wp	일반형가동 교축직방향 Lp	전방향가동 Wp	전방향가동 Lp	Anchor 직경 x 길이
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	350	450	300	350	Ø35x120
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60									
		93	143	6	48			141,900	938	34	72									
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	400	450	300	400	Ø35x120
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60									
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72									
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120
		82	132	5	40			316,500	1,575	28	60									
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72									
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	400	500	350	400	Ø40x120
		82	132	5	40			395,900	1,688	28	60									
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72									
		104	154	7	56			282,800	1,205	39	84									
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120
		82	132	5	40			396,500	1,800	28	60									
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72									
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	635,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		82	132	5	40			668,000	2,250	28	60									
		93	143	6	48			556,700	1,875	34	72									
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84									
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	500	550	400	500	Ø40x150
		100	150	4	48			408,700	2,250	34	72									
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90									
		132	182	6	72			272,500	1,500	50	108									
1750	300×500	84	134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100	150	4	48			609,800	2,813	34	72									
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90									
		132	182	6	72			406,500	1,875	50	108									
1900	350×450	100	150	4	48	99.2	212.6	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150
		116	166	5	60			567,000	2,363	42	90									
		132	182	6	72			472,500	1,969	50	108									
		148	198	7	84			405,000	1,688	59	126									
2000	300×600	84	134	3	36	113.4	243.0	1,103,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150
		100	150	4	48			827,500	3,375	34	72									
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90									
		132	182	6	72			551,700	2,250	50	108									
2250	400×500	100	150	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150
		116	166	5	60			908,900	3,000	42	90									
		132	182	6	72			757,400	2,500	50	108									
		148	198	7	84			648,200	2,143	59	126									
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144									
2800	400×600	100	150	4	48	151.2	324.0	1,566,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,254,400	3,600	42	90									
		132	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108									
		148	198	7	84			896,000	2,571	59	126									
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144									
3000	450×600	100	150	4	48	170.1	364.5	1,999,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,599,300	4,050	42	90									
		132	182	6	72			1,332,800	3,375	50	108									
		148	198	7	84			1,142,400	2,893	59	126									
		164	214	8	96			999,600	2,531	67	144									
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	162									

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \frac{F^{L}_{B,D}}{n^{L}_{B}} = \frac{66.1}{1} = 66.1$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \frac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{67.3}{1} = 67.3$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \frac{434.3}{66.1} = 6.575 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \frac{434.3}{67.3} = 6.457 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)

○ $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b$

여기서, A_{Vc} : 단일앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vc} = [\ 1.5 \cdot C_{a1} + \sum S_i + 1.5 \cdot C_{a1}\ ] \times 1.5 C_{a1}$ ($C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$, $h_a \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우)

A_{Vco} : 연단거리 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vco} = 4.5 \cdot C^2_{a1}$

$\varphi_{ed,V}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 1.0$

$C_{a2} < 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\ (\ C_{a2} / 1.5 C_{a1}\ )$

$\varphi_{c,V}$: 콘크리트 균열 및 보조철근 유무에 따른 전단강도 수정계수

비균열 콘크리트 또는 보조철근과 100mm이하 간격의 스터럽 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.4$

균열콘크리트 : 보조철근 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.2$, 보조철근 미사용시 $\varphi_{c,V} = 1.0$

V_b : 균열 콘크리트에서 전단을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트파괴강도, N

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

$V_b = 0.7\ (\ l_e / d_o\ )^{0.2}\ \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ ($d_0 \geq 10$㎜, 헤드스터드, 헤드볼트, 갈고리볼트)

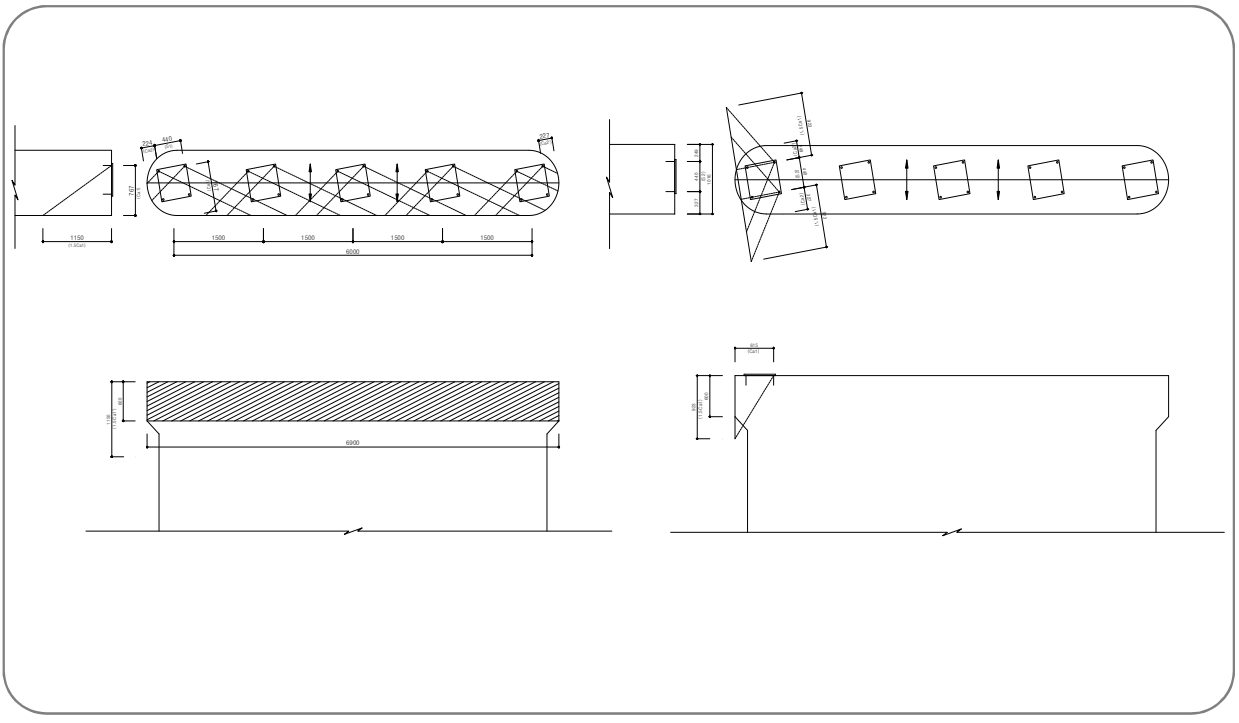
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

C_{a2} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

S_1 : 하중 작용 직각방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

S_2 : 하중 작용 방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

h_a : 앵커가 정착되는 기초(코핑)콘크리트 두께, ㎜



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (224 + 6,452 + 224) × 600 = 4,140,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 767 mm , C_{a1}' = 767 mm

  C_{a21} = 224 mm , C_{a22} = 224 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 6,452 mm , S_{max} = 1,069 mm , h_a = 600 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 767 ^{2} = 2,647,301 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 2,647,301 = 5,294,601 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{4,140,000}{2,647,301} \times 0.758 \times 1.00 \times 460 = 545.8$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.758 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 460 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 320] = 120 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (327 + 440 + 249) × 600 = 609,600 mm^2

  여기서, C_{a1} = 615 mm , C_{a1}' = 615 mm

  C_{a21} = 327 mm , C_{a22} = 249 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 440 mm , S_{max} = 440 mm , h_a = 600 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 615 ^{2} = 1,702,013 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 1,702,013 = 3,404,025 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{609,600}{1,702,013} \times 0.781 \times 1.00 \times 330 = 92.4$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.781 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 330 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 320] = 120 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 0.5C_{a1} 과 0.3C_{a2} 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as}$ = n_{as}·$\varnothing_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 6586.4 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as}$ = n_{as}·$\varnothing_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 612.8 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , $V^L_{s,as}$) = MAX (545.8 , 0.0) = 545.8 kN

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (92.4 , 0.0) = 92.4 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AC,D} = F^{L}_{AS,D} \times n^{L}_{B} = 66.1 \times 5 = 330.3$ kN ($n^{L}_{B} = 5$)
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} = 67.3 \times 1 = 67.3$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^{L}_{cbg}}{F^{L}_{AC,D}} = \frac{545.8}{330.3} = 1.653 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \frac{92.4}{67.3} = 1.374 \geq 1.0$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)

○ $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$

여기서, k_{cp} : 콘크리트 프라이아웃 강도 계수

$h_{ef} < 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 1.0$

$h_{ef} \geq 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 2.0$

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커그룹의 콘크리트 파괴강도, N

○ $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_{b}$

여기서, A_{Nc} : 인장강도 산정을 위한 단일앵커 또는 앵커그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nc} = [2\times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_1] \times [2 \times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_2]$ ($C_{a1} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$, $C_{a2} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우)

A_{Nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도 산정을 위한 단일앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nco} = 9 \cdot h^{2}_{ef}$

$\varphi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 대한 인장강도 수정계수

$C_{a,min} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,N} = 1.0$

$C_{a,min} < 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 (C_{a,min} / 1.5 h_{ef})$

$\varphi_{c,N}$: 균열유무에 따른 인장강도 수정계수 (균열제어 철근 배근시 비균열 콘크리트로 간주)

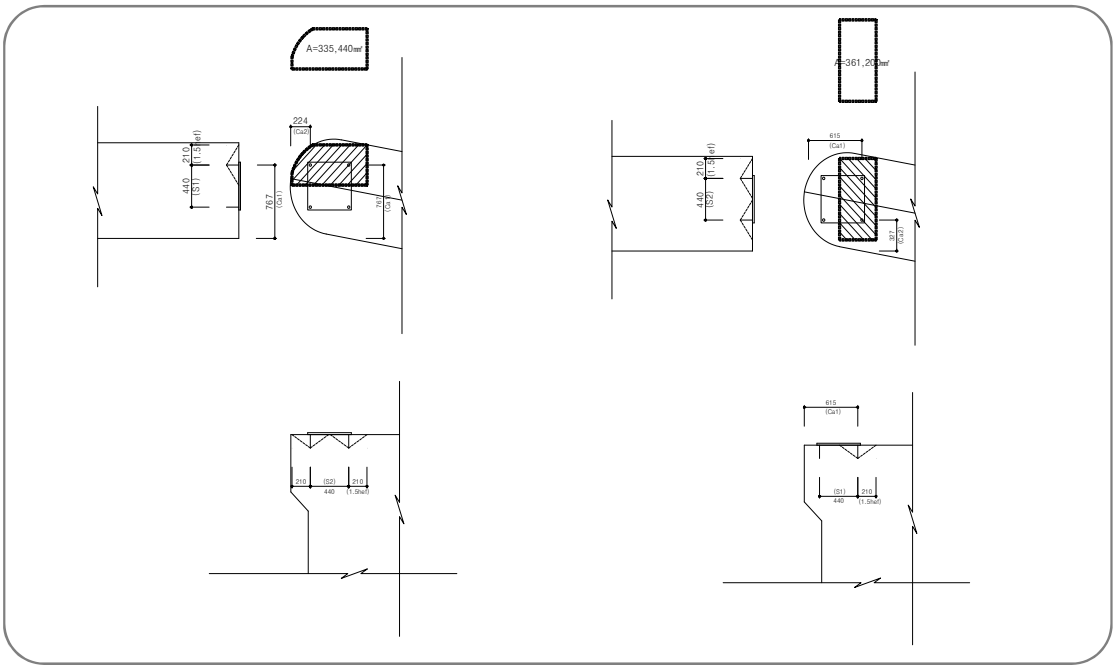
비균열 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.25$: 선설치 앵커, $\varphi_{c,N} = 1.40$: 후설치 앵커

균열(폭 0.3mm초과) 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.0$

N_{b} : 인장력을 받는 단일앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N

$N_{b} = k_{c} \sqrt{fck} \cdot h^{1.5}_{ef}$ ($k_{c} = 10$: 선설치앵커, $k_{c} = 7$: 후설치앵커)

$N_{b} = 3.9 \sqrt{fck} \cdot h^{5/3}_{ef}$ ($280 \leq h_{ef} \leq 635mm$ 인 헤드스터드와 헤드볼트)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 335,440 mm^2

  여기서, C_{a11} = 767 mm , C_{a12} = 767 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 224 mm , C_{a22} = 227 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120.0 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600.0 mm^2

∴ A_{Nc} ≥ $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 42.2 = 84.3$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = $7.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5}$ = 42.2 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 84.3 = 168.7 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 361,200 mm^2

  여기서, C_{a11} = 615 mm , C_{a12} = 615 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 327 mm , C_{a22} = 249 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600.0 mm^2

∴ A_{Nc} ≥ $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 42.2 = 84.3$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5} = 42.2$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 84.3 = 168.7$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX(V^L_{cpg}, V^L_{s,at}) = MAX(168.7, 0.0) = 168.7$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^T_{cpg}, V^T_{s,at}) = MAX(168.7, 0.0) = 168.7$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 66.1 \times 1 = 66.1$ kN (n^L_B = 1)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 67.3 \times 1 = 67.3$ kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{168.7}{66.1} = 2.554 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{168.7}{67.3} = 2.508 \geq 1.0$ ∴ O.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	66.1	O.K 6.575	434.3	67.3	O.K 6.457
콘크리트전단파괴	545.8	330.3	O.K 1.653	92.4	67.3	O.K 1.374
프라이아웃 파괴	168.7	66.1	O.K 2.554	168.7	67.3	O.K 2.508

3.2.2 교대 A1 받침평가

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.2.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 135.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 135.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 135.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 135.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	98.95	29.26	47.17	61.32

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [99.0 , 47.2] = 99.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [29.3 , 61.3] = 61.3 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{135.0}{99.0} = 1.364 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{135.0}{61.3} = 2.201 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.2.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 60.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 60.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	43.98	13.00	20.96	27.26

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [43.98 , 20.96] = 43.98 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [13.00 , 27.26] = 27.26 mm

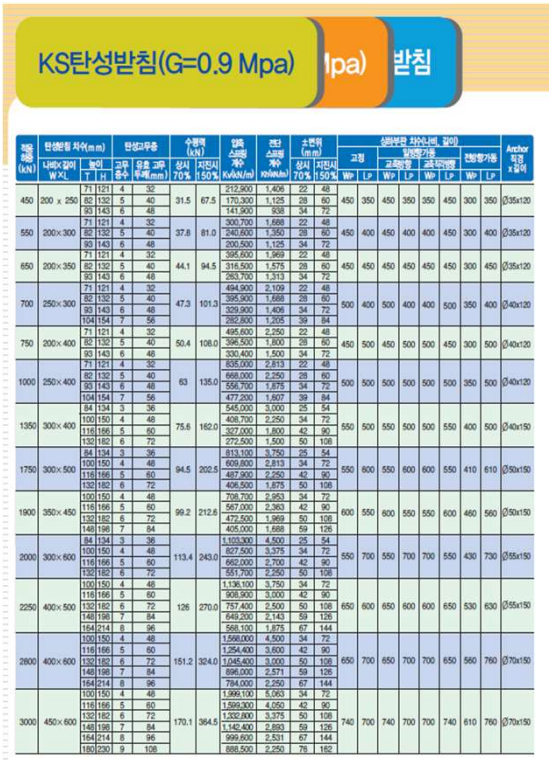
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{60.00}{43.98} = 1.364 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{60.00}{27.26} = 2.201 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.2.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (카달로그 참조)

① 본체 규격



적용 기준 (kN)	탄성받침 치수(mm) W×L	높이 T	높이 H	탄성고무층 고무 층수	탄성고무층 유효 고무 두께(mm)	수평력 (kN) 상시 70%	수평력 (kN) 지진시 150%	강성 스프링 계수 Kv(kN/m)	전단 스프링 계수 Kh(kN/m)	초기위 (mm) 상시 70%	초기위 (mm) 지진시 150%	상판부착 차단너비, 길이 고정 Wp	상판부착 차단너비, 길이 고정 Lp	상판부착 차단너비, 길이 가동 교축방향 Wp	상판부착 차단너비, 길이 가동 교축방향 Lp	상판부착 차단너비, 길이 가동 교축직각방향 Wp	상판부착 차단너비, 길이 가동 교축직각방향 Lp	전방향가동 Wp	전방향가동 Lp	Anchor 직경 x 길이
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	350	450	300	350	Ø35x120
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60									
		93	143	6	48			141,900	938	34	72									
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	400	450	300	400	Ø35x120
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60									
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72									
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120
		82	132	5	40			316,500	1,575	28	60									
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72									
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	400	500	350	400	Ø40x120
		82	132	5	40			395,900	1,688	28	60									
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72									
		104	154	7	56			282,800	1,205	39	84									
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120
		82	132	5	40			396,500	1,800	28	60									
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72									
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	835,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		82	132	5	40			668,000	2,250	28	60									
		93	143	6	48			556,700	1,875	34	72									
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84									
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	550	550	400	500	Ø40x150
		100	150	4	48			408,700	2,250	34	72									
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90									
		132	182	6	72			272,500	1,500	50	108									
1750	300×500	84	134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100	150	4	48			609,800	2,813	34	72									
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90									
		132	182	6	72			406,500	1,875	50	108									
1900	350×450	100	150	4	48	99.2	212.6	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	600	600	460	560	Ø50x150
		116	166	5	60			567,000	2,363	42	90									
		132	182	6	72			472,500	1,969	50	108									
		148	198	7	84			405,000	1,688	59	126									
2000	300×600	84	134	3	36	113.4	243.0	1,103,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150
		100	150	4	48			827,500	3,375	34	72									
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90									
		132	182	6	72			551,700	2,250	50	108									
2250	400×500	100	150	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150
		116	166	5	60			908,900	3,000	42	90									
		132	182	6	72			757,400	2,500	50	108									
		148	198	7	84			649,200	2,143	59	126									
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144									
2800	400×600	100	150	4	48	151.2	324.0	1,568,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,254,400	3,600	42	90									
		132	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108									
		148	198	7	84			896,000	2,571	59	126									
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144									
3000	450×600	100	150	4	48	170.1	364.5	1,999,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,599,300	4,050	42	90									
		132	182	6	72			1,332,800	3,375	50	108									
		148	198	7	84			1,142,400	2,893	59	126									
		164	214	8	96			999,600	2,531	67	144									
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	162									

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

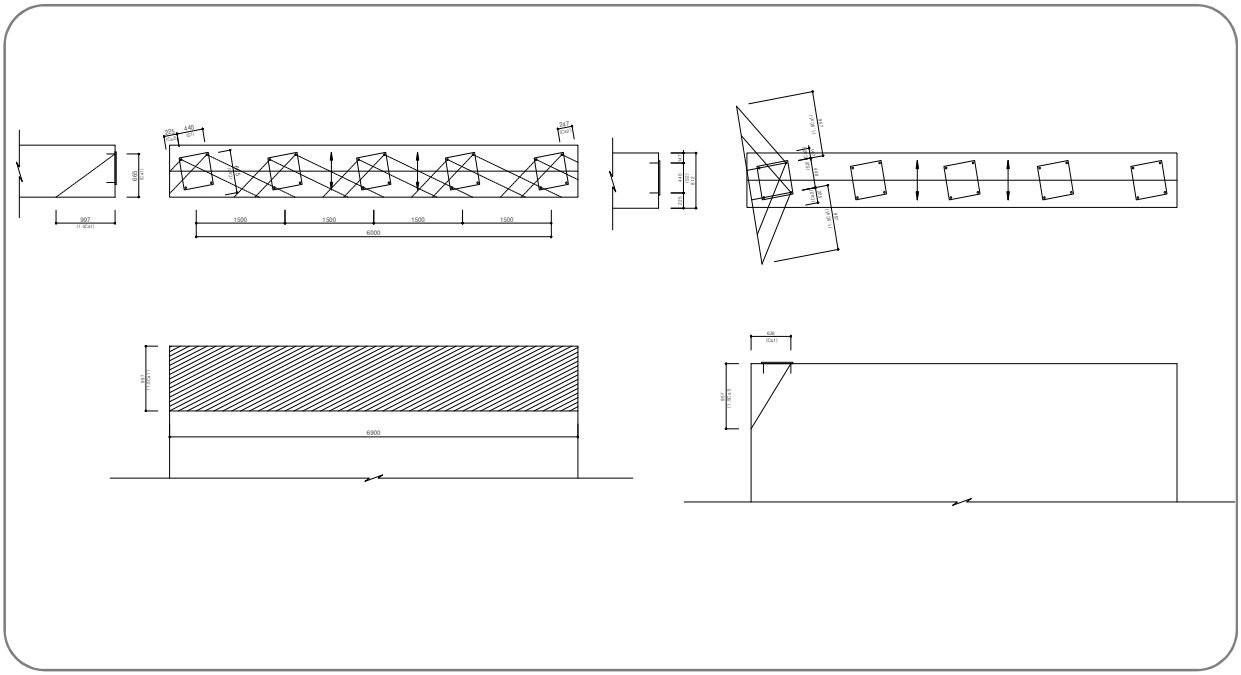
- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \frac{F^{L}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{99.0}{1} = 99.0$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \frac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{61.3}{1} = 61.3$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \frac{434.3}{99.0} = 4.389 \geq 1.0$ ∴ 0.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \frac{434.3}{61.3} = 7.082 \geq 1.0$ ∴ 0.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (225 + 6,428 + 247) × 998 = 6,882,750 mm^2

  여기서, C_{a1} = 665 mm , C_{a1}' = 665 mm

  C_{a21} = 225 mm , C_{a22} = 247 mm

  $\sum S_i$ = 6,428 mm , S_{max} = 1,069 mm , h_a = 4,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 665 ^{2} = 1,990,013 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 1,990,013 = 3,980,025 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{3,980,025}{1,990,013} \times 0.768 \times 1.00 \times 371 = 570.4$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.768 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 371 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 320] = 120 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (225 + 440 + 147) × 957 = 777,084 mm^2

  여기서, C_{a1} = 638 mm , C_{a1}' = 638 mm

  C_{a21} = 225 mm , C_{a22} = 147 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 440 mm , S_{max} = 440 mm , h_a = 4,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 638 ^{2} = 1,831,698 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 1,831,698 = 3,663,396 mm^2

• $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{777,084}{1,831,698} \times 0.746 \times 1.00 \times 349 = 110.5$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V} = 0.746$ Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V} = 1.000$ (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 \left(l_e / d_o \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 349$ kN

$l_e = \text{MIN} [h_{ef}, 8d_0] = \text{MIN} [120 , 320] = 120$ mm

$d_0 = 40$ mm (앵커소켓 직경) , $h_{ef} = 120$ mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot \varnothing_v \cdot A_s \cdot f_y = 0 \times 1.00 \times 0.0 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = $\text{MIN} [(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i) , (0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})] = 6569.6$ mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot \varnothing_v \cdot A_s \cdot f_y = 0 \times 1.00 \times 0.0 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = $\text{MIN} [(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i) , (0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})] = 551.6$ mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cbg} = \text{MAX} (V^L_{cbg} , V^L_{s,as}) = \text{MAX} (570.4 , 0.0) = 570.4$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = \text{MAX} (V^T_{cbg} , V^T_{s,as}) = \text{MAX} (110.5 , 0.0) = 110.5$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

• 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 99.0 \times 5 = 494.8$ kN ($n^T_B = 5$)

• 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 61.3 \times 1 = 61.3$ kN ($n^T_B = 1$)

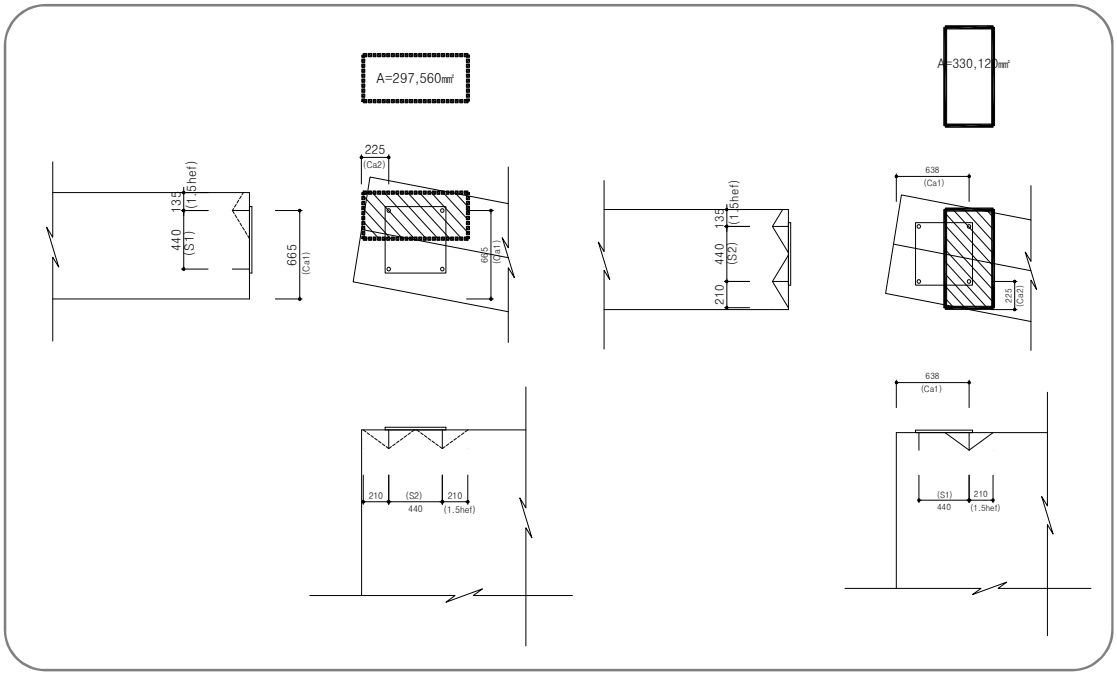
③ 평가

• 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{570.4}{494.8} = 1.153 \geq 1.00$ ∴ O.K

• 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{110.5}{61.3} = 1.802 \geq 1.00$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 297,560 mm^2

  여기서, C_{a11} = 665 mm , C_{a12} = 665 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 225 mm , C_{a22} = 247 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600 mm^2

- ∴ A_{Nc} ≥ $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- N_{cbg} = $\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$ = $\frac{259,200}{129,600}$ × 1.000 × 1.00 × 42.2 = 84.3 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 7.0 × √ 21 × 120.0 $^{1.5}$ = 42.2 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 84.3 = 168.7 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 330,120 mm^2

  여기서, C_{a11} = 638 mm , C_{a12} = 638 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 225 mm , C_{a22} = 147 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 120.0^{\ 2} = 129,600 \ mm^2$

$\therefore A_{Nc} \geq n \cdot A_{Nco} = 2 \times 129,600.0 = 259,200.0 \ mm^2$ (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 0.945 \times 1.00 \times 42.2 = 79.7$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N} = 0.945$ (Ca,min < 1.5·hef 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca,min / 1.5hef))

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5} = 42.2$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 79.7 = 159.4$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX (V^L_{cpg} , V^L_{s,at}) = MAX (168.7 , 0.0) = 168.7$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX (V^T_{cpg} , V^T_{s,at}) = MAX (159.4 , 0.0) = 159.4$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 99.0 \times 1 = 99.0$ kN ($n^T_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 61.3 \times 1 = 61.3$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{168.7}{99.0} = 1.705 \geq 1.00$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{159.4}{61.3} = 2.599 \geq 1.00$ ∴ O.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	99.0	O.K 4.389	434.3	61.3	O.K 7.082
콘크리트전단파괴	570.4	494.8	O.K 1.153	110.5	61.3	O.K 1.802
프라이아웃 파괴	168.7	99.0	O.K 1.705	159.4	61.3	O.K 2.599

3.2.3 교대 A2 받침평가

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.3.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 135.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 135.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 135.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 135.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	98.95	29.26	47.17	61.32

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [99.0 , 47.2] = 99.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [29.3 , 61.3] = 61.3 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{135.0}{99.0} = 1.364 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{135.0}{61.3} = 2.201 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.3.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 60.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 60.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	43.98	13.00	20.96	27.26

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [43.98 , 20.96] = 43.98 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [13.00 , 27.26] = 27.26 mm

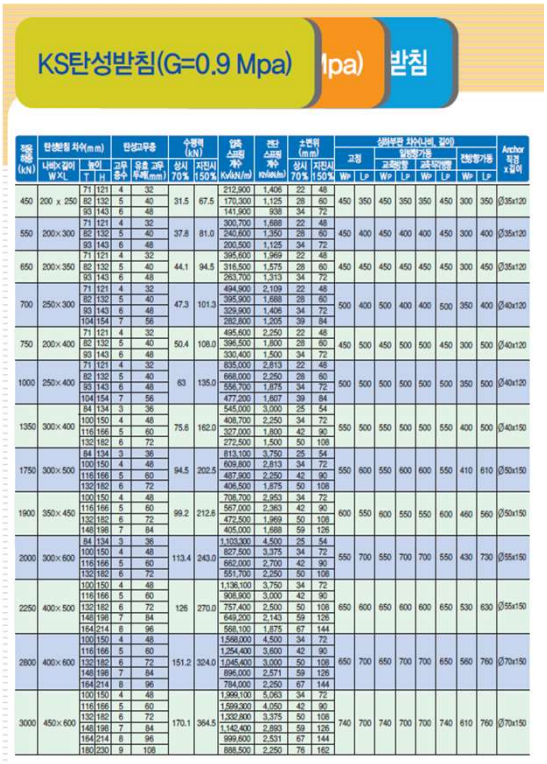
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{60.00}{43.98} = 1.364 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{60.00}{27.26} = 2.201 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.3.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (카달로그 참조)

① 본체 규격



적용 하중 (kN)	탄성본체 치수(mm) W×L	높이 T	H	탄성고무층 고무 층수	유효 고무 두께 mm	수평력 (kN) 상시 70%	지진시 150%	앵커 스프링 계수 Kv(kN/m)	전단 스프링 계수 Kh(kN/m)	소켓위 (mm) 상시 70%	지진시 150%	상하부판 치수(너비, 길이) 고정 WP	LP	일반방가동 교축방향 WP	LP	교직각방향 WP	LP	전방향가동 WP	LP	Anchor 도경 x 길이
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	350	450	300	350	Ø35x120
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60									
		93	143	6	48			141,900	938	34	72									
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	400	450	300	400	Ø35x120
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60									
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72									
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120
		82	132	5	40			316,500	1,575	28	60									
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72									
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	400	500	350	400	Ø40x120
		82	132	5	40			395,900	1,688	28	60									
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72									
		104	154	7	56			282,800	1,205	39	84									
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120
		82	132	5	40			396,500	1,800	28	60									
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72									
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	635,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		82	132	5	40			668,000	2,250	28	60									
		93	143	6	48			556,700	1,875	34	72									
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84									
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	500	550	400	500	Ø40x150
		100	150	4	48			408,700	2,250	34	72									
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90									
		132	182	6	72			272,500	1,500	50	108									
1750	300×500	84	134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100	150	4	48			609,800	2,813	34	72									
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90									
		132	182	6	72			406,500	1,875	50	108									
1900	350×450	100	150	4	48	99.2	212.8	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150
		116	166	5	60			567,000	2,363	42	90									
		132	182	6	72			472,500	1,969	50	108									
		148	198	7	84			405,000	1,688	59	126									
2000	300×600	84	134	3	36	113.4	243.0	1,103,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150
		100	150	4	48			827,500	3,375	34	72									
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90									
		132	182	6	72			551,700	2,250	50	108									
2250	400×500	100	150	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150
		116	166	5	60			908,900	3,000	42	90									
		132	182	6	72			757,400	2,500	50	108									
		148	198	7	84			649,200	2,143	59	126									
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144									
2800	400×600	100	150	4	48	151.2	324.0	1,568,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,254,400	3,600	42	90									
		132	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108									
		148	198	7	84			896,000	2,571	59	126									
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144									
3000	450×600	100	150	4	48	170.1	364.5	1,999,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,599,300	4,050	42	90									
		132	182	6	72			1,332,800	3,375	50	108									
		148	198	7	84			1,142,400	2,893	59	126									
		164	214	8	96			999,600	2,531	67	144									
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	162									

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

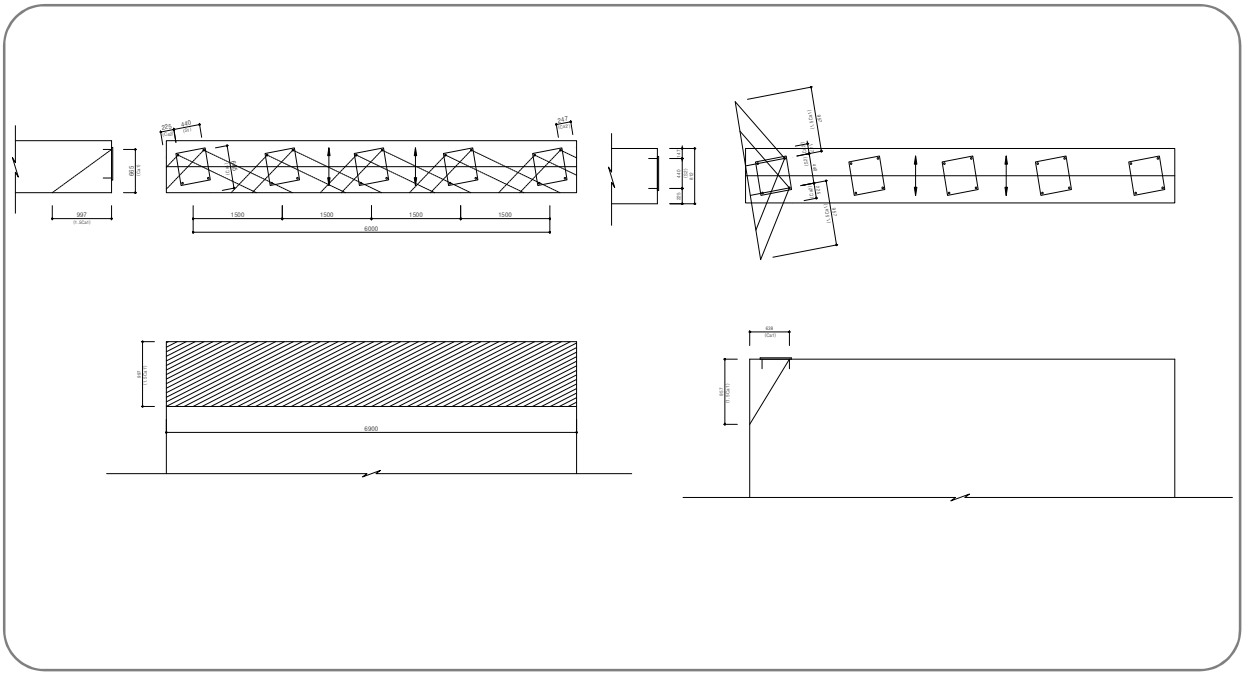
- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \frac{F^{L}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{99.0}{1} = 99.0$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \frac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{61.3}{1} = 61.3$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \frac{434.3}{99.0} = 4.389 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \frac{434.3}{61.3} = 7.082 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (225 + 6,428 + 247) × 998 = 6,882,750 mm^2

  여기서, C_{a1} = 665 mm , C_{a1}' = 665 mm

  C_{a21} = 225 mm , C_{a22} = 247 mm

  $\sum S_i$ = 6,428 mm , S_{max} = 1,069 mm , h_a = 4,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 665 ^{2} = 1,990,013 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 1,990,013 = 3,980,025 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{3,980,025}{1,990,013} \times 0.768 \times 1.00 \times 371 = 570.4$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.768 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 371 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 320] = 120 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (225 + 440 + 147) × 957 = 777,084 mm^2

  여기서, C_{a1} = 638 mm , C_{a1}' = 638 mm

  C_{a21} = 225 mm , C_{a22} = 147 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 440 mm , S_{max} = 440 mm , h_a = 4,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 638 ^{2} = 1,831,698 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 1,831,698 = 3,663,396 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{777,084}{1,831,698} \times 0.746 \times 1.00 \times 349 = 110.5$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V} = 0.746$ Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V} = 1.000$ (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 \left(l_e / d_o \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 349$ kN

$l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 320] = 120$ mm

$d_0 = 40$ mm (앵커소켓 직경) , $h_{ef} = 120$ mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 해당 방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 0 \times 1.00 \times 0.0 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = $MIN [(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i) , (0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})] = 6569.6$ mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 0 \times 1.00 \times 0.0 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = $MIN [(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i) , (0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})] = 551.6$ mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , V^L_{s,as}) = MAX (570.4 , 0.0) = 570.4$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , V^T_{s,as}) = MAX (110.5 , 0.0) = 110.5$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

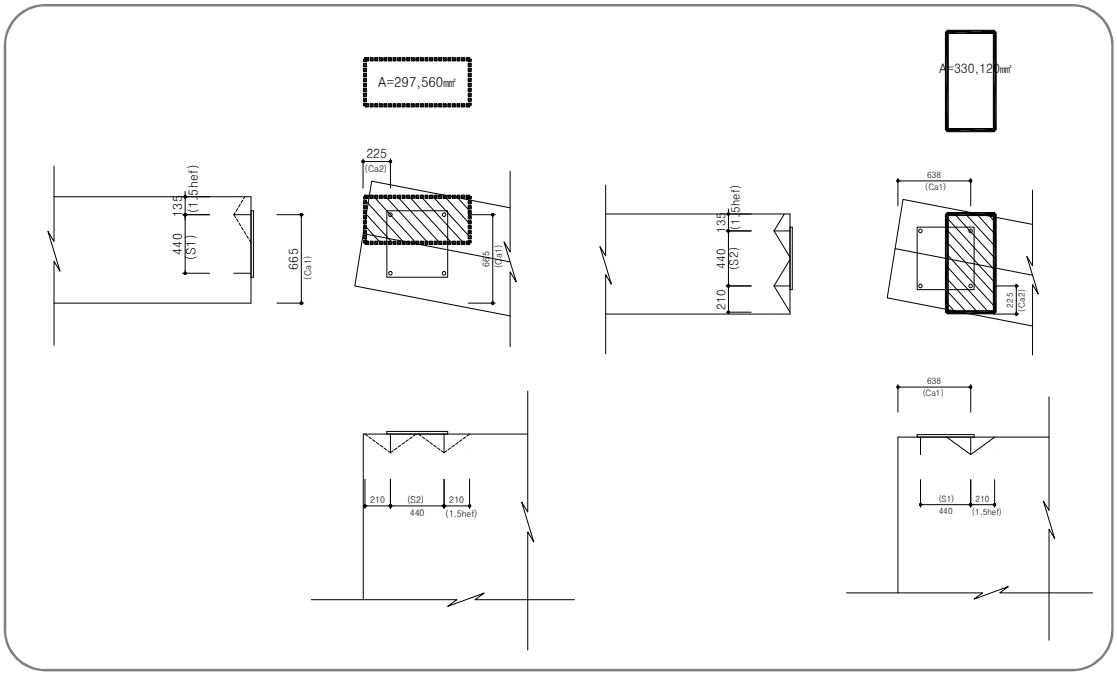
- 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 99.0 \times 5 = 494.8$ kN ($n^T_B = 5$)
- 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 61.3 \times 1 = 61.3$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{570.4}{494.8} = 1.153 \geq 1.00$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{110.5}{61.3} = 1.802 \geq 1.00$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 297,560 mm^2

  여기서, C_{a11} = 665 mm , C_{a12} = 665 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 225 mm , C_{a22} = 247 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9\cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600 mm^2

- ∴ A_{Nc} ≥ $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- N_{cbg} = $\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$ = $\frac{259,200}{129,600}$ × 1.000 × 1.00 × 42.2 = 84.3 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0\sqrt{fck}\times hef^{1.5}$ = 7.0 × √ 21 × 120.0 $^{1.5}$ = 42.2 kN

- V_{cpg} = $k_{cp}\cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 84.3 = 168.7 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 330,120 mm^2

  여기서, C_{a11} = 638 mm , C_{a12} = 638 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 225 mm , C_{a22} = 147 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 120.0^{\ 2} = 129,600.0 \ mm^2$

$\therefore A_{Nc} \geq n \cdot A_{Nco} = 2 \times 129,600.0 = 259,200.0 \ mm^2$ (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 0.945 \times 1.00 \times 42.2 = 79.7$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N} = 0.945$ (Ca,min < 1.5·hef 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca,min / 1.5hef))

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5} = 42.2$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 79.7 = 159.4$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX (V^L_{cpg} , V^L_{s,at}) = MAX (168.7 , 0.0) = 168.7$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX (V^T_{cpg} , V^T_{s,at}) = MAX (159.4 , 0.0) = 159.4$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 99.0 \times 1 = 99.0$ kN ($n^T_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 61.3 \times 1 = 61.3$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{168.7}{99.0} = 1.705 \geq 1.00$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{159.4}{61.3} = 2.599 \geq 1.00$ ∴ O.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	99.0	O.K 4.389	434.3	61.3	O.K 7.082
콘크리트전단파괴	570.4	494.8	O.K 1.153	110.5	61.3	O.K 1.802
프라이아웃 파괴	168.7	99.0	O.K 1.705	159.4	61.3	O.K 2.599

3.3 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- N_C = 787.8 mm (현장 실측값)

2) 소요역량 N_D

○ N_D = MAX [응답변위, N_{min}] = MAX [43.98 , 398.51] = 398.51 mm

- 응답변위 = MAX [교대1 교축방향 변위, 교대2 교축방향 변위]
  = MAX [43.98 , 43.98] = 43.98 mm

- N_{min} = (200 + 1.67·L + 6.66·H) × (1 + 0.000125·θ²) = 398.51 mm
  여기서, L = 90.00 m (연속경간장)
  H = 6.50 m (교각 높이)
  θ = 10.00 ° (사각)

3) 내진성능 평가

○ $\frac{N_C}{N_D} = \frac{787.8}{398.5} = 1.977 \geq 1.00$ ∴ O.K

3.4 기초의 내진성능 평가

3.4.1 확대기초 및 지반 평가

○고정단 교각의 확대기초부 내진성능평가는 기초의 안정성 평가와 강도설계법에 의한 기초본체검토를 수행한다.

1) 지진력 산정

-. 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 계산한다.

- 기초부 교축방향

H^L_E = Min [H^L_n , $H^L_{E,comb}$] × n^L = Min [358 , 363] × 1 = 358.0 kN

M^L_E = Min [M^L_n , $M^L_{E,comb}$] × n^L = Min [2,327 , 2,217] × 1 = 2,217.3 kN

- 기초부 교축직각방향

H^T_E = Min [H^T_n , $H^T_{E,comb}$] × n^T = Min [3,592 , 356] × 1 = 355.8 kN

M^T_E = Min [M^T_n , $M^T_{E,comb}$] × n^T = Min [24,470 , 2,333] × 1 = 2,333.1 kN

① 교축방향 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 2,099.3 × 1 = 2,099.3 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 358.0 = 358.0 kN

-. 모멘트 M = 2,217.3 = 2,217.3 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 2,099.3 +(9.500 × 3.600 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 3,604.1 kN

-. 수평력 H_f = 358.0 kN

-. 모멘트 M_f = 2,217.3 + (358.0 × 1.000)

= 2,575.3 kN · m

② 교축직각 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 2,099.3 × 1 = 2,099.3 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 355.8 = 355.8 kN

-. 모멘트 M = 2,333.1 = 2,333.1 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 2,099.3 +(9.500 × 3.600 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 3,604.1 kN

-. 수평력 H_f = 355.8 kN

-. 모멘트 M_f = 2,333.1 + (355.8 × 1.000)

= 2,688.9 kN · m

2) 기초하단에 작용하는 지진력

구 분	연직력 V (kN)	수평력 H (kN)	모멘트 M_o (kN · m)	저항모멘트Mr(kN · m)
교 축 방 향	3,604.10	357.97	2,575.26	6,487.38
교축직각방향	3,604.10	355.80	2,688.93	17,119.48

3.4.2 확대기초의 두께 평가

○ 확대기초 두께에 대한 강체 검토

-. 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다.

-. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 또는 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

• $\beta \cdot \lambda \leq 1.0$ 인 경우 강체로 취급

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 80,484}{24,854,151 \times 1.000^3}} = 0.314 \quad (m^{-1})$$

여기서, k = 80,483.7 kN/㎥ (직접기초인 경우 : k_v , 말뚝기초인 경우 : k_p)

k_v = 80,483.7 kN/㎥ (연직방향 지반반력계수)

k_{vo} = 746,666.7 kN/㎥ ($1/0.3 \times \alpha E_o$, 지진시 $\alpha = 2$)

L = 3.600 m B = 9.500 m

B_C = 6.500 m L_C = 0.600 m

h = 1.000 m (확대기초의 두께)

D_f = 2.000 m (기초의 근입깊이)

N = 40 (기초 저면부 표준관입시험 N값)

E_0 = 112,000.0 kN/㎥ (지진시 지반변형계수, E_0=2,800N)

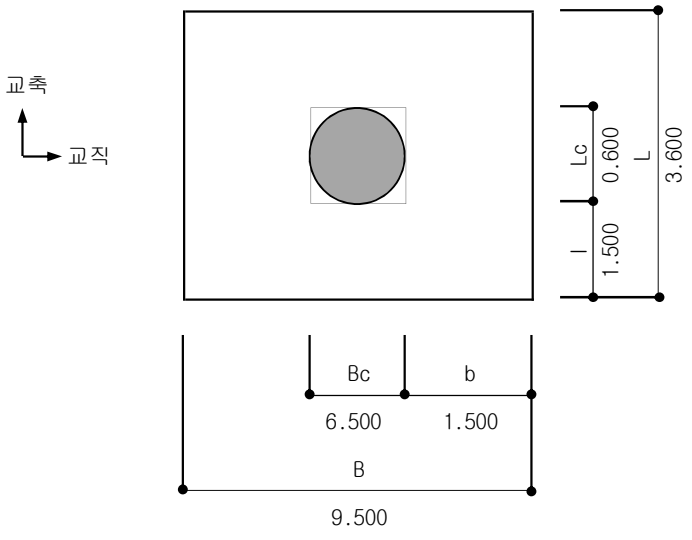
E = 24,854,150.8 kN/㎥

λ = Max(l,b) = 1.500 m

여기서, λ : 확대기초 환산 돌출길이

다만, $l \geq L/2$ (= 1.800) 이면 $l = L/2$ 적용 ⇒ $l < L/2$ 이므로, l = 1.500 m

$b \geq B/2$ (= 4.750) 이면 $b = B/2$ 적용 ⇒ $b < B/2$ 이므로, b = 1.500 m



• $\beta \cdot \lambda$ = 0.314 × 1.500 = 0.471 ≤ 1.0 이므로, ∴ **O.K** (강체로 취급)

3.4.3 확대기초의 안정성 평가

1) 전도에 대한 안정검토

구 분	M_r(kN·m)	M_o(kN·m)	V (kN)	S.F	편심e (m)	허용편심(m)	비 고
교 축 방 향	6,487.4	2,575.3	3,604.1	2.519	0.715	1.200	O.K
교축직각방향	17,119.5	2,688.9	3,604.1	6.367	0.746	3.167	O.K

-. 지진시 전도에 대한 안전율 S.F는 1.5 이상 (S.F ≥ 1.5)

-. 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥면의 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3 이내

-. $e = B / 2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$

2) 지지력에 대한 안정검토

① 지반의 극한지지력 (q_C)

- $Q_C = \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq$

여기서, Q_C : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한 지지력 (kN/㎡)

Nc, Nr, Nq : 지지력 계수

Ø : 기초지반의 내부마찰각 (= 35 °)

α, β : 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

C : 기초저면의 점착력 (= 0.0 kN/㎡)

γ_1 : 기초저면 암반의 단위중량 (= 20.0 kN/m³)

γ_2 : 기초의 근입깊이에 관계되는 흙의 단위중량 (= 19.0 kN/m³)

A' : 유효재하면적 (m^2)

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭 (m)

$$Nq = \frac{e^{2(3\pi/4-\emptyset/2)\tan\emptyset}}{2\cos^2(45+\emptyset/2)} = 41.440$$

$$Nc = (Nq-1)\cot\emptyset = 57.754$$

$$Nr = \frac{2(Nq+1)\tan\emptyset}{1+0.4\sin(4\emptyset)} = 47.277$$

구 분	B (m)	L (m)	형상계수 α	형상계수 β	유효폭 B'(m)	극한지지력 Q_c (kN/㎡)
교 축 방 향	3.600	9.500	1.114	0.462	2.171	2,523.3
교축직각방향	9.500	3.600	1.300	0.400	8.008	4,603.4

② 지지력에 대한 안정검토

구 분	작 용 하 중		편 심	지반반력 Q_D (KN/m^2)		극한지지력	비 고	
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Q_C (KN/m^2)	Q_C / Q_D	판정
교 축 방 향	2,575.3	3,604.1	0.715	233	0.0	2,523.3	10.83	O.K
교축직각방향	2,688.9	3,604.1	0.746	155.0	55.7	4,603.4	29.69	O.K

-. 사다리꼴 반력분포시 : $Q_{1,2} = \sum V / (B \cdot L) \times (1 \pm 6e / B)$

-. 삼각형 반력분포시 : $Q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot X)$ 여기서, $X = 3 \times (B / 2 - e)$

-. 지진시 지지력에 대한 안전율 S.F는 2 이상 ($Q_C / Q_D \geq$ 2.0)

3) 활동에 대한 안정검토

구 분	V (kN)	A'(㎡)	H_C (kN)	H_D (kN)	H_C / H_D	허용안전율	비 고
교 축 방 향	3,604.1	20.6	1,554.7	358.0	4.343	1.20	O.K
교축직각방향	3,604.1	28.8	1,554.7	355.8	4.369	1.20	O.K

- $H_c = C_b \cdot A' + V \cdot \tan\varnothing_B$ (기초저면이 암지반이면 $\tan\varnothing_B$= 0.6)

여기서, H_c : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력 (kN)

C_b : 기초저면과 지반과의 부착력 (= 0.0 kN/㎡)

A' : 기초저면의 유효재하면적 (㎡)

$\varnothing_B$: 기초저면과 지반과의 마찰각 (degree) (= 2/3 Ø)

3.4.4 확대기초의 단면력 계산

1) 위험단면 선정

- 휨에 대한 위험단면

-. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급

-. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 결정

교 축 방 향 : X_b^L = 1.500 m

교축직각방향 : X_b^T = 1.534 m

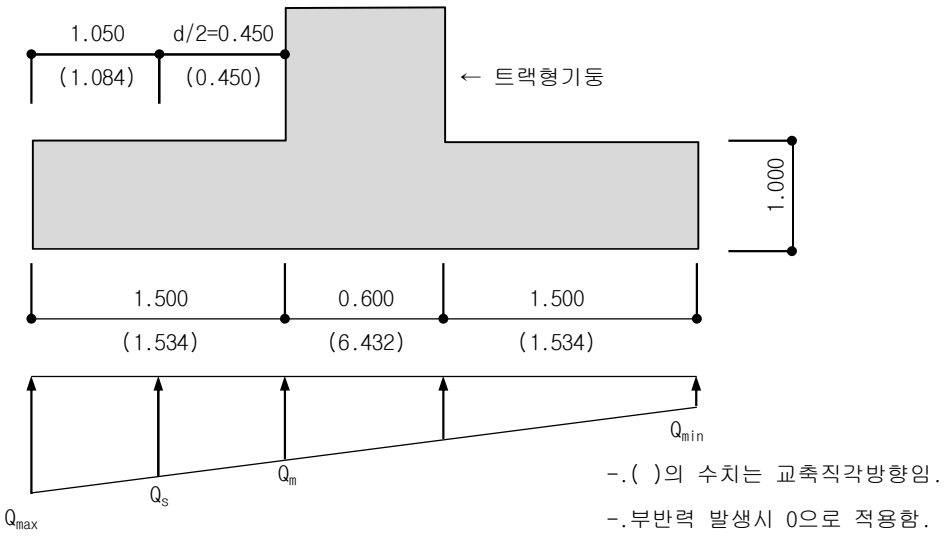
- 전단에 대한 위험단면

-. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 d/2거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정

교 축 방 향 : X_V^L = 1.500 - 0.450 = 1.050 m

교축직각방향 : X_V^T = 1.534 - 0.450 = 1.084 m

2) 지반반력 계산



-.( )의 수치는 교축직각방향임.

-.부반력 발생시 0으로 적용함.

구 분	작 용 하 중		편 심	교축방향 지반반력(kN/㎡)			
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Qm	Qs
교 축 방 향	2,575.3	3,604.1	0.715	233.006	0.000	125.676	157.875
교축직각방향	2,688.9	3,604.1	0.746	155.040	55.726	139.002	143.706

3) 부재력 산정

구 분	지 반 반 력		기초자중 및 재토하중		검토부재력	
	Mb (KN.m)	V (KN)	Mb (KN.m)	V (KN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
교 축 방 향	221.883	205.212	49.500	46.200	172.383	159.012
교축직각방향	176.157	161.940	51.778	47.702	124.379	114.238

3.4.5 확대기초의 단면 평가

1) 교축방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck} =	21 Mpa	철근항복강도	fy =	300 Mpa
설계모멘트	Mu =	172.383 kN·m	휨감소계수	ϕ_f =	1.000
설계전단력	Vu =	159.012 kN	전단감소계수	ϕ_v =	1.000
부 재 높 이	h =	1000 mm	부 재 폭	b =	1000 mm
인 장 피 복	d' =	100 mm	유 효 높 이	d =	900 mm

β1 = 0.85 , p_b = (0.85 × β1 × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.06320 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 605596477 N·mm

= 605.596 kN·m ≥ Mu = 172.383 kN·m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 10.795 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 642.308 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 10.795 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00071 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00095

∴ 필요철근량 req.As = 642.308 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 687.386 kN

ϕ_v · Vc = 687.386 kN ≥ Vu = 159.012 kN ∴ **전단철근 필요없음.**

사용 전단철근량 : Av = D 13 × 2.000 ea/m = 253.40 ㎟ (간격 s = 250.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 250.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ O.K

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 273.672 kN

전단강도 검토 ØVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 961.058 kN ≥ Vu = 159.012 kN ∴ O.K

2) 교축직각방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	21 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	124.379 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	114.238 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1000 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	900 mm

$\beta 1$ = 0.85 , $p_b = (0.85 \times \beta 1 \times fck / fy) * [600/(600+fy)]$ = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.06320 ≥ 0.004 ∴ 0.K

...여기서 $\varepsilon t = 0.003 \cdot (H - a/\beta 1 - Dc_min) / (a/\beta 1)$

$\varepsilon t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 $\phi Mn = \phi_f \cdot fy \cdot As \cdot (D - a/2)$ = 605596477 N·mm

= 605.596 kN·m ≥ Mu = 124.379 kN·m ∴ 0.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 7.776 mm 로 가정

As = Mu /{$\phi_f \cdot fy \cdot (d-a/2)$} = 462.660 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 7.776 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{$\phi_f \cdot fy \cdot (D-a/2)$}] / (b · d) = 0.00051 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00069

∴ 필요철근량 req.As = 462.660 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ 0.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ 0.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : $\phi_v \cdot Vc = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d / 1000$ = 687.386 kN

$\phi_v \cdot Vc$ = 687.386 kN ≥ Vu = 114.238 kN ∴ **전단철근 필요없음.**

사용 전단철근량 : Av = D 13 × 2.000 ea/m = 253.40 ㎟ (간격 s = 250.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 250.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ 0.K

철근의 전단강도 : $\phi_v \cdot Vs = \phi_v \cdot Av \cdot fy \cdot D / (s \times 1000)$ = 273.672 kN

전단강도 검토 $\phi Vn = \phi_v \cdot Vc + \phi_v \cdot Vs$ = 961.058 kN ≥ Vu = 114.238 kN ∴ 0.K

3) 확대기초의 단면력 평가

구 분		공급역량	소요역량	안전율	판 정	비 고
교축방향	휨모멘트 (kN·m)	605.60	172.38	3.513	0.K	
	전단력 (kN)	961.06	159.01	6.044	0.K	
교축직각방향	휨모멘트 (kN·m)	605.60	124.38	4.869	0.K	
	전단력 (kN)	961.06	114.24	8.413	0.K	

3.5 A1 ~ A2 구간 내진성능 평가 결과

- 교 량 명: 중복교
- 위 치: 경기도 용인시(지진 I 구역)
- 내진등급: 내진 I 등급교
- 지반종류: II
- 설계하중: DB-18
- 연속경간: 9@10 = 90.0m
- 교 폭: 5.000m
- 사각/곡률반경: 10 ° /직교

- 내진성능 평가 결과 요약

구 분	내진성능 평가구간 : A1 ~ A2
대상교량 특징	- 상부형식: RCS - 교대형식: 중력식 - 교각형식: 벽식교각 - 교각단면: 트랙형 (0.600m×6.500m) ☞ 교각P4:1000kN(5EA), 교대A1:1000kN(5EA), 교대A2:1000kN(5EA) - 내진성능평가 교각: P4 - 교대기초: 확대기초 - 교각기초: 확대기초 - 받침제원: 탄성받침
	▣ 교각부: O.K, 기초부: O.K, 받침부: O.K

구 분				공급역량	소요역량	비 고	
고정단 교각부 평가 (Rs = 교축: 1, 교직: 1)							
기둥부	휨파괴모드(변위연성도)		교축	1.000	1.000	1.000	O.K
	휨파괴모드(변위연성도)		교축직각	1.500	1.000	1.500	O.K
고정단 교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도(kN · m) (안전율 : 1.5)	교축	6,487.4	2,575.3	2.519	O.K
			교직	17,119.5	2,688.9	6.367	O.K
		지지력(kN/㎡) (안전율 : 2.0)	교축	2,523.3	233.0	10.829	O.K
			교직	4,603.4	155.0	29.692	O.K
		활동(kN) (안전율 : 1.2)	교축	1,554.7	358.0	4.343	O.K
			교직	1,554.7	355.8	4.369	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트(kN · m)	교축	605.6	172.4	3.513	O.K
			교직	605.6	124.4	4.869	O.K
		전단력(kN)	교축	961.1	159.0	6.044	O.K
			교직	961.1	114.2	8.413	O.K
받침부 평가 (교각부, 교대부, 교대부)							
P4교각부(kN)		탄성받침본체-수평력(kN)	교축	135.0	66.1	2.044	O.K
			교직	135.0	67.3	2.007	O.K
		받침본체-변위(mm)	교축	60.0	14.7	4.091	O.K
			교직	60.0	26.9	2.229	O.K
		앵커볼트-강재강도	교축	434.3	66.1	6.575	O.K
			교직	434.3	67.3	6.457	O.K
		앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	545.8	330.3	1.653	O.K
			교직	92.4	67.3	1.374	O.K
		앵커볼트-프라이아웃강도	교축	168.7	66.1	2.554	O.K
			교직	168.7	67.3	2.508	O.K

구 분			공급역량	소요역량	비 고	
A1교대부(kN)	탄성받침본체-수평력(kN)	교축	135.0	99.0	1.364	O.K
		교직	135.0	61.3	2.201	O.K
	받침본체-변위(mm)	교축	60.0	44.0	1.364	O.K
		교직	60.0	27.3	2.201	O.K
	앵커볼트-강재강도	교축	434.3	99.0	4.389	O.K
		교직	434.3	61.3	7.082	O.K
	앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	570.4	494.8	1.153	O.K
		교직	110.5	61.3	1.802	O.K
	앵커볼트-프라이아웃강도	교축	168.7	99.0	1.705	O.K
		교직	159.4	61.3	2.599	O.K
A2교대부(kN)	탄성받침본체-수평력(kN)	교축	135.0	99.0	1.364	O.K
		교직	135.0	61.3	2.201	O.K
	받침본체-변위(mm)	교축	60.0	44.0	1.364	O.K
		교직	60.0	27.3	2.201	O.K
	앵커볼트-강재강도	교축	434.3	99.0	4.389	O.K
		교직	434.3	61.3	7.082	O.K
	앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	570.4	494.8	1.153	O.K
		교직	110.5	61.3	1.802	O.K
	앵커볼트-프라이아웃강도	교축	168.7	99.0	1.705	O.K
		교직	159.4	61.3	2.599	O.K
받침지지길이(mm)			787.8	398.5	1.977	O.K

일신교

기존교량 내진성능평가

2019.05

1. 현장조사 결과

1.1 자료조사 결과

1.1.1 구조물 현황

1) 위　　치 : 경기도 용인시 처인구 남사면 봉무리 96-4
2) 구　　조 : 라멘교
3) 폭 및 연장 : B= 10 m L= 27 m
4) 준 공 년 도 : 1995 년

1.1.2 내진해석 조건

1) 구역계수 = 0.110 (경기도 용인시)
2) 위험계수 = 1.400 (내진 1등급)
3) 지반계수 = 1.2 (지반계수, 지반종류 II 지역)

1.2 설계기준강도

1.2.1 콘크리트 강도

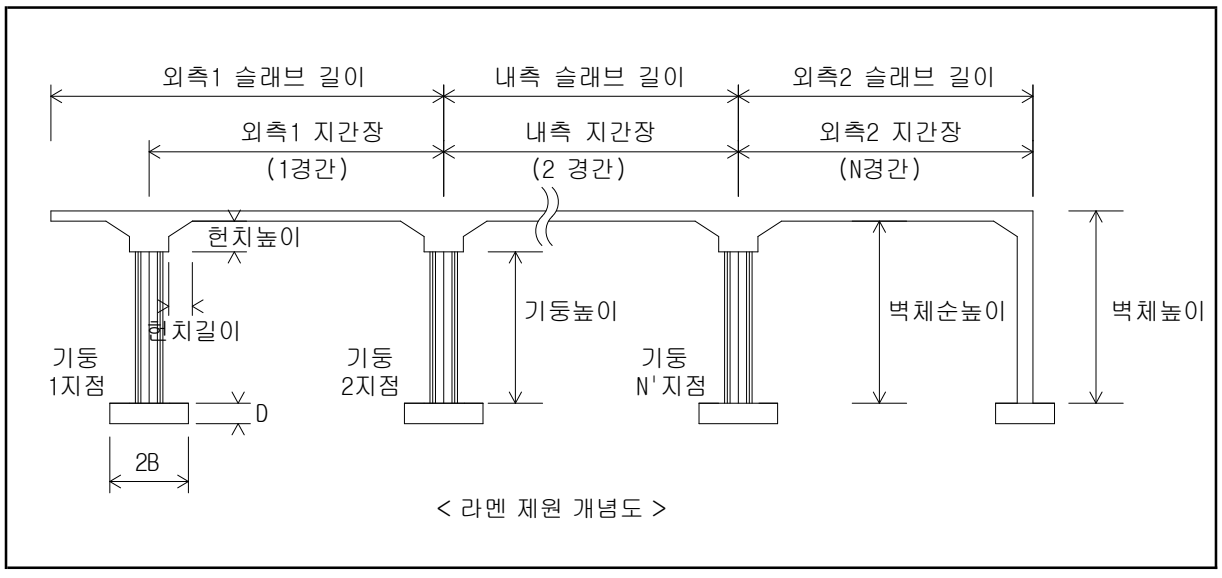
- 상부구조 : f_{ck} = 27 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_{ck} = 27 MPa (교각, 교대)

1.2.2 철근강도

- 상부구조 : f_y = 300 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_y = 300 MPa (교각, 교대)

1.3 교량 제원

단위 : m



< 라멘 제원 개념도 >

* 공통사항

토피	포장	방호벽	
		폭	높이
0	0.08	1.5	0.2

* 벽체 제원

구분	두께	높이	순높이
좌측	0.50	4.65	4.00
우측	0.50	4.65	4.00

* 상부슬래브 제원 (단, 헌치와 보의 제원은 1,2경간의 종점부의 및 N경간의 시점부의 치수임)

구분	슬래브		헌치		거더	
	두께	길이	높이	길이	폭	높이
1경간	0.65	9.00	0.30	1.00	-	-
2경간	0.65	9.00	0.30	1.00	-	-
N경간	0.65	9.00	0.30	1.00	-	-

* 기둥 제원

구분	기둥(타원형)				지간장
	높이	가로	세로	직경	
1지점	4.00	0.50	10.00	-	9.00
2지점	4.00	0.50	10.00	-	9.00
N'지점	4.00	0.50	10.00	-	9.00

* 기초제원

구 분	기둥1	기둥2~N-1	기둥N
기초형식	직접		
독립기초 폭(2B)	2.50	2.50	2.50
길이(2L)	12.00	12.00	12.00
두께(D)	1.00	1.00	1.00
확대기초 전폭	2.50		

1.4 철근배근

1.4.1 슬래브 및 벽체

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	피복	직경	간격	피복	직경	간격	피복
슬래브	좌측단부	22	125	40	22	125	40	22	125	40
	중앙부	22	125	40	22	125	40	22	125	40
	우측단부	22	125	40	22	125	40	22	125	40
벽체	상단 외측	22	200	100	22	125	100	22	200	100
	상단 내측	22	200	100	22	125	100	22	200	100
	중앙 내측	22	200	100	22	125	100	22	200	100
	중앙 외측	22	200	100	22	125	100	22	200	100
	하단 내측	22	200	100	22	125	100	22	200	100
	하단 외측	22	200	100	22	125	100	22	200	100

2) 기둥 및 보 철근

구 분		직경	간격		철근개수	피복	단수
			가로간격개수	세로간격개수			
기둥	사각	22	80	4	168	100	1

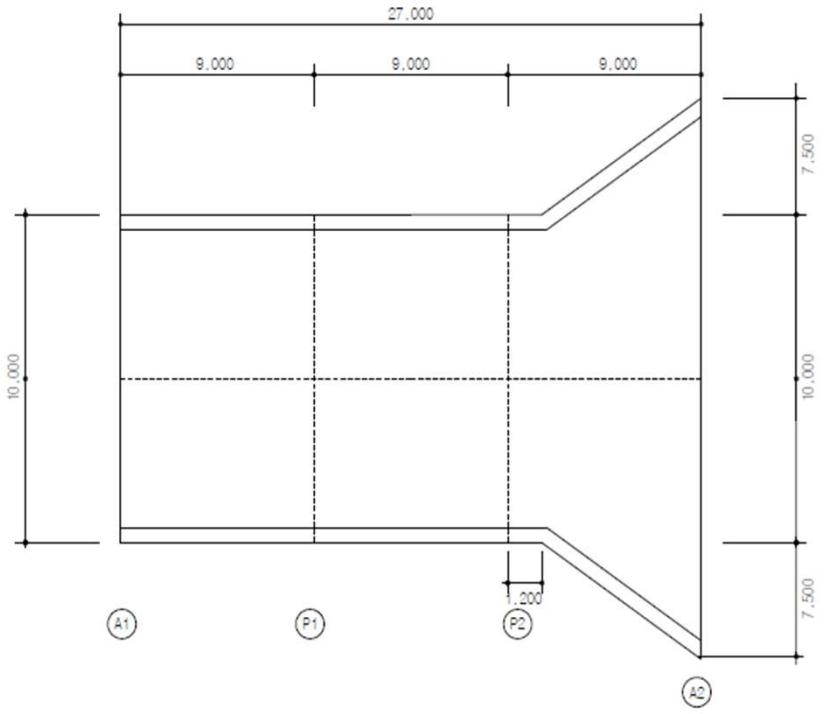
1.4.2 전단철근

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	다리수	직경	간격	다리수	직경	간격	다리수
상부슬래브		13	250	2	13	250	2	13	250	2
벽체	상단	13	400	2	13	200	2	13	400	2
	중앙	13	400	2	13	200	2	13	400	2
	하단	13	400	2	13	200	2	13	400	2

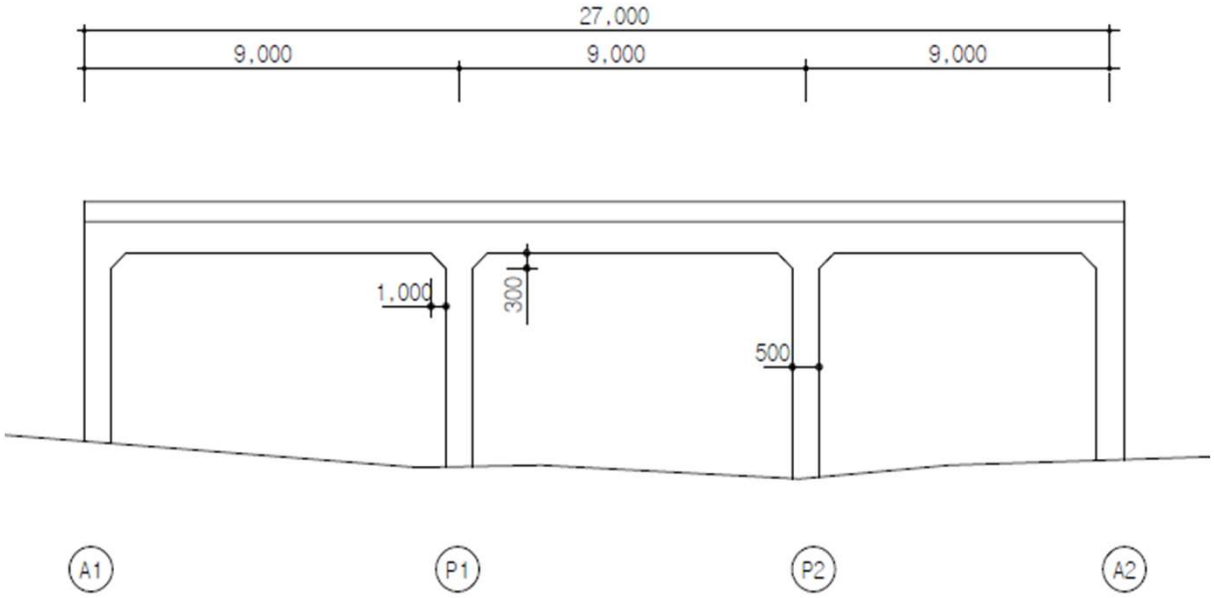
구 분	직경	간격	다리수
기둥	13	200	2

1.5 교량 종평면도

1.5.1 평면도



1.5.2 종단면도



2. 검토조건

2.1 일반사항

교량형식	3 경간 라멘교	교량연장	27 m	교량사각	90 °	기초형식	직접 기초
교량등급	내진 1등급 교량	교량폭원	10 m	평면선형	직선		

2.2 하 중

2.2.1 고정하중

1) 철근 콘크리트 γ_{c1} = 25.000 kN/㎥
2) 무근 콘크리트 γ_{c2} = 23.500 kN/㎥
3) 뒷채움 토사 γ_s = 18.000 kN/㎥
4) 교면 포장층 γ_a = 23.000 kN/㎥
5) 지 하 수 γ_w = 10.000 kN/㎥

2.2.2 토압

- 안정계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식
- 단면계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식

1) 상시토압

라멘 벽체는 주동토압이 발생할 수 있는 연직벽 상대변위가 발생치 않으므로 정지토압 적용.

K_o = 1 - SIN Φ = 0.5000

Φ = 30.000 °

2) 지진시 토압

(1) 정적토압

K_a = 0.333

Φ = 30.000 ° δ = 0.000 °

θ = 0.000 ° α = 0.000 °

(2) 동적영향을 고려한 토압 (Mononobe Okabe 공식 적용)

K_{ea}	= 0.381		(지진 토압계수)
Φ	= 30.000 °		(뒷채움 흙의 마찰각)
δ	= 0.000 °		(흙과 교대사이의 마찰각)
i	= 0.000 °		(뒷채움 흙의 경사각)
β	= 0.000 °		(교대배면의 수직에 대한 값)
a	= 0.110		(지진 구역계수)
I	= 1.400		(중요한 교량으로 평균재현주기 1000년)
A	= a x I =	0.154	(지진 가속도 계수)
K_h	= 0.500 x A =	0.077	(수평지반 가속도 계수= 변위를 허용)
K_v	= 0.000		(연직지반 가속도 계수, 고려하지 않음)

θ = $\tan^{-1}\{K_h / (1-K_v)\}$ = 4.403 °

2.3 사용재료 및 특성치

1) 콘 크 리 트 = min(설계강도, 측정강도) [설계강도 = 27 MPa 측정강도 = 27 MPa]

f_{ck} = 27.000 Mpa E_c = 27804 Mpa

2) 철 근

f_y = 300.000 Mpa E_s = 200,000 Mpa

f_{sa} = 150.000 Mpa

3) 뒷 채 움 토

Φ = 30.000 °

2.4 구조검토 일반사항

2.4.1 강도감소계수

Φ_m = 0.850 (휨에 대한 강도 감소계수)

Φ_v = 0.800 (전단에 대한 강도 감소계수)

Φ_c = 0.650 (축력에 대한 강도감소계수)

2.5 내진검토 조건

1) 내진등급 = 내진 1등급 교량

구역계수 = 0.11 (경기도 용인시)

위험계수 = 1.4 (내진 1등급)

A = 지진구역 계수 X 위험도 계수 = 0.154

S = 1.200 (지반계수)

2) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis (단일모드 해석법)

3) 해석을 위한 토질정수의 산정

(1) 벽체 뒷채움

E_{o1} = 28N X 100 = 42,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 15 (교대 뒷채움재의 N값)

G_1 = E_{o1} / { 2 (1+υ) } = 14,685 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.430 (측벽 토층 평균값 적용) (대상지반의 프와송 비)

(2) 기초위치의 지반

E_{o2} = 28N X 100 = 140,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 50 (기초지반의 N값)

G_2 = E_{o2} / { 2 (1+υ) } = 52,632 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.330 (대상지반의 프와송 비)

2.6 구조해석 PROGRAM ☞ MIDAS CIVIL 2012

2.7 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (국토해양부, 2010.11)

2) 콘크리트 구조기준 (국토해양부, 2012.10)

3) 도로교표준시방서(건설교통부,1996.4)

4) 도로설계편람(건설교통부,2008.5)

5) 도로교 설계 기준 해설 (대한토목학회, 2008.1)

6) 단지조성에 따른 시설물의 내진연구 (한국토지공사, 2001.7)

7) 고속도로 교량의 내진설계편람 (한국도로공사, 1999.12)

8) 교량설계기준 (한국도로공사 2000.12)

3. 단면정수의 산정

3.1 설계경간 및 슬래브 두께의 검토

1) 설계경간의 결정 (도로교설계기준(2010) 4.8.3.2)

B = 10.000 m

구분	Ls	Ln	Ls / B	L
1경간	9.00	9.00	0.90	9.00
2경간	9.00	9.00	0.90	9.00
N경간	9.00	9.00	0.90	9.00

∴ L = 사각 ≥ 75° 이므로 직교로 가정

2) 슬래브 최소두께의 검토 (도로교설계기준(2010) 4.7.4.1)

구분	L	Tmin	Tuse	판정
1경간	9.00	0.40	0.65	O.K
2경간	9.00	0.40	0.65	O.K
3경간	9.00	0.40	0.65	O.K

* 차도부분의 최소두께(≥220mm)

- 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우
- L은 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

단순판		40 L+130
연속판		30 L+130
캔틸레버판	L≤0.25	280 L+180
	L>0.25	80 L+230

3.2 단면제원의 산정

구조계산 폭원 : 10.00 m [단위 : m]

구분		폭	두께	직경	C.T.C	A(㎡)	I_{22}(㎥)	I_{33}(㎥)
슬래브		10.000	0.650	-	-	6.500	0.229	54.167
벽체		10.000	0.500	-	-	5.000	0.104	41.667
기둥	사각	10.000	0.500	-	9.000	5.000	0.104	41.667
	원형	-	-	-	-	-	-	-

4. 지반 SPRING계수의 산정(지진 계산시)

4.1 기초부 (도로교표준시방서(1996),P.809~P.811)

* 기둥 기초 상단과 기둥 하단부의 접점은 고정단으로 고려함.

4.2 라멘형 벽체 (도로교표준시방서(1996), p.807)

1) 종방향 (교축방향 : X - DIR) 변위강성 <수평방향 변위>

Ks = 0.425 E_{o1} B = 178,500 kN/m

2) 횡방향 (교축직각방향 : Y - DIR) 회전강성 <회전 변위>

Kr = 0.072 E_{o1} B H^2 = 748,459 kN・m/rad

HA = 4.975 m (A1, A2 구간 슬래브 도심에서 저판상단까지)

3) Y-축, Z-축으로의 변위강성과 X-축,Z-축에 대한 회전강성은 무시함.

■ 수평변위강성 Ks = 178,500 kN/m

구분	Kv	절점번호
1	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 89,250	1,17
2	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 178,500	2,3,4
3	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 178,500	18,19,20
4	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 89,250	5,8

■ 회전강성 Kr = 748,459 kN・m/rad

구분	Ksb	절점번호
1	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 374,229	1,17
2	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 748,459	2,3,4
3	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 748,459	18,19,20
4	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 374,229	5,8

5. 지진성능검토를 위한 하중의 계산

5.1 종방향 지진하중의 산정

1) 지진거동에 영향을 주는 연직하중의 산정

고정하중 종류	계 산 식	계산값(kN/m)
포장층 자중	23.000(γ) X 0.080(t) X 10.00(계산폭)	18.400
SLAB 자중	25.00(γ) X 0.65(t) X 10.00(계산폭)	162.500
헌 치 자 중	25.00(γ) X 1/2 X (0.300 × 1.00) X 6ea X 10.00(계산폭)/ 27.00(연장)	8.333
확폭부 SLAB	25.00(γ) X 1/2 X (7.50 × 7.80 × 0.65) X 2ea / 27.00(연장)	35.208
지진고려 연직력 합계		224.442

2) 상부구조 각 부재에 종방향으로 단위하중(1.0kn/m) 재하시 발생변위를 취하여 진동주기 계산

- P_o = 1.000 kN/m (등가단위하중)

단위 : m

v_s	0.0000112

(하중Po에 의한 정적처짐)

3) α,β,γ 계수 산정

- ω(x) = 224.442 kN/m

(교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중)

$\int dx$ = 10.000 m (= L)

$\alpha\ (=\int v_s(x)dx)$	0.000111900
$\beta\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)dx)$	0.025115023
$\gamma\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)^2dx)$	0.000000281

4) 교량의 주기 계산 (T)

- $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_o\ g\ \alpha}} \times 2\pi$ g = 9.810 m/sec^2

단위 : sec

T	0.101

5) 탄성지진 응답계수(C_S) 계산

- A= 0.154 , S= 1.2

① $1.2\ A\ S\ /\ T^{2/3}$	1.023
② 2.5 A	0.385
적용값 = min(①,②)	0.385

6) 등가정적 지진하중의 산정

- $P_{ey} = (\beta\ C_s\ /\ \gamma) \times (\omega_y\ v_x)$

단위 : kN/m

P_{ey}	86.410

5.2 횡방향 지진하중의 산정

: 라멘교의 경우 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 해석은 무시할 수 있다.

5.3 고정하중의 산정

단위 : kN/m

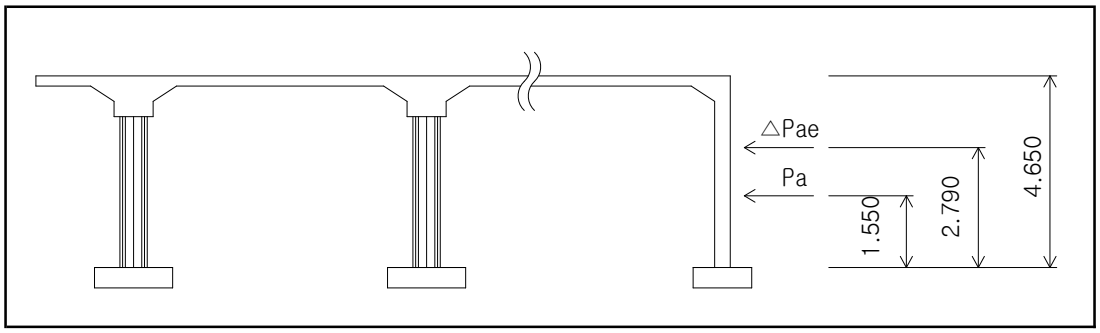
고정하중 종류	계 산 값
포장층 자중	18.400
상부토사자중	0.000
합계	18.400

5.4 지진 발생시 작용하는 토압의 산정

$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 B$ = 741.78 kN (상시 주동토압)

$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma_s H^2 B$ = 848.70 kN (지진시 주동토압, 시종점 동일)

$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$ = 848.699 − 741.776 = 106.923 kN (평상시 주동토압)



< 지진시 토압 작용 개념도 >

지진시 주동토압 작용점

$h = (P_a * H / 3) + (\Delta P_{ae}\ 0.6H) / P_{ae}$

= ((741.776 × 4.975 /3) + (106.923 X 0.6 X 4.975)) / 848.699

= 1.825 m

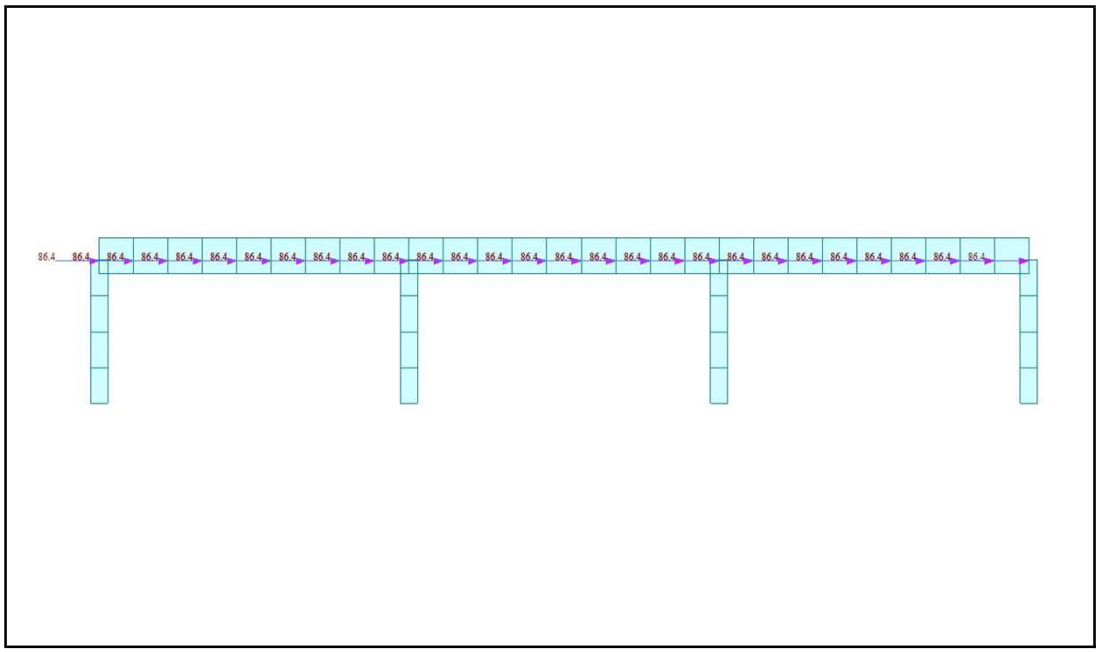
☞ 토압하중 재하시 정적분력은 1/3 H 지점, 동적 분력은 0.6 H 지점에 하중을 재하한다.

5.5.하중의 재하도

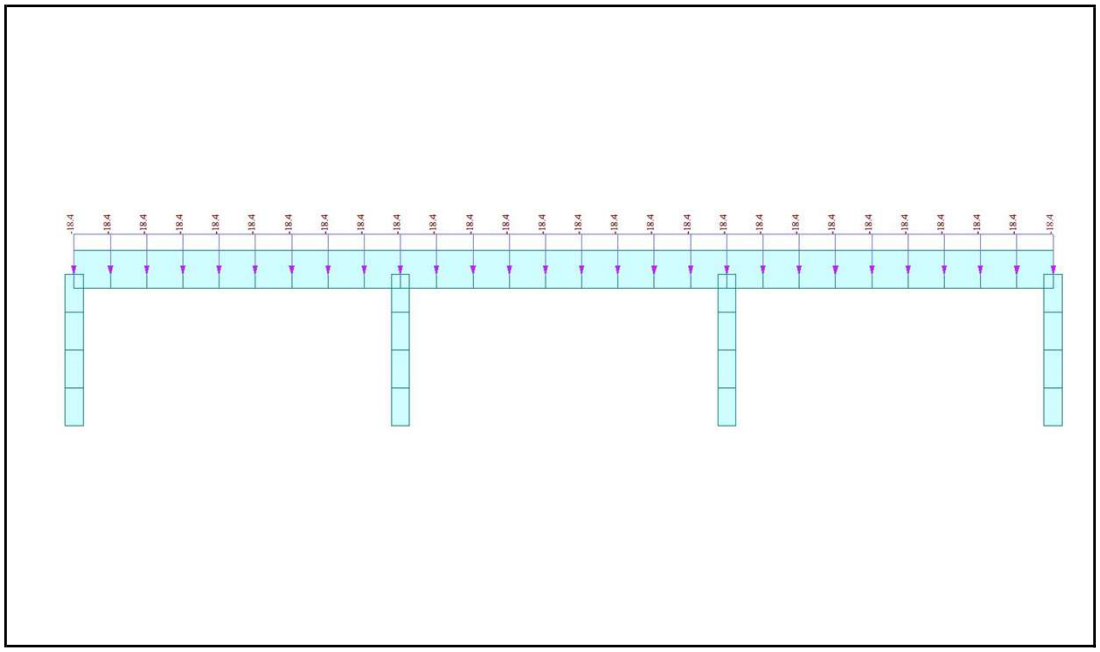
- 지진시 하중 CASE

1) LOAD CASE 1 : 지진시 관성력(종방향)

P_{ey}	86.410



2) LOAD CASE 2 : 고정하중



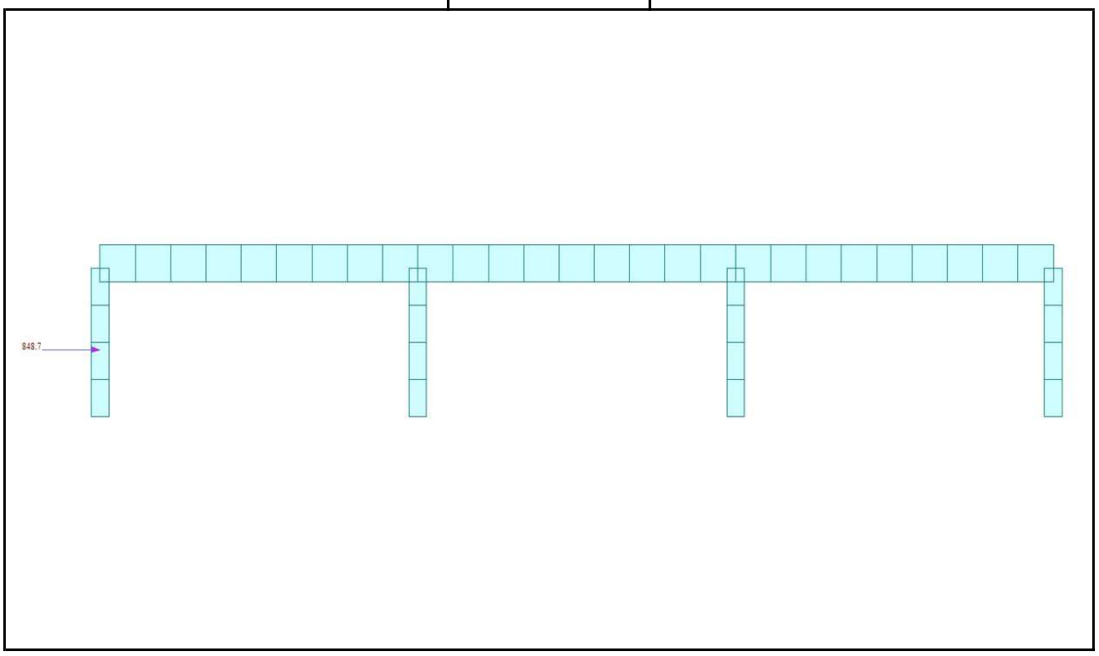
자중+헌치 : program내 자동계산

포장 : 18.400 kN/m

상부토사 : 0.000 kN/m

3) LOAD CASE 3 : 지진시 토압

구분	하중크기	작용점
Pae	848.699	1.825



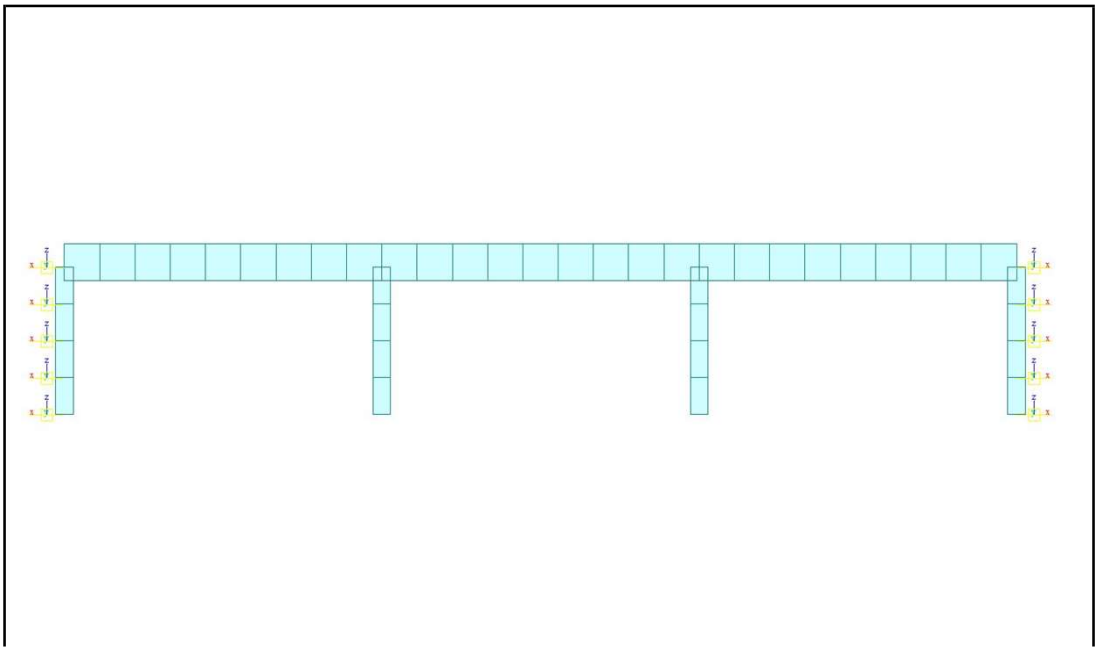
5.6 하 중 조 합

조합 \ 하중	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb 1	1.000	1.000	1.000
Comb 2	1.000	1.000	0.650
Comb 3	0.300	0.300	0.300
Comb 4	0.300	0.300	0.195

※ 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 지진하중 하중조합은 생략함

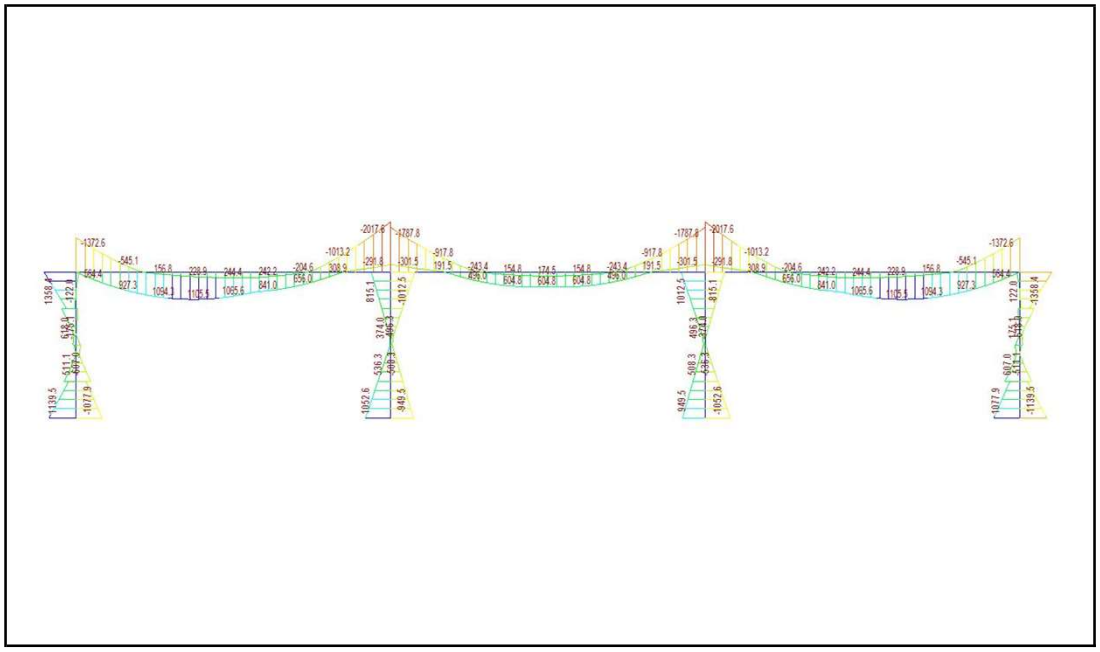
6. MODELING & 구조해석 (지진시)

6.1 MODELING

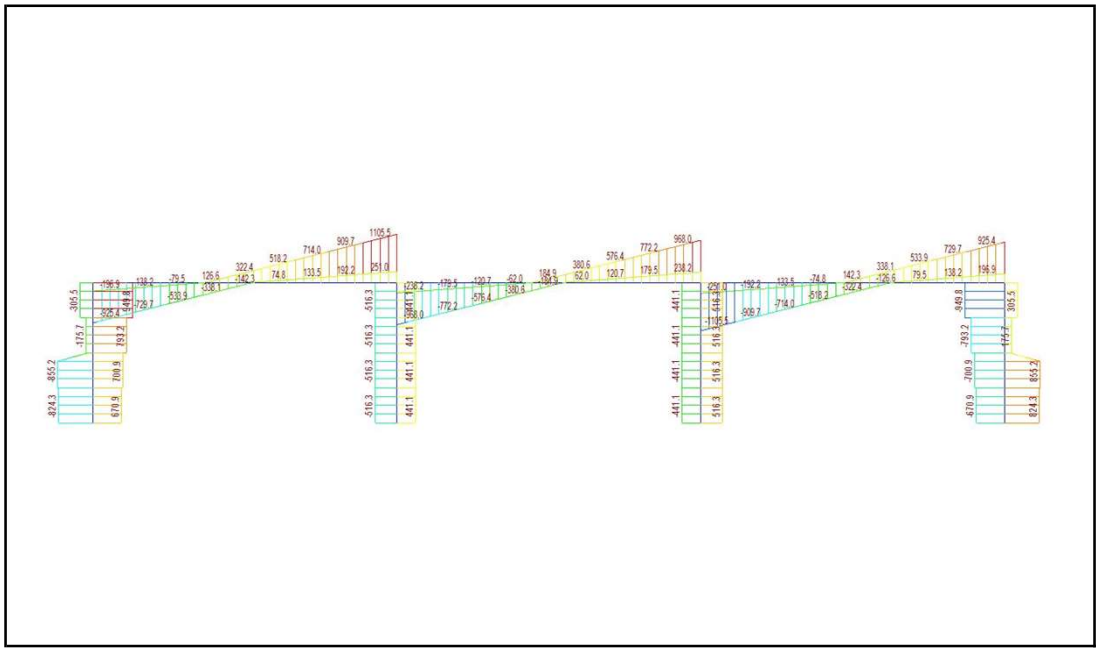


6.2 구조해석 결과 (B.M.D 및 S.F.D)

1) 지진시 (B.M.D)



2) 지진시 (S.F.D)



7. 구조해석 결과 SUMMARY

[구조계산 폭원 : 10.00 m]

구 분			휨모멘트(kN・m)/m		전단력(kN)/m		비 고
			전폭	단위폭	전폭	단위폭	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	1372.6	137.3	925.4	92.5	
		중앙부	1105.5	110.6	-	-	
		우측단부	2017.6	201.8	1105.5	110.6	
	내측	좌측단부	1787.8	178.8	968.0	96.8	
		중앙부	604.8	60.5	-	-	
		우측단부	1787.8	178.8	968.0	96.8	
	외측2	좌측단부	2017.6	201.8	1105.5	110.6	
		중앙부	1105.5	110.6	-	-	
		우측단부	1372.6	137.3	925.4	92.5	
벽 체	상단	전면	1358.4	135.8	949.8	95.0	
		배면	175.1	17.5			
	중앙	전면	618.0	61.8	700.9	70.1	
		배면	607.0	60.7			
	하단	전면	1139.5	114.0	824.3	82.4	
		배면	1077.9	107.8			

구 분		휨모멘트 (kN・m)/m	축력 (Kn)	전단력 (Kn)	비 고
기둥	최대 휨모멘트시	1052.600	2386.600	516.300	
	최대 축력시	1015.900	2394.800	499.800	단위길이당 축력 : 239.48
기둥2	최대 휨모멘트시	949.500	2294.900	441.100	
	최대 축력시	910.200	2295.200	422.100	단위길이당 축력 : 229.52

8. 안전검토 (1.4 철근배근 참고)

8.1 상부슬래브 외측1 좌측단부

□ 기본사항

Mu	137.260 kN·m	Vu	92.540 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

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

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (610 − 40.481 / 2) / 1000000

= 465.724 kN·m > M_u = 137.260 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 610 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= { 0.8 × (1 / 6) × √ 27 × 1,000 × 610 } / 1000

= 422.620 kN > V_u = 92.540 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 211.310 kN > V_u = 92.540 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.2 상부슬래브 외측1 중앙부

□ 기본사항

Mu	110.550 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

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

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (610 − 40.481 / 2) / 1000000

= 465.724 kN·m > M_u = 110.550 kN·m ∴ O.K

8.3 상부슬래브 외측1 우측단부

□ 기본사항

Mu	201.76 kN·m	Vu	110.55 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (610 − 40.481 / 2) / 1000000

= 465.724 kN·m > M_u = 201.760 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 610 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 610 / 1000

= 422.620 kN > V_u = 110.550 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 211.310 kN > V_u = 110.550 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.4 상부슬래브 내측 좌측단부

□ 기본사항

Mu	178.780 kN·m	Vu	96.800 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (610 − 40.481 / 2) / 1000000

= 465.724 kN·m > M_u = 178.780 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 610 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 610 / 1000

= 422.620 kN > V_u = 96.800 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 211.310 kN > V_u = 96.800 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.5 상부슬래브 내측 중앙부

□ 기본사항

Mu	60.480 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (610 − 40.481 / 2) / 1000000

= 465.724 kN·m > M_u = 60.480 kN·m ∴ O.K

8.6 상부슬래브 내측 우측단부

□ 기본사항

Mu	178.78 kN·m	Vu	96.80 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (610 − 40.481 / 2) / 1000000

= 465.724 kN·m > M_u = 178.780 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 610 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 610 / 1000

= 422.620 kN > V_u = 96.800 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 211.310 kN > V_u = 96.800 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.7 상부슬래브 외측2 좌측단부

□ 기본사항

Mu	201.760 kN·m	Vu	110.550 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (610 − 40.481 / 2) / 1000000

= 465.724 kN·m > M_u = 201.760 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 610 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 610 / 1000

= 422.620 kN > V_u = 110.550 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 211.310 kN > V_u = 110.550 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.8 상부슬래브 외측2 중앙부

□ 기본사항

Mu	60.480 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (610 − 40.481 / 2) / 1000000

= 465.724 kN·m > M_u = 60.480 kN·m ∴ O.K

8.9 상부슬래브 외측2 우측단부

□ 기본사항

Mu	137.26 kN·m	Vu	92.54 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

$a = 3{,}096.8 \times 300 / (0.850 \times 27 \times 1{,}000) = 40.481$ mm

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

$= 0.850 \times 3{,}096.8 \times 300 \times (610 - 40.481 / 2) / 1000000$

$= 465.724$ kN·m > $M_u = 137.260$ kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

$d = 610$ mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= 0.800 \times (1 / 6) \times \sqrt{(27)} \times 1{,}000 \times 610 / 1000$

$= 422.620$ kN > $V_u = 92.540$ kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c = 211.310$ kN > $V_u = 92.540$ kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.10 기둥

▶ 일신교 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 일신교

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 27 MPa, fy = 300 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 26680 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.85

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 500.00 mm
단 면 높 이 (H) : 10000.00 mm
철근 피복두께(d') : 100.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 4000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 1.20
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : D22 × 168ea = 65032.8 ㎟ (dc = 100.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 65032.8 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 2386.600 KN

계수모멘트(X) : Mux = 1052.600 KN·m
Mux.ns= 1052.600 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 1.7
Y축 세장비 : λy = 33.3

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.007

X축 확대모멘트 : δMux = 1052.600 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 1052.600 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 982.06 mm
작 용 편 심 : e = 441.05 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 6600.000 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 64374.750 + 8894.368 + -3593.168 = 69675.951 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 141302.576 + 22342.158 + 14169.215 = 177813.949 KN·m

평 형 편 심 : eb = 2552.01 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 45289.37 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 115579.06 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.301 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 13500.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000099 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

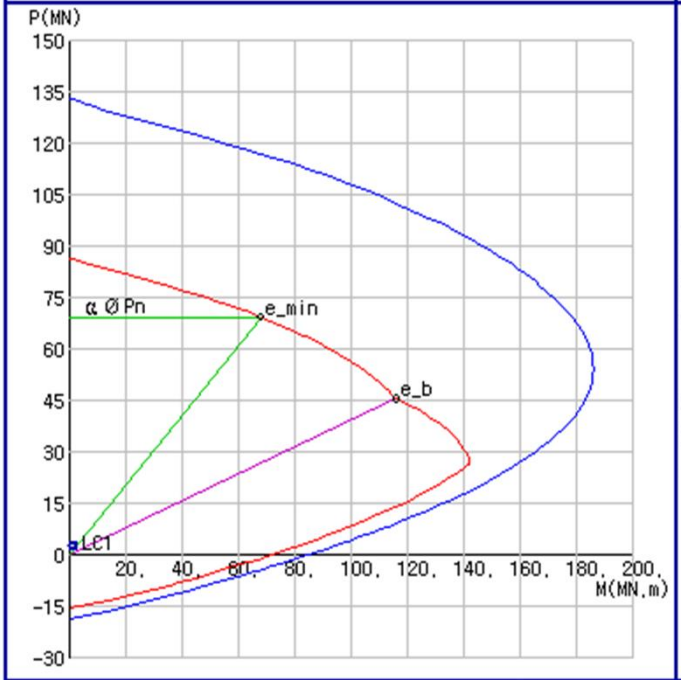
αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 106213.871 KN
Mn = αPn × e_min = 104308.044 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800

설계축하중강도 : α ØPn = 69039.014 KN ≥ Pu = 2386.600 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 67800.227 KN · m ≥ Mu = 1052.600 KN · m ∴ O.K

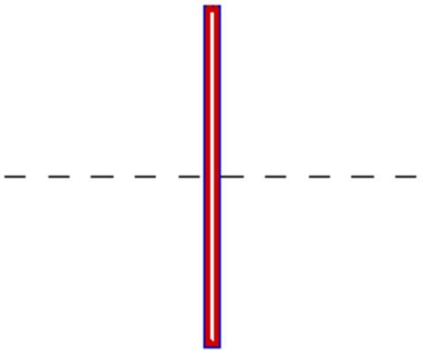
검토단면 : 일신교



검 토 조 건

fck	=	27 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	26680 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	4.167 E+13 mm⁴
Iy	=	1.042 E+11 mm⁴
Ag	=	5.000 E+06 mm²
Lu	=	4000.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	1.301 %
Pu	=	2386.600 KN
Mu	=	1052.600 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 982.057 mm

ØP_min = 69039.020 KN

ØM_min = 67800.230 KN · m

▷ 평형 편심 상태

eb = 2552.013 mm

ØPb = 45289.370 KN

ØMb = 115579.100 KN · m

▷ 작용편심에서의 설계강도

e < e_min ∴ 최소편심구간

ØPn = 69039.020 KN(=ØPmin)

ØMn = 67800.230 KN · m(=ØMmin)

▷ 사용철근량

A_rebar = 65032.800 mm²

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 2394.800 KN

계수모멘트(X) : Mux = 1015.900 KN·m
Mux.ns= 1015.900 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 1.7
Y축 세장비 : λy = 33.3

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.007

X축 확대모멘트 : δMux = 1015.900 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 1015.900 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 982.06 mm
작 용 편 심 : e = 424.21 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 6600.000 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 64374.750 + 8894.368 + -3593.168 = 69675.951 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 141302.576 + 22342.158 + 14169.215 = 177813.949 KN·m

평 형 편 심 : eb = 2552.01 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 45289.37 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 115579.06 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

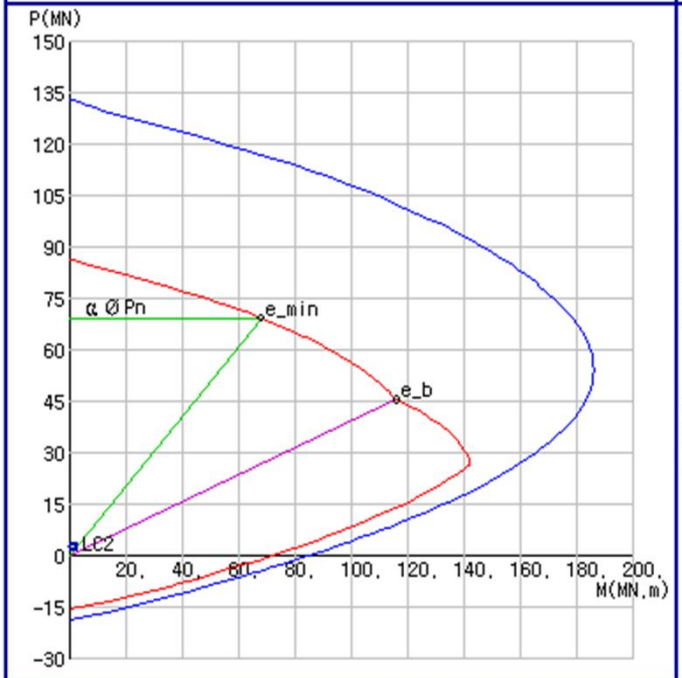
사용철근비 : Pused = 1.301 %

계수축력 Pu < 0.1 · fck · Ag = 13500.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000099 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α ×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 106213.871 KN
Mn = αPn × e_min = 104308.044 KN · m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 69039.014 KN ≥ Pu = 2394.800 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 67800.227 KN · m ≥ Mu = 1015.900 KN · m ∴ O.K

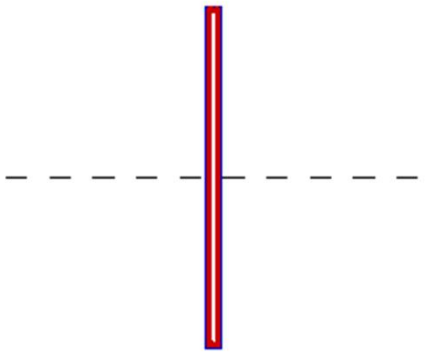
검토단면 : 일신교



검 토 조 건

fck	=	27 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	26680 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	4.167 E+13 mm⁴
Iy	=	1.042 E+11 mm⁴
Ag	=	5.000 E+06 mm²
Lu	=	4000.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	1.301 %
Pu	=	2394.800 KN
Mu	=	1015.900 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
e_min = 982.057 mm
ØP_min = 69039.020 KN
ØM_min = 67800.230 KN · m
▷ 평형 편심 상태
eb = 2552.013 mm
ØPb = 45289.370 KN
ØMb = 115579.100 KN · m
▷ 작용편심에서의 설계강도
e < e_min ∴ 최소편심구간
ØPn = 69039.020 KN(=ØPmin)
ØMn = 67800.230 KN · m(=ØMmin)
▷ 사용철근량
A_rebar = 65032.800 mm²

8.11 기둥 - 전단검토

□ 전단검토

Vu	516.300 kN	기둥폭	10000.00 mm	Φ_v	0.800
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa	형식	사각

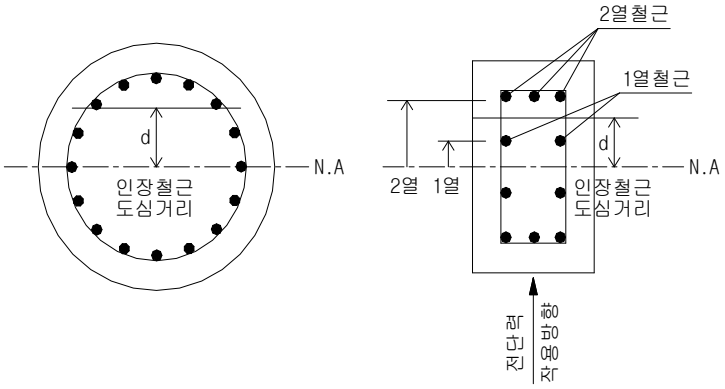
[원형단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	피복	개수	철근단면적	비 고
1단	0	0	21	16,678	-
2단	-	-	-	-	-
계				16,678	-

[사각단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	도심거리	개수	철근단면적	비 고
1열	22	0.1	168	65,033	-
2열				-	-
3열				-	-
4열				-	-
5열				-	-
계				65,033	-

< d 값 산출 개념도 >



d = 350 mm (인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리)

$\Phi_v V_c$ = $\Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= { 0.8 × (1 / 6) × √ 27 × 10,000 × 350 } / 1000

= 2424.871 kN > V_u = 516.300 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 1212.436 kN > V_u = 516.300 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.12 벽체 상단 내측

□ 기본사항

Mu	135.840 kN·m	Vu	94.980 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	500 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

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

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (500 − 25.301 / 2) / 1000000

= 240.533 kN·m > M_u = 135.840 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 400 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 400 / 1000

= 277.128 kN > V_u = 94.980 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 138.564 kN > V_u = 94.980 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.13 벽체 상단 외측

□ 기본사항

Mu	17.510 kN·m	Vu	94.980 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	400 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

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

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (400 − 25.301 / 2) / 1000000

= 191.177 kN·m > M_u = 17.510 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 400 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 400 / 1000

= 277.128 kN > V_u = 94.980 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 138.564 kN > V_u = 94.980 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.14 벽체 중앙 내측

□ 기본사항

Mu	61.800 kN·m	Vu	70.090 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	400 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (400 − 25.301 / 2) / 1000000

= 191.177 kN·m > M_u = 61.800 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 400 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 400 / 1000

= 277.128 kN > V_u = 70.090 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 138.564 kN > V_u = 70.090 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.15 벽체 중앙 외측

□ 기본사항

Mu	60.700 kN·m	Vu	70.090 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	400 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (400 − 25.301 / 2) / 1000000

= 191.177 kN·m > M_u = 60.700 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 400 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 400 / 1000

= 277.128 kN > V_u = 70.090 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 138.564 kN > V_u = 70.090 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.16 벽체 하단 내측

□ 기본사항

Mu	113.950 kN·m	Vu	82.430 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	400 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (400 − 25.301 / 2) / 1000000

= 191.177 kN·m > M_u = 113.950 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 400 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 400 / 1000

= 277.128 kN > V_u = 82.430 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 138.564 kN > V_u = 82.430 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.17 벽체 하단 외측

□ 기본사항

Mu	107.790 kN·m	Vu	82.430 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	400 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	인장부

TOTAL 1935.5 ㎟

$a = 1,935.5 \times 300 / (0.850 \times 27 \times 1,000) = 25.301$ mm

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

$= 0.850 \times 1,935.5 \times 300 \times (400 - 25.301 / 2) / 1000000$

$= 191.177$ kN·m > $M_u = 107.790$ kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 400 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= 0.800 \times (1 / 6) \times \sqrt{(27)} \times 1,000 \times 400 / 1000$

$= 277.128$ kN > $V_u = 82.430$ kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c = 138.564$ kN > $V_u = 82.430$ kN ∴ **전단철근 필요 없음**

9. 안전검토결과 요약

구 분			휨검토(kN・m)			전단검토(kN)			비 고
			ΦM_n	Mu	판정	ΦVn	Vu	판정	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	465.72	137.26	O.K	422.62	92.54	O.K	
		중앙부	465.72	110.55	O.K	-	-	-	
		우측단부	465.72	201.76	O.K	422.62	110.55	O.K	
	내측	좌측단부	465.72	178.78	O.K	422.62	96.80	O.K	
		중앙부	465.72	60.48	O.K	-	-	-	
		우측단부	465.72	178.78	O.K	422.62	96.80	O.K	
	외측2	좌측단부	465.72	201.76	O.K	422.62	110.55	O.K	
		중앙부	465.72	60.48	O.K	-	-	-	
		우측단부	465.72	137.26	O.K	422.62	92.54	O.K	
벽 체	상단	전면	240.53	135.84	O.K	277.13	94.98	O.K	
		배면	191.18	17.51	O.K	277.13	94.98	O.K	
	중앙	전면	191.18	61.80	O.K	277.13	70.09	O.K	
		배면	191.18	60.70	O.K	277.13	70.09	O.K	
	하단	전면	191.18	113.95	O.K	277.13	82.43	O.K	
		배면	191.18	107.79	O.K	277.13	82.43	O.K	

구 분		P-M 상관 검토			전단검토(kN)			비 고
		Mu (kN・m)	P (kN)	판정	ΦVn	Vu	판정	
기 둥	Mmax	1052.60	2386.60	O.K	2424.87	516.30	O.K	기둥 P-M 상관도 참고
	Pmax	1015.90	2394.80	O.K				"

(구)산정교

기존교량 내진성능평가

2019.05

1. 현장조사 결과

1.1 자료조사 결과

1.1.1 구조물 현황

1) 위　　치 : 경기도 용인시 처인구 남사면 봉무리 112-3
2) 구　　조 : 라멘교
3) 폭 및 연장 : B= 6 m L= 20 m
4) 준 공 년 도 : 1996 년

1.1.2 내진해석 조건

1) 구역계수 = 0.110 (경기도 용인시)
2) 위험계수 = 1.400 (내진 1등급)
3) 지반계수 = 1.2 (지반계수, 지반종류 II 지역)

1.2 설계기준강도

1.2.1 콘크리트 강도

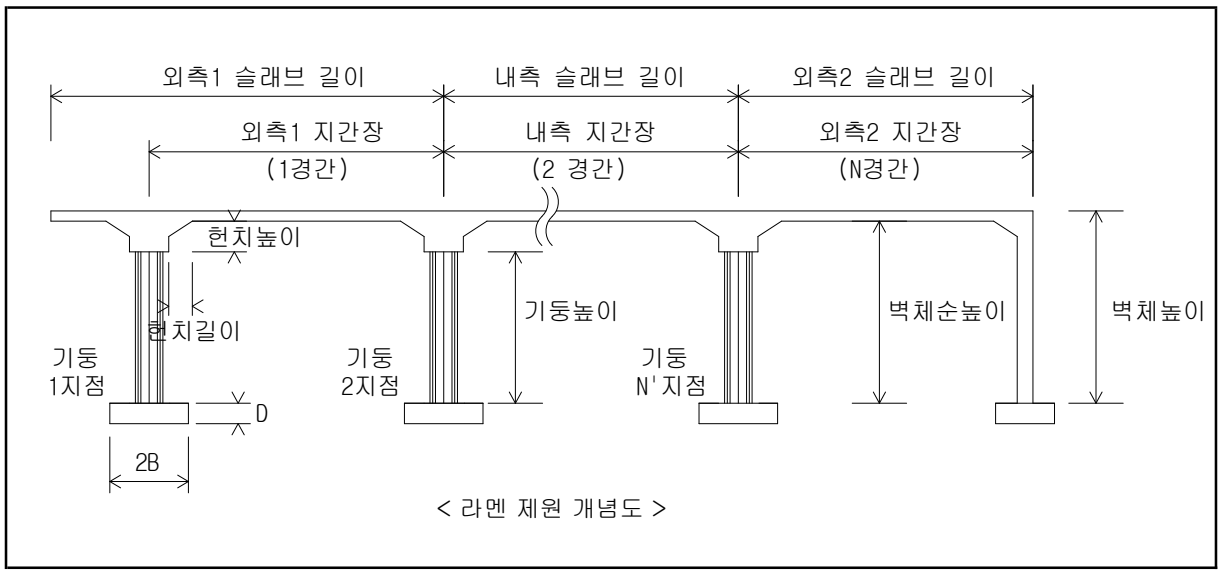
- 상부구조 : f_{ck} = 27 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_{ck} = 27 MPa (교각, 교대)

1.2.2 철근강도

- 상부구조 : f_y = 300 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_y = 300 MPa (교각, 교대)

1.3 교량 제원

단위 : m



< 라멘 제원 개념도 >

* 공통사항

토피	포장	방호벽	
		폭	높이
0	0.08	0.4	0.25

* 벽체 제원

구분	두께	높이	순높이
좌측	0.60	4.65	4.00
우측	0.60	4.65	4.00

* 상부슬래브 제원 (단, 헌치와 보의 제원은 1,2경간의 종점부의 및 N경간의 시점부의 치수임)

구분	슬래브		헌치		거더	
	두께	길이	높이	길이	폭	높이
1경간	0.65	10.00	0.40	1.00	-	-
2경간	0.65	10.00	0.40	1.00	-	-
N경간	-	-	-	-	-	-

* 기둥 제원

구분	기둥(타원형)				지간장
	높이	가로	세로	직경	
1지점	4.00	0.60	6.00	-	10.00
2지점	4.00	0.60	6.00	-	10.00
N'지점	-	-	-	-	-

* 기초제원

구 분	기둥1	기둥2~N-1	기둥N
기초형식	직접		
독립기초 폭(2B)	2.60	-	-
길이(2L)	8.00	-	-
두께(D)	1.00	-	-
확대기초 전폭	2.50		

1.4 철근배근

1.4.1 슬래브 및 벽체

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	피복	직경	간격	피복	직경	간격	피복
슬래브	좌측단부	22	200	40	22	200	40	22	200	40
	중앙부	22	200	40	22	200	40	22	200	40
	우측단부	22	200	40	22	200	40	22	200	40
벽체	상단 외측	22	200	100	22	125	100	22	200	100
	상단 내측	22	200	100	22	125	100	22	200	100
	중앙 내측	22	200	100	22	125	100	22	200	100
	중앙 외측	22	200	100	22	125	100	22	200	100
	하단 내측	22	200	100	22	125	100	22	200	100
	하단 외측	22	200	100	22	125	100	22	200	100

2) 기둥 및 보 철근

구 분		직경	간격		철근개수	피복	단수
			가로간격개수	세로간격개수			
기둥	사각	22	29	2	62	50	1

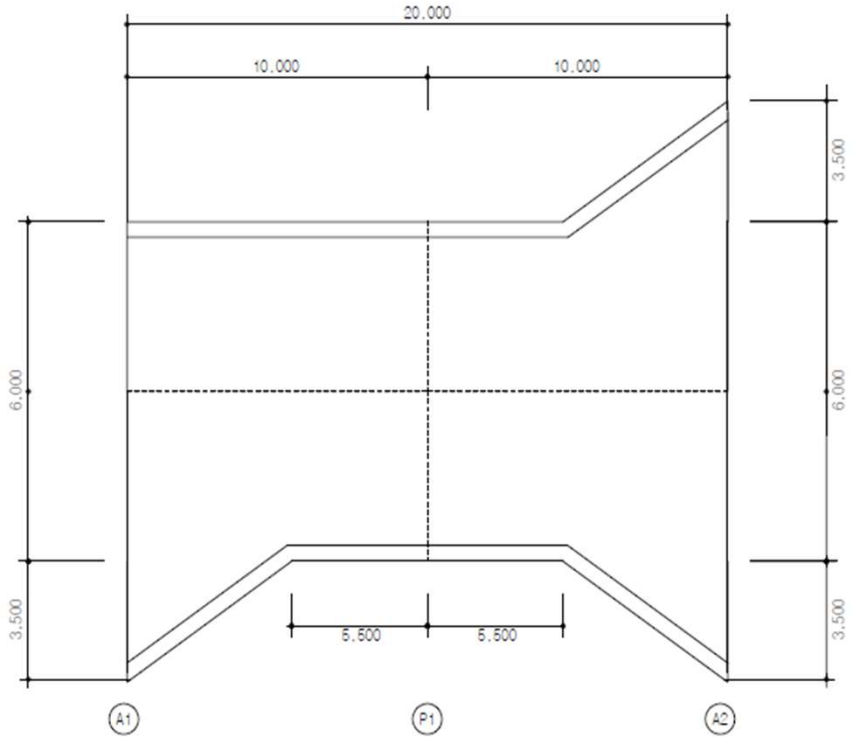
1.4.2 전단철근

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	다리수	직경	간격	다리수	직경	간격	다리수
상부슬래브		13	400	2	13	400	2	13	400	2
벽체	상단	13	400	2	13	200	2	13	400	2
	중앙	13	400	2	13	200	2	13	400	2
	하단	13	400	2	13	200	2	13	400	2

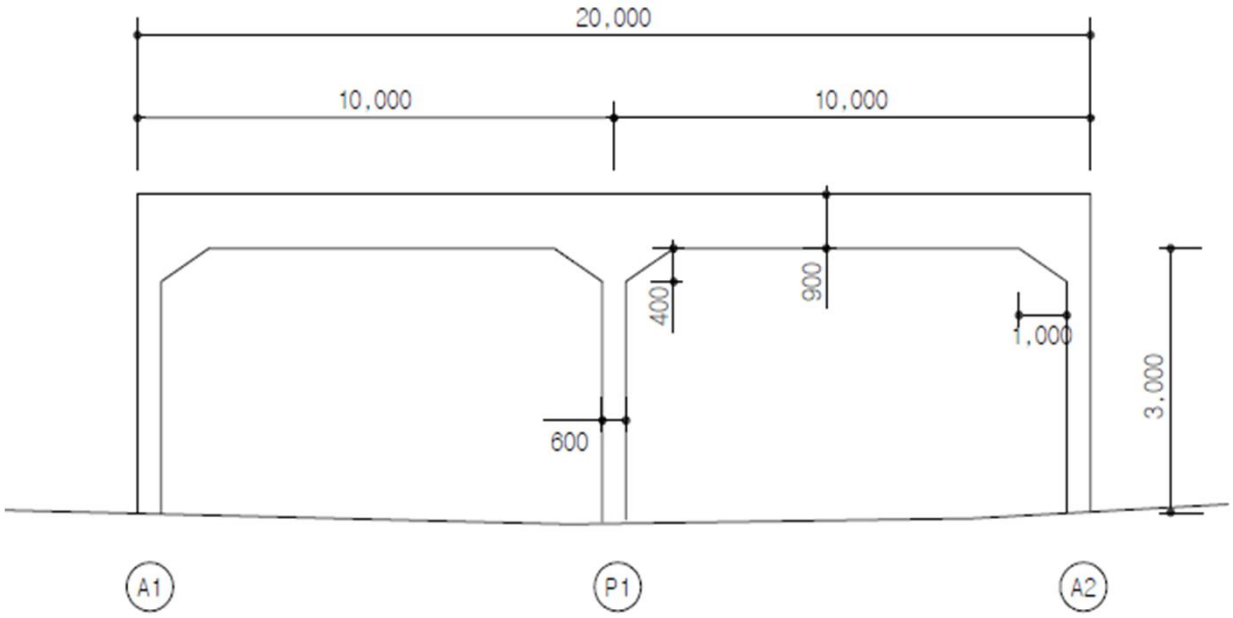
구 분	직경	간격	다리수
기둥	13	200	2

1.5 교량 종평면도

1.5.1 평면도



1.5.2 종단면도



2. 검토조건

2.1 일반사항

교량형식	2 경간 라멘교	교량연장	20 m	교량사각	90 °	기초형식	직접 기초
교량등급	내진 1등급 교량	교량폭원	6 m	평면선형	직선		

2.2 하 중

2.2.1 고정하중

1) 철근 콘크리트 γ_{c1} = 25.000 kN/㎥
2) 무근 콘크리트 γ_{c2} = 23.500 kN/㎥
3) 뒷채움 토사 γ_s = 18.000 kN/㎥
4) 교면 포장층 γ_a = 23.000 kN/㎥
5) 지 하 수 γ_w = 10.000 kN/㎥

2.2.2 토압

- 안정계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식
- 단면계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식

1) 상시토압

라멘 벽체는 주동토압이 발생할 수 있는 연직벽 상대변위가 발생치 않으므로 정지토압 적용.

K_o = 1 - SIN Φ = 0.5000

Φ = 30.000 °

2) 지진시 토압

(1) 정적토압

K_a = 0.333

Φ = 30.000 ° δ = 0.000 °

θ = 0.000 ° α = 0.000 °

(2) 동적영향을 고려한 토압 (Mononobe Okabe 공식 적용)

K_{ea} = 0.381 (지진 토압계수)

Φ = 30.000 ° (뒷채움 흙의 마찰각)

δ = 0.000 ° (흙과 교대사이의 마찰각)

i = 0.000 ° (뒷채움 흙의 경사각)

β = 0.000 ° (교대배면의 수직에 대한 값)

a = 0.110 (지진 구역계수)

I = 1.400 (중요한 교량으로 평균재현주기 1000년)

A = a x I = 0.154 (지진 가속도 계수)

K_h = 0.500 x A = 0.077 (수평지반 가속도 계수= 변위를 허용)

K_v = 0.000 (연직지반 가속도 계수, 고려하지 않음)

θ = $\tan^{-1}\{K_h / (1-K_v)\}$ = 4.403 °

2.3 사용재료 및 특성치

1) 콘 크 리 트 = min(설계강도, 측정강도) [설계강도 = 27 MPa 측정강도 = 27 MPa]

f_{ck} = 27.000 Mpa E_c = 27804 Mpa

2) 철 근

f_y = 300.000 Mpa E_s = 200,000 Mpa

f_{sa} = 150.000 Mpa

3) 뒷 채 움 토

Φ = 30.000 °

2.4 구조검토 일반사항

2.4.1 강도감소계수

Φ_m = 0.850 (휨에 대한 강도 감소계수)

Φ_v = 0.800 (전단에 대한 강도 감소계수)

Φ_c = 0.650 (축력에 대한 강도감소계수)

2.5 내진검토 조건

1) 내진등급 = 내진 1등급 교량

구역계수 = 0.11 (경기도 용인시)

위험계수 = 1.4 (내진 1등급)

A = 지진구역 계수 X 위험도 계수 = 0.154

S = 1.200 (지반계수)

2) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis (단일모드 해석법)

3) 해석을 위한 토질정수의 산정

(1) 벽체 뒷채움

E_{o1} = 28N X 100 = 42,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 15 (교대 뒷채움재의 N값)

G_1 = E_{o1} / { 2 (1+υ) } = 14,685 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.430 (측벽 토층 평균값 적용) (대상지반의 프와송 비)

(2) 기초위치의 지반

E_{o2} = 28N X 100 = 140,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 50 (기초지반의 N값)

G_2 = E_{o2} / { 2 (1+υ) } = 52,632 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.330 (대상지반의 프와송 비)

2.6 구조해석 PROGRAM ☞ MIDAS CIVIL 2012

2.7 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (국토해양부, 2010.11)

2) 콘크리트 구조기준 (국토해양부, 2012.10)

3) 도로교표준시방서(건설교통부,1996.4)

4) 도로설계편람(건설교통부,2008.5)

5) 도로교 설계 기준 해설 (대한토목학회, 2008.1)

6) 단지조성에 따른 시설물의 내진연구 (한국토지공사, 2001.7)

7) 고속도로 교량의 내진설계편람 (한국도로공사, 1999.12)

8) 교량설계기준 (한국도로공사 2000.12)

3. 단면정수의 산정

3.1 설계경간 및 슬래브 두께의 검토

1) 설계경간의 결정 (도로교설계기준(2010) 4.8.3.2)

B = 6.000 m

구분	Ls	Ln	Ls / B	L
1경간	10.00	10.00	1.67	10.00
2경간	10.00	10.00	1.67	10.00

∴ L = 사각 ≥ 75° 이므로 직교로 가정

2) 슬래브 최소두께의 검토 (도로교설계기준(2010) 4.7.4.1)

구분	L	Tmin	Tuse	판정
1경간	10.00	0.43	0.65	O.K
2경간	10.00	0.43	0.65	O.K

* 차도부분의 최소두께(≥220mm)

- 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우
- L은 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

단순판		40 L+130
연속판		30 L+130
캔틸레버판	L≤0.25	280 L+180
	L>0.25	80 L+230

3.2 단면제원의 산정

구조계산 폭원 : 6.00 m [단위 : m]

구분		폭	두께	직경	C.T.C	A(㎡)	I_{22}(㎥)	I_{33}(㎥)
슬래브		6.000	0.650	-	-	3.900	0.137	11.700
벽체		6.000	0.600	-	-	3.600	0.108	10.800
기둥	사각	6.000	0.600	-	10.000	3.600	0.108	10.800
	원형	-	-	-	-	-	-	-

4. 지반 SPRING계수의 산정(지진 계산시)

4.1 기초부 (도로교표준시방서(1996),P.809~P.811)

* 기둥 기초 상단과 기둥 하단부의 접점은 고정단으로 고려함.

4.2 라멘형 벽체 (도로교표준시방서(1996), p.807)

1) 종방향 (교축방향 : X - DIR) 변위강성 <수평방향 변위>

Ks = 0.425 E_{o1} B = 107,100 kN/m

2) 횡방향 (교축직각방향 : Y - DIR) 회전강성 <회전 변위>

Kr = 0.072 E_{o1} B H^2 = ##### kN·m/rad

HA = 4.975 m (A1, A2 구간 슬래브 도심에서 저판상단까지)

3) Y-축, Z-축으로의 변위강성과 X-축,Z-축에 대한 회전강성은 무시함.

■ 수평변위강성 Ks = 107,100 kN/m

구분	Kv	절점번호
1	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 53,550	1,12
2	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 107,100	2,3,4
3	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 107,100	13,14,15
4	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 53,550	5,7

■ 회전강성 Kr = 449,075 kN·m/rad

구분	Ksb	절점번호
1	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 224,538	1,12
2	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 449,075	2,3,4
3	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 449,075	13,14,15
4	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 224,538	5,7

5. 지진성능검토를 위한 하중의 계산

5.1 종방향 지진하중의 산정

1) 지진거동에 영향을 주는 연직하중의 산정

고정하중 종류	계 산 식	계산값(kN/m)
포장층 자중	23.000(γ) X 0.080(t) X 6.00(계산폭)	11.040
SLAB 자중	25.00(γ) X 0.65(t) X 6.00(계산폭)	97.500
헌 치 자 중	25.00(γ) X 1/2 X (0.400 × 1.00) X 4ea X 6.00(계산폭)/ 20.00(연장)	6.000
확폭부 SLAB	25.00(γ) X 1/2 X (3.50 × 4.50 × 0.65) X 3ea / 20.00(연장)	33.272
지진고려 연직력 합계		147.812

2) 상부구조 각 부재에 종방향으로 단위하중(1.0kn/m) 재하시 발생변위를 취하여 진동주기 계산

- P_o = 1.000 kN/m (등가단위하중)

단위 : m

v_s	0.0000136

(하중Po에 의한 정적처짐)

3) α,β,γ 계수 산정

- ω(x) = 147.812 kN/m

(교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중)

∫ dx = 6.000 m (= L)

α (= ∫ $v_s(x)dx$)	0.000081540
β (= ∫ ω(x) $v_s(x)dx$)	0.012052580
γ (=∫ ω(x) $v_s(x)^2dx$)	0.000000164

4) 교량의 주기 계산 (T)

- $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_o\, g\, \alpha}} \times 2\pi$ g = 9.810 m/sec^2

단위 : sec

T	0.090

5) 탄성지진 응답계수(C_S) 계산

- A= 0.154 , S= 1.2

① 1.2 A S / $T^{2/3}$	1.104
② 2.5 A	0.385
적용값 = min(①,②)	0.385

6) 등가정적 지진하중의 산정

- P_{ey} = (β C_s / γ) × (ω_y v_x)

단위 : kN/m

P_{ey}	56.908

5.2 횡방향 지진하중의 산정

: 라멘교의 경우 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 해석은 무시할 수 있다.

5.3 고정하중의 산정

단위 : kN/m

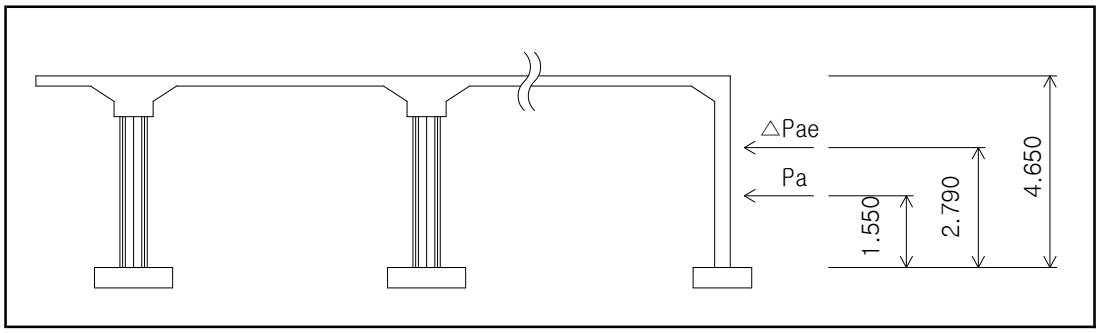
고정하중 종류	계 산 값
포장층 자중	11.040
상부토사자중	0.000
합계	11.040

5.4 지진 발생시 작용하는 토압의 산정

$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 B$ = 445.07 kN (상시 주동토압)

$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma_s H^2 B$ = 509.22 kN (지진시 주동토압, 시종점 동일)

$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$ = 509.219 − 445.066 = 64.153 kN (평상시 주동토압)



< 지진시 토압 작용 개념도 >

지진시 주동토압 작용점

$h = (P_a * H / 3) + (\Delta P_{ae}\ 0.6H) / P_{ae}$

= ((445.066 × 4.975 /3) + (64.153 X 0.6 X 4.975)) / 509.219

= 1.825 m

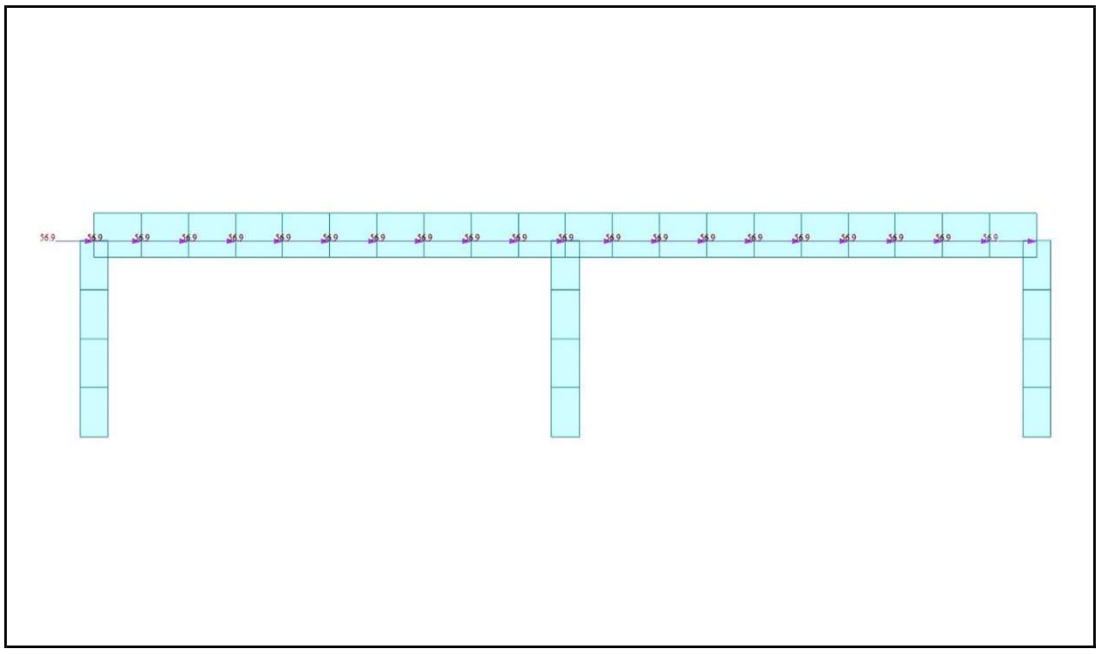
☞ 토압하중 재하시 정적분력은 1/3 H 지점, 동적 분력은 0.6 H 지점에 하중을 재하한다.

5.5.하중의 재하도

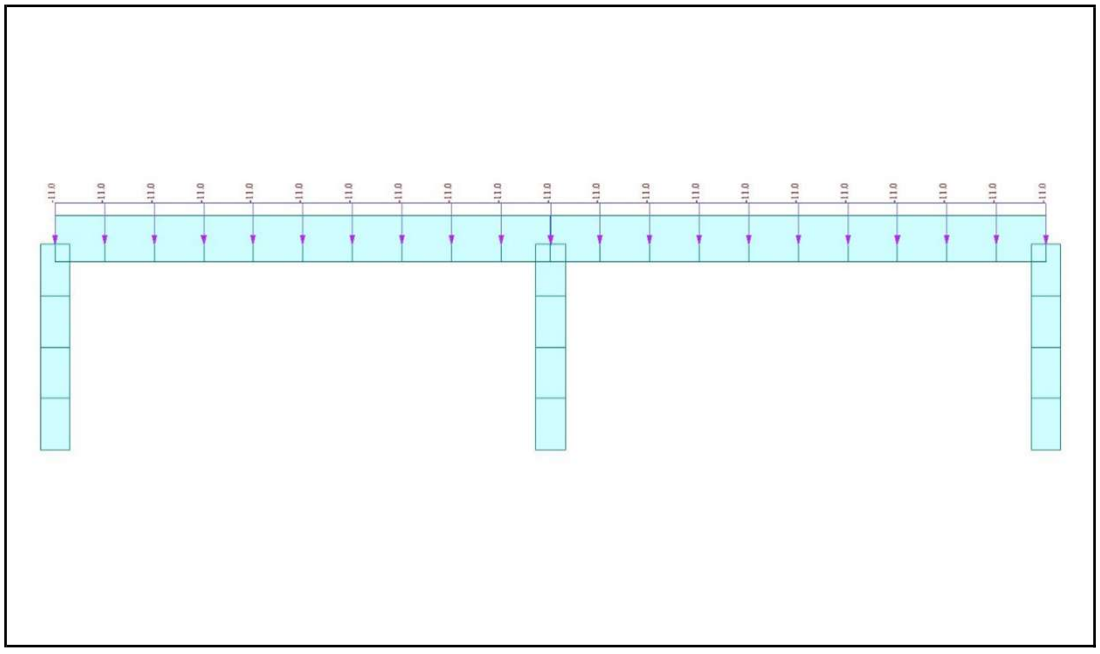
- 지진시 하중 CASE

1) LOAD CASE 1 : 지진시 관성력(종방향)

P_{ey}	56.908



2) LOAD CASE 2 : 고정하중



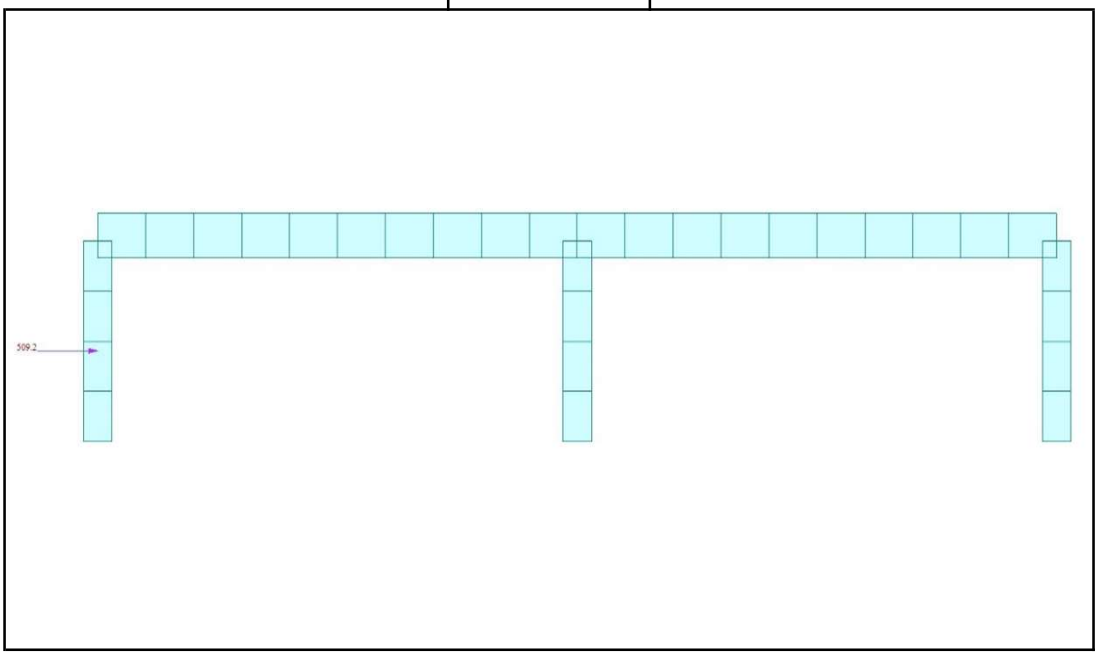
자중+헌치 : program내 자동계산

포장 : 11.040 kN/m

상부토사 : 0.000 kN/m

3) LOAD CASE 3 : 지진시 토압

구분	하중크기	작용점
Pae	509.219	1.825



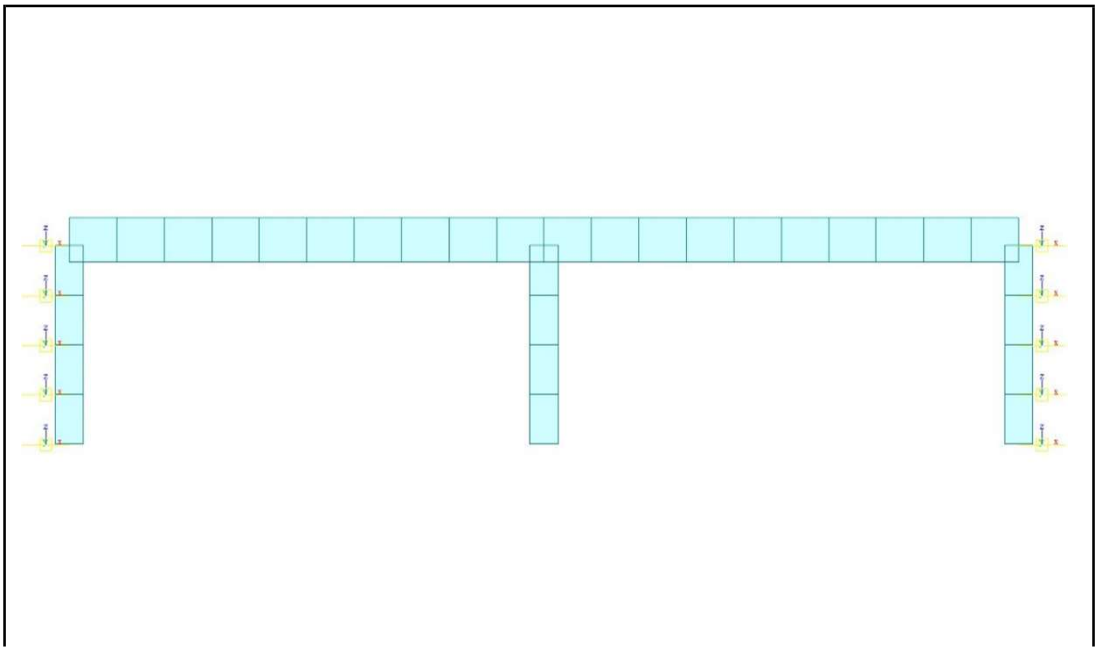
5.6 하 중 조 합

조합 \ 하중	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb 1	1.000	1.000	1.000
Comb 2	1.000	1.000	0.650
Comb 3	0.300	0.300	0.300
Comb 4	0.300	0.300	0.195

※ 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 지진하중 하중조합은 생략함

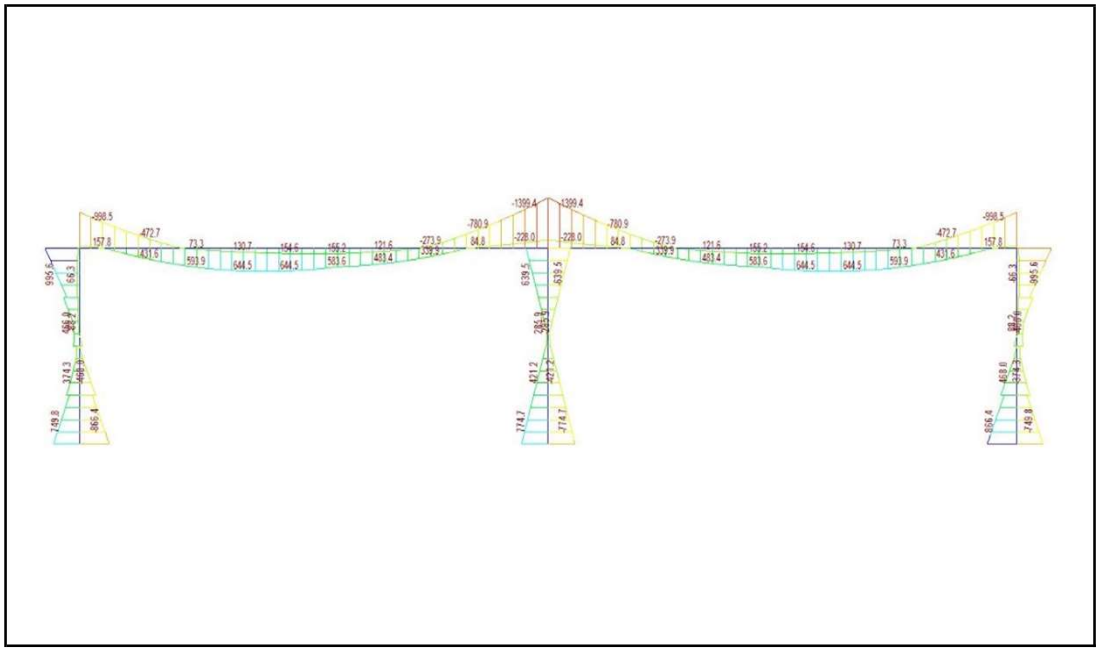
6. MODELING & 구조해석 (지진시)

6.1 MODELING

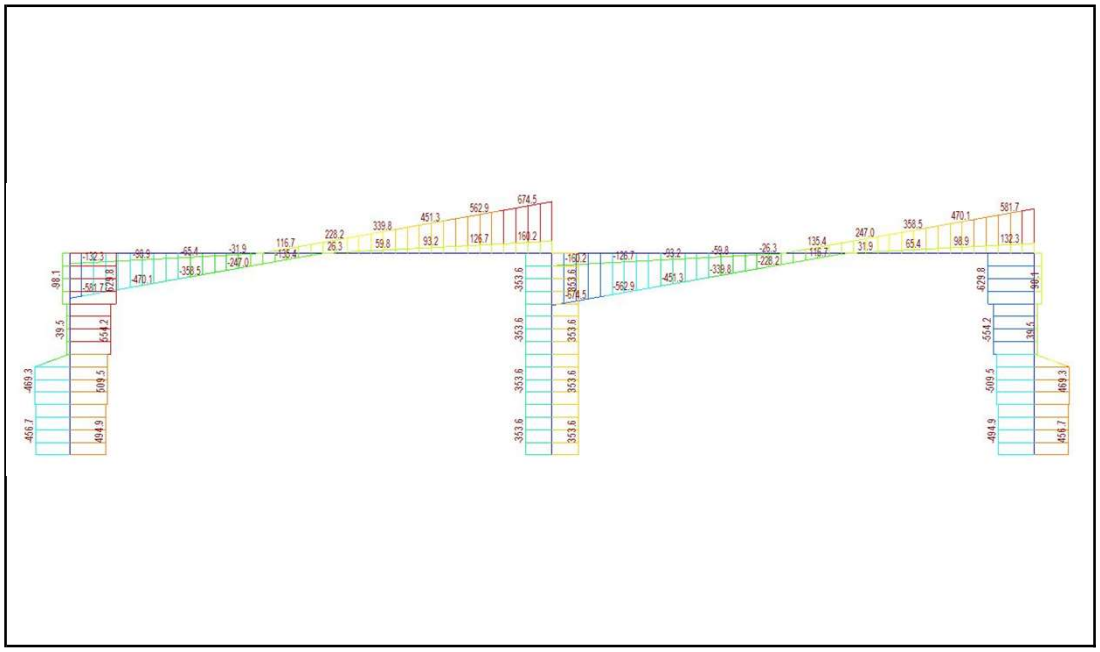


6.2 구조해석 결과 (B.M.D 및 S.F.D)

1) 지진시 (B.M.D)



2) 지진시 (S.F.D)



7. 구조해석 결과 SUMMARY

[구조계산 폭원 : 6.00 m]

구 분			휨모멘트(kN・m)/m		전단력(kN)/m		비 고
			전폭	단위폭	전폭	단위폭	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	998.5	166.4	581.7	97.0	
		중앙부	944.5	157.4	-	-	
		우측단부	1399.4	233.2	674.5	112.4	
	외측2	좌측단부	1399.4	233.2	674.5	112.4	
		중앙부	644.5	107.4	-	-	
		우측단부	998.5	166.4	581.7	97.0	
벽 체	상단	전면	995.6	165.9	629.8	105.0	
		배면	66.3	11.1			
	중앙	전면	374.3	62.4	509.5	84.9	
		배면	468.0	78.0			
	하단	전면	749.8	125.0	494.9	82.5	
		배면	866.4	144.4			

구 분		휨모멘트 (kN・m)/m	축력 (Kn)	전단력 (Kn)	비 고
기둥	최대 휨모멘트시	774.700	1561.200	353.600	
	최대 축력시	742.700	1565.200	339.700	단위길이당 축력 : 260.867

8. 안전검토 (1.4 철근배근 참고)

8.1 상부슬래브 외측1 좌측단부

□ 기본사항

Mu	166.417 kN·m	Vu	96.950 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-
			TOTAL	1935.5 ㎟	

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

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

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (610 − 25.301 / 2) / 1000000

= 294.823 kN·m > M_u = 166.417 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 610 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= { 0.8 × (1 / 6) × √ 27 × 1,000 × 610 } / 1000

= 422.620 kN > V_u = 96.950 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 211.310 kN > V_u = 96.950 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.2 상부슬래브 외측1 중앙부

□ 기본사항

Mu	157.417 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-
			TOTAL	1935.5 ㎟	

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

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

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (610 − 25.301 / 2) / 1000000

= 294.823 kN·m > M_u = 157.417 kN·m ∴ O.K

8.3 상부슬래브 외측1 우측단부

□ 기본사항

Mu	233.23 kN·m	Vu	112.42 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

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

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (610 − 25.301 / 2) / 1000000

= 294.823 kN·m > M_u = 233.233 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 610 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 610 / 1000

= 422.620 kN > V_u = 112.417 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 211.310 kN > V_u = 112.417 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.4 상부슬래브 외측2 좌측단부

□ 기본사항

Mu	233.233 kN·m	Vu	112.417 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

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

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (610 − 25.301 / 2) / 1000000

= 294.823 kN·m > M_u = 233.233 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 610 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 610 / 1000

= 422.620 kN > V_u = 112.417 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 211.310 kN > V_u = 112.417 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.5 상부슬래브 외측2 중앙부

□ 기본사항

Mu	107.417 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

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

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (610 − 25.301 / 2) / 1000000

= 294.823 kN·m > M_u = 107.417 kN·m ∴ O.K

8.6 상부슬래브 외측2 우측단부

□ 기본사항

Mu	166.42 kN·m	Vu	96.95 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

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

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (610 − 25.301 / 2) / 1000000

= 294.823 kN·m > M_u = 166.417 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 610 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 610 / 1000

= 422.620 kN > V_u = 96.950 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 211.310 kN > V_u = 96.950 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.7 기둥

▶ (구)산정교 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : (구)산정교

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 27 MPa, fy = 300 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 26680 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.85

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 600.00 mm
단 면 높 이 (H) : 6000.00 mm
철근 피복두께(d') : 50.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 4000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 1.20
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : D22 × 62ea = 24000.2 ㎟ (dc = 50.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 24000.2 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1561.200 KN

계수모멘트(X) : Mux = 774.700 KN·m
Mux.ns= 774.700 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 2.8
Y축 세장비 : λy = 27.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.004

X축 확대모멘트 : δMux = 774.700 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 774.700 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 595.36 mm
작 용 편 심 : e = 496.22 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3966.667 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 46427.850 + 3287.882 + -1366.605 = 48349.127 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 61013.933 + 5052.359 + 3286.544 = 69352.836 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1434.42 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 31426.93 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 45079.34 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.667 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 9720.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000128 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

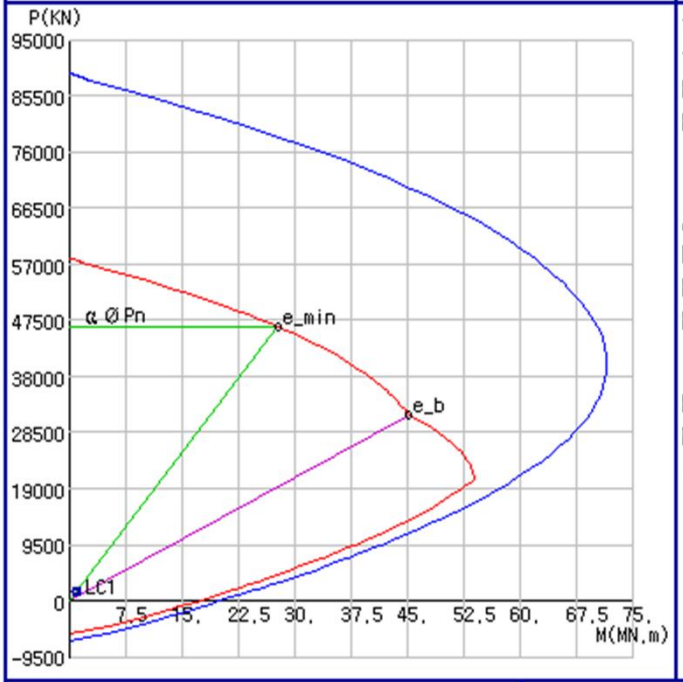
αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 71415.405 KN
Mn = αPn × e_min = 42517.718 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800

설계축하중강도 : αØPn = 46420.012 KN ≥ Pu = 1561.200 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 27636.515 KN·m ≥ Mu = 774.700 KN·m ∴ O.K

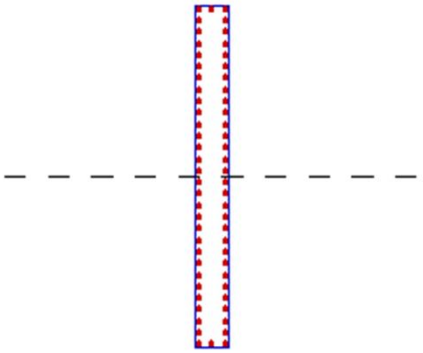
검토단면 : (구)산정교



검 토 조 건

fck	=	27 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	26680 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	1.080 E+13 mm⁴
Iy	=	1.080 E+11 mm⁴
Ag	=	3.600 E+06 mm²
Lu	=	4000.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	0.667 %
Pu	=	1561.200 KN
Mu	=	774.700 KN·m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 595.358 mm

ØP_min = 46420.010 KN

ØM_min = 27636.520 KN·m

▷ 평형 편심 상태

eb = 1434.418 mm

ØPb = 31426.930 KN

ØMb = 45079.340 KN·m

▷ 작용편심에서의 설계강도

e < e_min ∴ 최소편심구간

ØPn = 46420.010 KN(=ØPmin)

ØMn = 27636.520 KN·m(=ØMmin)

▷ 사용철근량

A_rebar = 24000.200 mm²

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1565.200 KN

계수모멘트(X) : Mux = 742.700 KN·m
Mux.ns= 742.700 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 2.8
Y축 세장비 : λy = 27.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.004

X축 확대모멘트 : δMux = 742.700 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 742.700 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 595.36 mm
작 용 편 심 : e = 474.51 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3966.667 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 46427.850 + 3287.882 + -1366.605 = 48349.127 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 61013.933 + 5052.359 + 3286.544 = 69352.836 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1434.42 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 31426.93 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 45079.34 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

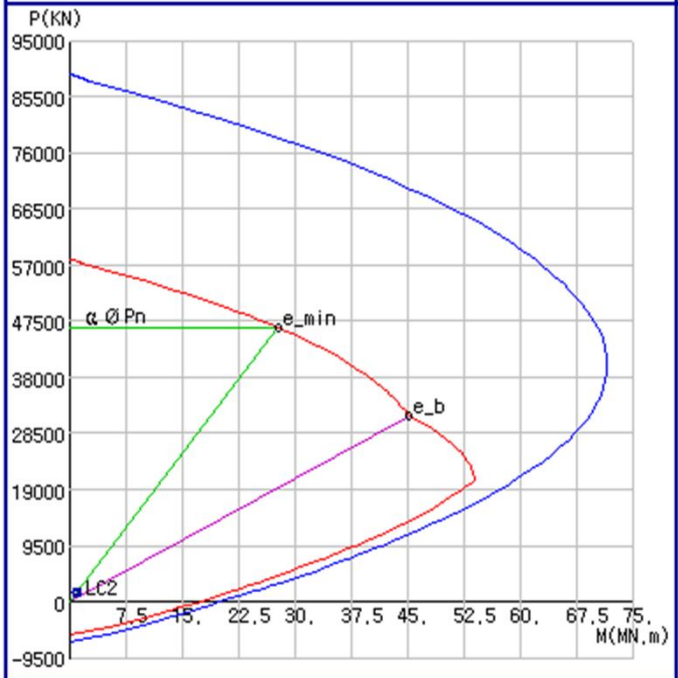
사용철근비 : Pused = 0.667 %

계수축력 Pu < 0.1 · fck · Ag = 9720.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000128 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α × {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 71415.405 KN
Mn = αPn × e_min = 42517.718 KN · m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 46420.012 KN ≥ Pu = 1565.200 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 27636.515 KN · m ≥ Mu = 742.700 KN · m ∴ O.K

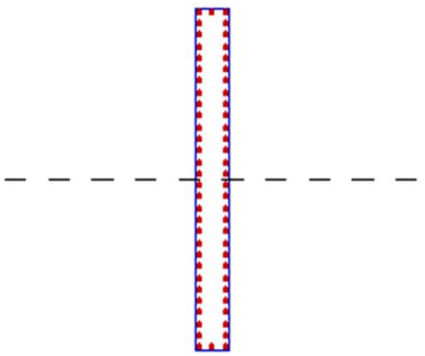
검토단면 : (구)산정교



검 토 조 건

fck	=	27 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	26680 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	1.080 E+13 mm⁴
Iy	=	1.080 E+11 mm⁴
Ag	=	3.600 E+06 mm²
Lu	=	4000.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	0.667 %
Pu	=	1565.200 KN
Mu	=	742.700 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
e_min = 595.358 mm
ØP_min = 46420.010 KN
ØM_min = 27636.520 KN · m
▷ 평형 편심 상태
eb = 1434.418 mm
ØPb = 31426.930 KN
ØMb = 45079.340 KN · m
▷ 작용편심에서의 설계강도
e < e_min ∴ 최소편심구간
ØPn = 46420.010 KN(=ØPmin)
ØMn = 27636.520 KN · m(=ØMmin)
▷ 사용철근량
A_rebar = 24000.200 mm²

8.8 기둥 - 전단검토

□ 전단검토

Vu	353.600 kN	기둥폭	6000.00 mm	Φ_v	0.800
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa	형식	사각

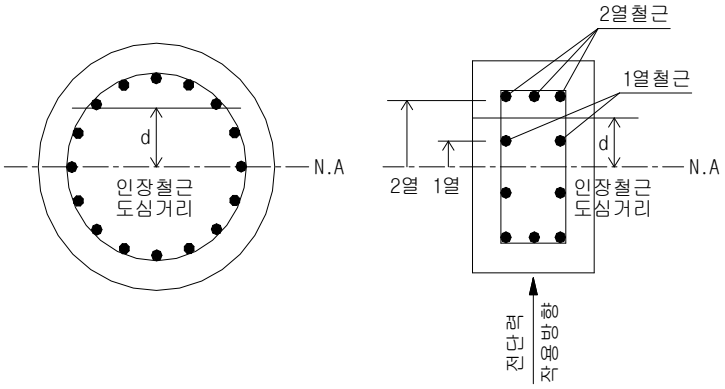
[원형단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	피복	개수	철근단면적	비 고
1단	0	0	0	-	-
2단	-	-	-	-	-
계				-	-

[사각단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	도심거리	개수	철근단면적	비 고
1열	22	0.05	62	24,000	-
2열				-	-
3열				-	-
4열				-	-
5열				-	-
계				24,000	-

< d 값 산출 개념도 >



d = 350 mm (인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리)

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= \{ 0.8 \times (1 / 6) \times \sqrt{27} \times 6,000 \times 350 \} / 1000$

$= 1454.923$ kN > V_u = 353.600 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 727.462 kN > V_u = 353.600 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.9 벽체 상단 내측

□ 기본사항

Mu	165.933 kN·m	Vu	104.967 kN	Φ_m	0.850
H	733 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	633 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

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

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (633 − 25.301 / 2) / 1000000

= 306.340 kN·m > M_u = 165.933 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 500 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 500 / 1000

= 346.410 kN > V_u = 104.967 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 173.205 kN > V_u = 104.967 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.10 벽체 상단 외측

□ 기본사항

Mu	11.050 kN·m	Vu	104.967 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	500 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

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

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (500 − 25.301 / 2) / 1000000

= 240.533 kN·m > M_u = 11.050 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 500 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 500 / 1000

= 346.410 kN > V_u = 104.967 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 173.205 kN > V_u = 104.967 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.11 벽체 중앙 내측

□ 기본사항

Mu	62.383 kN·m	Vu	84.917 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	500 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (500 − 25.301 / 2) / 1000000

= 240.533 kN·m > M_u = 62.383 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 500 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 500 / 1000

= 346.410 kN > V_u = 84.917 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 173.205 kN > V_u = 84.917 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.12 벽체 중앙 외측

□ 기본사항

Mu	78.000 kN·m	Vu	84.917 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	500 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (500 − 25.301 / 2) / 1000000

= 240.533 kN·m > M_u = 78.000 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 500 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 500 / 1000

= 346.410 kN > V_u = 84.917 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 173.205 kN > V_u = 84.917 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.13 벽체 하단 내측

□ 기본사항

Mu	124.967 kN·m	Vu	82.483 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	500 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (500 − 25.301 / 2) / 1000000

= 240.533 kN·m > M_u = 124.967 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 500 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 500 / 1000

= 346.410 kN > V_u = 82.483 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 173.205 kN > V_u = 82.483 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.14 벽체 하단 외측

□ 기본사항

Mu	144.400 kN·m	Vu	82.483 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	500 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	인장부

TOTAL 1935.5 ㎟

$a = 1,935.5 \times 300 / (0.850 \times 27 \times 1,000) = 25.301$ mm

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

$= 0.850 \times 1,935.5 \times 300 \times (500 - 25.301 / 2) / 1000000$

$= 240.533$ kN·m > $M_u = 144.400$ kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

$d = 500$ mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= 0.800 \times (1 / 6) \times \sqrt{(27)} \times 1,000 \times 500 / 1000$

$= 346.410$ kN > $V_u = 82.483$ kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c = 173.205$ kN > $V_u = 82.483$ kN ∴ **전단철근 필요 없음**

9. 안전검토결과 요약

구 분			휨검토(kN・m)			전단검토(kN)			비 고
			ΦM_n	Mu	판정	ΦVn	Vu	판정	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	294.82	166.42	O.K	422.62	96.95	O.K	
		중앙부	294.82	157.42	O.K	-	-	-	
		우측단부	294.82	233.23	O.K	422.62	112.42	O.K	
	외측2	좌측단부	294.82	233.23	O.K	422.62	112.42	O.K	
		중앙부	294.82	107.42	O.K	-	-	-	
		우측단부	294.82	166.42	O.K	422.62	96.95	O.K	
벽 체	상단	전면	306.34	165.93	O.K	346.41	104.97	O.K	
		배면	240.53	11.05	O.K	346.41	104.97	O.K	
	중앙	전면	240.53	62.38	O.K	346.41	84.92	O.K	
		배면	240.53	78.00	O.K	346.41	84.92	O.K	
	하단	전면	240.53	124.97	O.K	346.41	82.48	O.K	
		배면	240.53	144.40	O.K	346.41	82.48	O.K	

구 분		P-M 상관 검토			전단검토(kN)			비 고
		Mu (kN・m)	P (kN)	판정	ΦVn	Vu	판정	
기 둥	Mmax	774.70	1561.20	O.K	1454.92	353.60	O.K	기둥 P-M 상관도 참고
	Pmax	742.70	1565.20	O.K				"

북리교

기존교량 내진성능평가

2019.5

1. 현장조사 결과

1.1 자료조사 결과

1.1.1 구조물 현황

1) 위　　치 : 경기도 용인시 처인구 남사면 북리 668
2) 구　　조 : 라멘교
3) 폭 및 연장 : B= 9 m L= 20 m
4) 준 공 년 도 : 1998 년

1.1.2 내진해석 조건

1) 구역계수 = 0.110 (경기도 용인시)
2) 위험계수 = 1.400 (내진 1등급)
3) 지반계수 = 1.2 (지반계수, 지반종류 II 지역)

1.2 설계기준강도

1.2.1 콘크리트 강도

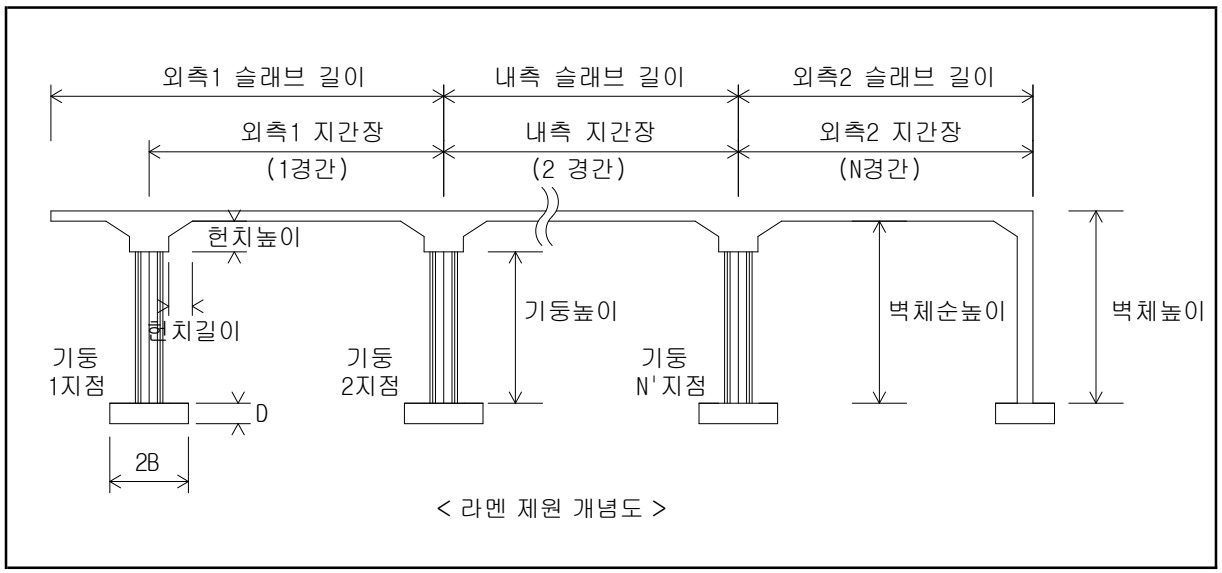
- 상부구조 : f_{ck} = 24 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_{ck} = 24 MPa (교각, 교대)

1.2.2 철근강도

- 상부구조 : f_y = 300 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_y = 300 MPa (교각, 교대)

1.3 교량 제원

단위 : m



< 라멘 제원 개념도 >

* 공통사항

토피	포장	방호벽	
		폭	높이
0	0.08	1	0.4

* 벽체 제원

구분	두께	높이	순높이
좌측	0.40	4.20	3.70
우측	0.40	4.20	3.70

* 상부슬래브 제원 (단, 헌치와 보의 제원은 1,2경간의 종점부의 및 N경간의 시점부의 치수임)

구분	슬래브		헌치		거더	
	두께	길이	높이	길이	폭	높이
1경간	0.50	10.00	0.30	1.00	-	-
2경간	0.50	10.00	0.30	1.00	-	-
N경간	-	-	-	-	-	-

* 기둥 제원

구분	기둥(타원형)				지간장
	높이	가로	세로	직경	
1지점	3.70	0.40	9.00	-	10.00
2지점	3.70	0.40	9.00	-	10.00
N'지점	-	-	-	-	-

* 기초제원

구 분	기둥1	기둥2~N-1	기둥N
기초형식	직접		
독립기초 폭(2B)	2.40	-	-
길이(2L)	11.00	-	-
두께(D)	1.00	-	-
확대기초 전폭	2.40		

1.4 철근배근

1.4.1 슬래브 및 벽체

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	피복	직경	간격	피복	직경	간격	피복
슬래브	좌측단부	22	150	20	22	150	20	22	150	20
	중앙부	22	150	20	22	150	20	22	150	20
	우측단부	22	150	20	22	150	20	22	150	20
벽체	상단 외측	22	300	30	22	300	30	22	300	30
	상단 내측	22	300	30	22	300	30	22	300	30
	중앙 내측	22	300	30	22	300	30	22	300	30
	중앙 외측	22	300	30	22	300	30	22	300	30
	하단 내측	22	300	30	22	300	30	22	300	30
	하단 외측	22	300	30	22	300	30	22	300	30

2) 기둥 및 보 철근

구 분		직경	간격		철근개수	피복	단수
			가로간격개수	세로간격개수			
기둥	사각	22	59	2	122	30	1

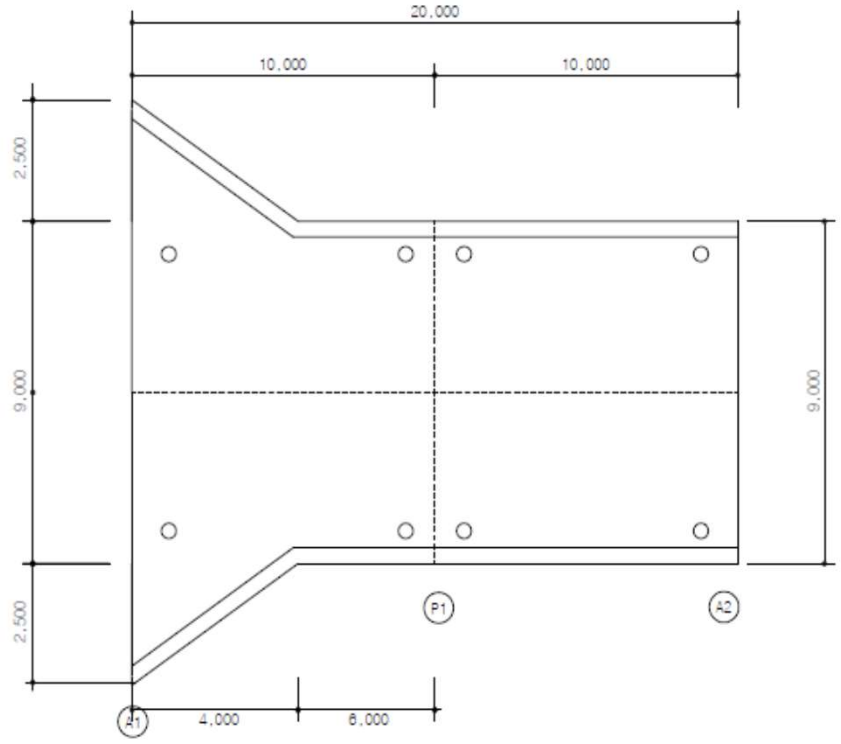
1.4.2 전단철근

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	다리수	직경	간격	다리수	직경	간격	다리수
상부슬래브		13	300	2	13	300	2	13	300	2
벽체	상단	13	600	2	13	600	2	13	600	2
	중앙	13	600	2	13	600	2	13	600	2
	하단	13	600	2	13	600	2	13	600	2

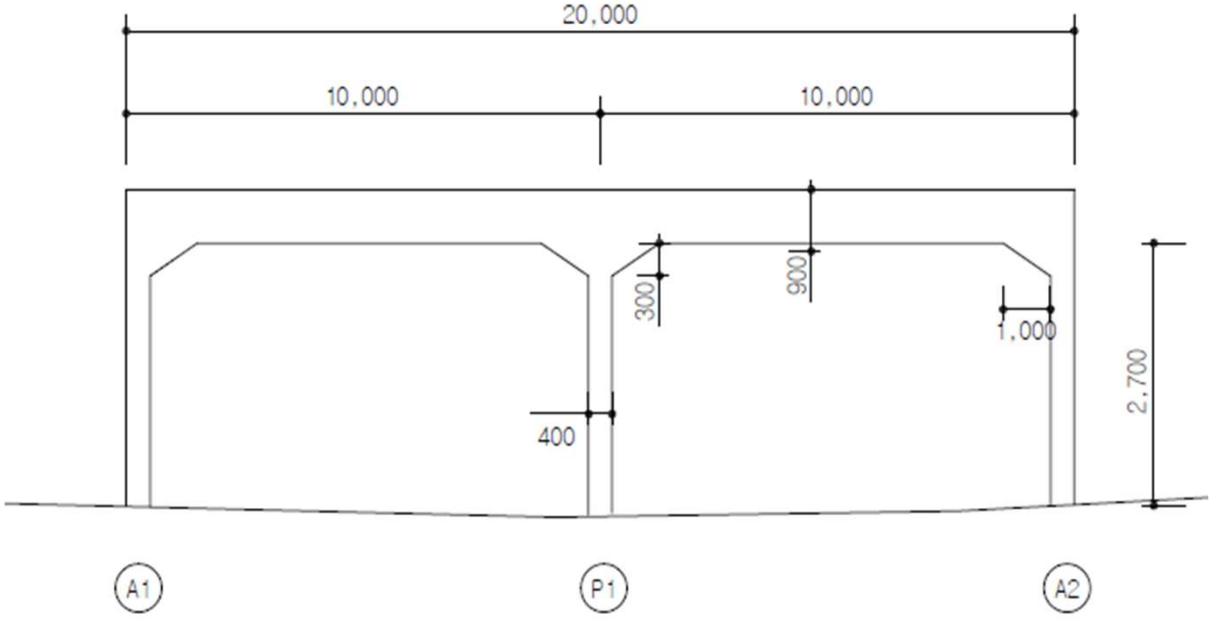
구 분	직경	간격	다리수
기둥	13	300	2

1.5 교량 종평면도

1.5.1 평면도



1.5.2 종단면도



2. 검토조건

2.1 일반사항

교량형식	2 경간 라멘교	교량연장	20 m	교량사각	90 °	기초형식	직접 기초
교량등급	내진 1등급 교량	교량폭원	9 m	평면선형	직선		

2.2 하 중

2.2.1 고정하중

1) 철근 콘크리트 γ_{c1} = 25.000 kN/㎥
2) 무근 콘크리트 γ_{c2} = 23.500 kN/㎥
3) 뒷채움 토사 γ_s = 18.000 kN/㎥
4) 교면 포장층 γ_a = 23.000 kN/㎥
5) 지 하 수 γ_w = 10.000 kN/㎥

2.2.2 토압

- 안정계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식
- 단면계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식

1) 상시토압

라멘 벽체는 주동토압이 발생할 수 있는 연직벽 상대변위가 발생치 않으므로 정지토압 적용.

K_o = 1 - SIN Φ = 0.5000

Φ = 30.000 °

2) 지진시 토압

(1) 정적토압

K_a = 0.333

Φ = 30.000 ° δ = 0.000 °

θ = 0.000 ° α = 0.000 °

(2) 동적영향을 고려한 토압 (Mononobe Okabe 공식 적용)

K_{ea} = 0.381 (지진 토압계수)

Φ = 30.000 ° (뒷채움 흙의 마찰각)

δ = 0.000 ° (흙과 교대사이의 마찰각)

i = 0.000 ° (뒷채움 흙의 경사각)

β = 0.000 ° (교대배면의 수직에 대한 값)

a = 0.110 (지진 구역계수)

I = 1.400 (중요한 교량으로 평균재현주기 1000년)

A = a x I = 0.154 (지진 가속도 계수)

K_h = 0.500 x A = 0.077 (수평지반 가속도 계수= 변위를 허용)

K_v = 0.000 (연직지반 가속도 계수, 고려하지 않음)

θ = $\tan^{-1}\{K_h / (1-K_v)\}$ = 4.403 °

2.3 사용재료 및 특성치

1) 콘 크 리 트 = min(설계강도, 측정강도) [설계강도 = 24 MPa 측정강도 = 24 MPa]

f_{ck} = 24.000 Mpa E_c = 26986 Mpa

2) 철 근

f_y = 300.000 Mpa E_s = 200,000 Mpa

f_{sa} = 150.000 Mpa

3) 뒷 채 움 토

Φ = 30.000 °

2.4 구조검토 일반사항

2.4.1 강도감소계수

Φ_m = 0.850 (휨에 대한 강도 감소계수)

Φ_v = 0.800 (전단에 대한 강도 감소계수)

Φ_c = 0.650 (축력에 대한 강도감소계수)

2.5 내진검토 조건

1) 내진등급 = 내진 1등급 교량

구역계수 = 0.11 (경기도 용인시)

위험계수 = 1.4 (내진 1등급)

A = 지진구역 계수 X 위험도 계수 = 0.154

S = 1.200 (지반계수)

2) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis (단일모드 해석법)

3) 해석을 위한 토질정수의 산정

(1) 벽체 뒷채움

E_{o1} = 28N X 100 = 42,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 15 (교대 뒷채움재의 N값)

G_1 = E_{o1} / { 2 (1+υ) } = 14,685 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.430 (측벽 토층 평균값 적용) (대상지반의 프와송 비)

(2) 기초위치의 지반

E_{o2} = 28N X 100 = 140,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 50 (기초지반의 N값)

G_2 = E_{o2} / { 2 (1+υ) } = 52,632 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.330 (대상지반의 프와송 비)

2.6 구조해석 PROGRAM ☞ MIDAS CIVIL 2012

2.7 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (국토해양부, 2010.11)

2) 콘크리트 구조기준 (국토해양부, 2012.10)

3) 도로교표준시방서(건설교통부,1996.4)

4) 도로설계편람(건설교통부,2008.5)

5) 도로교 설계 기준 해설 (대한토목학회, 2008.1)

6) 단지조성에 따른 시설물의 내진연구 (한국토지공사, 2001.7)

7) 고속도로 교량의 내진설계편람 (한국도로공사, 1999.12)

8) 교량설계기준 (한국도로공사 2000.12)

3. 단면정수의 산정

3.1 설계경간 및 슬래브 두께의 검토

1) 설계경간의 결정 (도로교설계기준(2010) 4.8.3.2)

B = 9.000 m

구분	Ls	Ln	Ls / B	L
1경간	10.00	10.00	1.11	10.00
2경간	10.00	10.00	1.11	10.00

∴ L = 사각 ≥ 75° 이므로 직교로 가정

2) 슬래브 최소두께의 검토 (도로교설계기준(2010) 4.7.4.1)

구분	L	Tmin	Tuse	판정
1경간	10.00	0.43	0.50	O.K
2경간	10.00	0.43	0.50	O.K

* 차도부분의 최소두께(≥220mm)

- 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우
- L은 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

단순판		40 L+130
연속판		30 L+130
캔틸레버판	L≤0.25	280 L+180
	L>0.25	80 L+230

3.2 단면제원의 산정

구조계산 폭원 : 9.00 m [단위 : m]

구분		폭	두께	직경	C.T.C	A(㎡)	I_{22}(㎥)	I_{33}(㎥)
슬래브		9.000	0.500	-	-	4.500	0.094	30.375
벽체		9.000	0.400	-	-	3.600	0.048	24.300
기둥	사각	9.000	0.400	-	10.000	3.600	0.048	24.300
	원형	-	-	-	-	-	-	-

4. 지반 SPRING계수의 산정(지진 계산시)

4.1 기초부 (도로교표준시방서(1996),P.809~P.811)

* 기둥 기초 상단과 기둥 하단부의 접점은 고정단으로 고려함.

4.2 라멘형 벽체 (도로교표준시방서(1996), p.807)

1) 종방향 (교축방향 : X - DIR) 변위강성 <수평방향 변위>

Ks = 0.425 E_{o1} B = 160,650 kN/m

2) 횡방향 (교축직각방향 : Y - DIR) 회전강성 <회전 변위>

Kr = 0.072 E_{o1} B H^2 = ##### kN·m/rad

HA = 4.450 m (A1, A2 구간 슬래브 도심에서 저판상단까지)

3) Y-축, Z-축으로의 변위강성과 X-축,Z-축에 대한 회전강성은 무시함.

■ 수평변위강성 Ks = 160,650 kN/m

구분	Kv	절점번호
1	Ks x (0.700 + 0.000) / 2 = 56,228	1,12
2	Ks x (0.700 + 1.000) / 2 = 136,553	2,13
3	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 160,650	3,4,14,15
4	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 80,325	5,7

■ 회전강성 Kr = 538,945 kN·m/rad

구분	Ksb	절점번호
1	Kr x (0.700 + 0.000) / 2 = 188,631	1,12
2	Kr x (0.700 + 1.000) / 2 = 458,103	2,13
3	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 538,945	3,4,14,15
4	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 269,472	5,7

5. 지진성능검토를 위한 하중의 계산

5.1 종방향 지진하중의 산정

1) 지진거동에 영향을 주는 연직하중의 산정

고정하중 종류	계 산 식	계산값(kN/m)
포장층 자중	23.000(γ) X 0.080(t) X 9.00(계산폭)	16.560
SLAB 자중	25.00(γ) X 0.50(t) X 9.00(계산폭)	112.500
헌 치 자 중	25.00(γ) X 1/2 X (0.300 × 1.00) X 4ea X 9.00(계산폭)/ 20.00(연장)	6.750
확폭부 SLAB	25.00(γ) X 1/2 X (2.50 × 4.00 × 0.50) X 2ea / 20.00(연장)	6.250
지진고려 연직력 합계		142.060

2) 상부구조 각 부재에 종방향으로 단위하중(1.0kn/m) 재하시 발생변위를 취하여 진동주기 계산

- P_o = 1.000 kN/m (등가단위하중)

단위 : m

v_s	0.0000150

(하중Po에 의한 정적처짐)

3) α,β,γ 계수 산정

- ω(x) = 142.060 kN/m

(교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중)

$\int dx$ = 9.000 m (= L)

$\alpha\ (=\int v_s(x)dx)$	0.000134820
$\beta\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)dx)$	0.019152529
$\gamma\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)^2dx)$	0.000000287

4) 교량의 주기 계산 (T)

- $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_o\ g\ \alpha}} \times 2\pi$ g = 9.810 m/sec^2

단위 : sec

T	0.093

5) 탄성지진 응답계수(C_S) 계산

- A= 0.154 , S= 1.2

① $1.2\ A\ S\ /\ T^{2/3}$	1.080
② 2.5 A	0.385
적용값 = min(①,②)	0.385

6) 등가정적 지진하중의 산정

- $P_{ey} = (\beta\ C_s\ /\ \gamma) \times (\omega_y\ v_x)$

단위 : kN/m

P_{ey}	54.693

5.2 횡방향 지진하중의 산정

: 라멘교의 경우 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 해석은 무시할 수 있다.

5.3 고정하중의 산정

단위 : kN/m

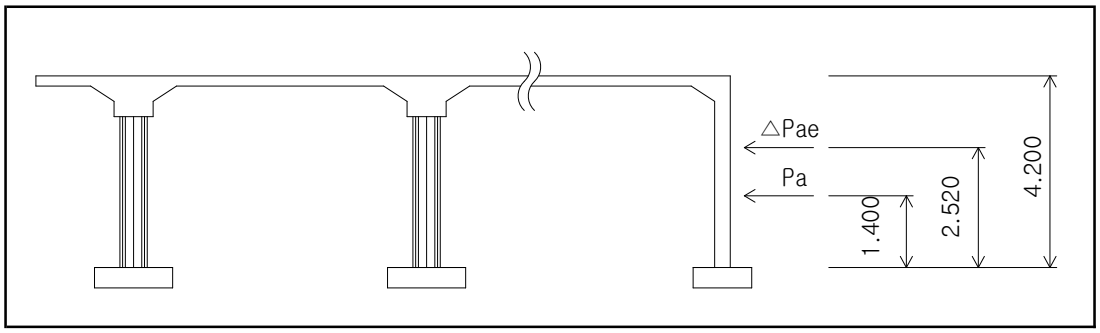
고정하중 종류	계 산 값
포장층 자중	16.560
상부토사자중	0.000
합계	16.560

5.4 지진 발생시 작용하는 토압의 산정

$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 B$ = 534.13 kN (상시 주동토압)

$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma_s H^2 B$ = 611.13 kN (지진시 주동토압, 시종점 동일)

$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$ = 611.125 − 534.133 = 76.992 kN (평상시 주동토압)



< 지진시 토압 작용 개념도 >

지진시 주동토압 작용점

$h = (P_a * H / 3) + (\Delta P_{ae}\ 0.6H) / P_{ae}$

= ((534.133 × 4.450 /3) + (76.992 X 0.6 X 4.450)) / 611.125

= 1.633 m

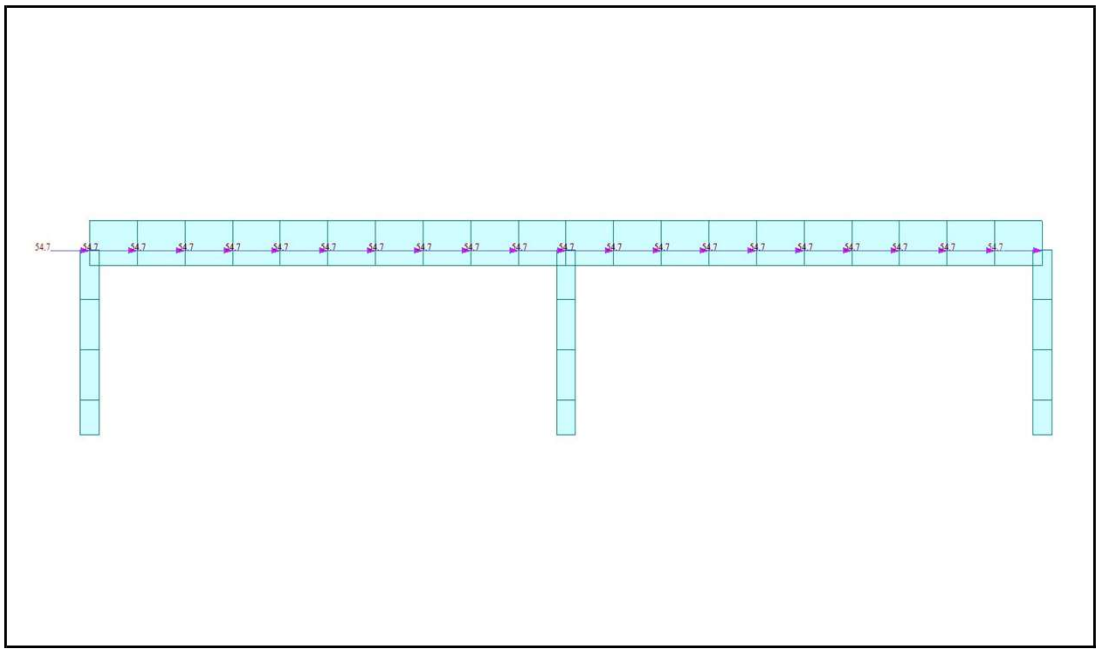
☞ 토압하중 재하시 정적분력은 1/3 H 지점, 동적 분력은 0.6 H 지점에 하중을 재하한다.

5.5.하중의 재하도

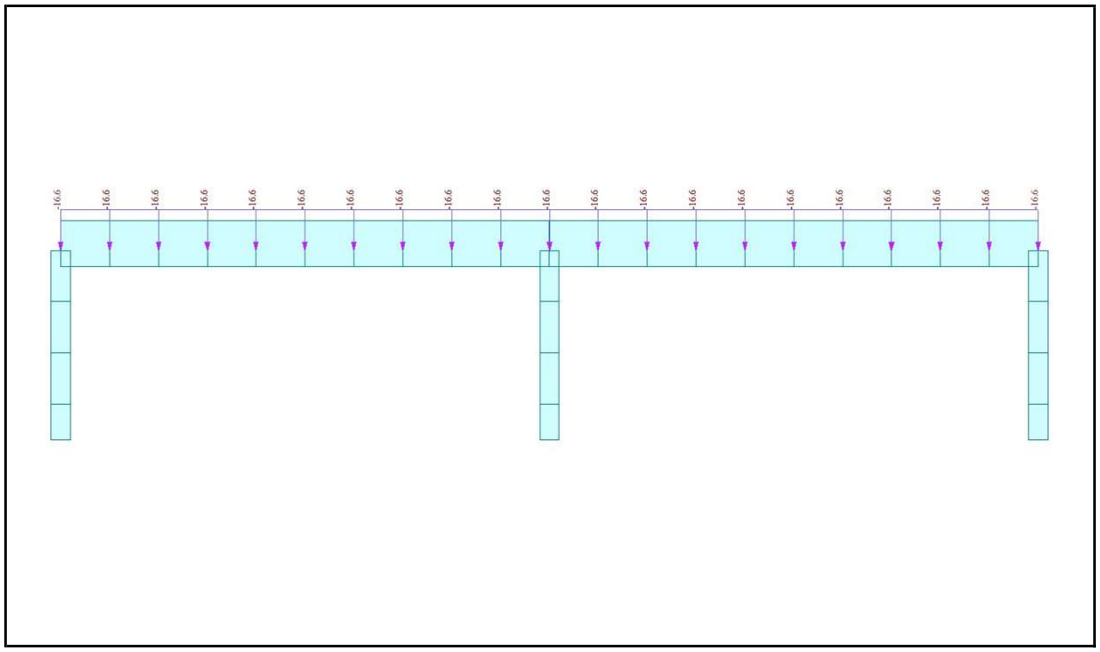
- 지진시 하중 CASE

1) LOAD CASE 1 : 지진시 관성력(종방향)

P_{ey}	54.693



2) LOAD CASE 2 : 고정하중



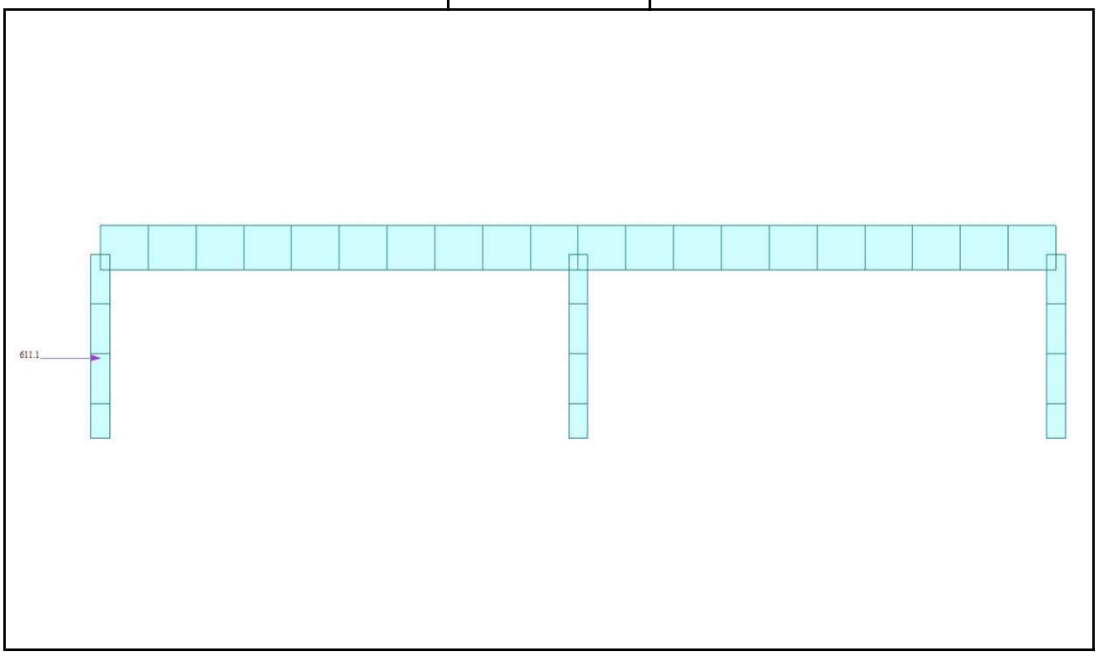
자중+헌치 : program내 자동계산

포장 : 16.560 kN/m

상부토사 : 0.000 kN/m

3) LOAD CASE 3 : 지진시 토압

구분	하중크기	작용점
Pae	611.125	1.633



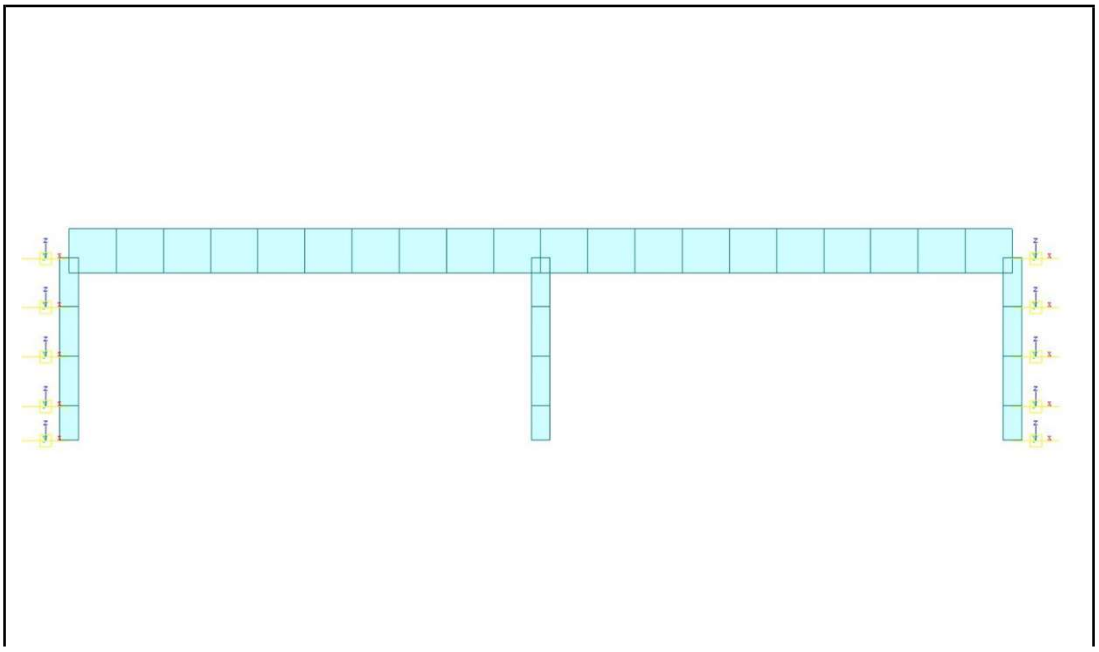
5.6 하 중 조 합

조합 \ 하중	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb 1	1.000	1.000	1.000
Comb 2	1.000	1.000	0.650
Comb 3	0.300	0.300	0.300
Comb 4	0.300	0.300	0.195

※ 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 지진하중 하중조합은 생략함

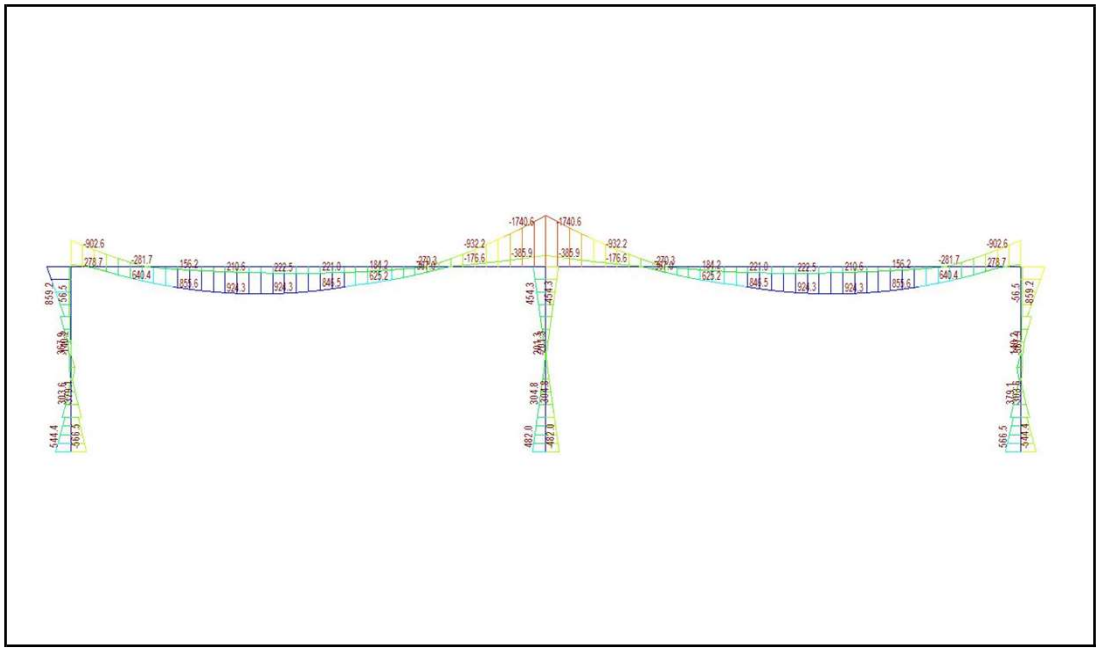
6. MODELING & 구조해석 (지진시)

6.1 MODELING

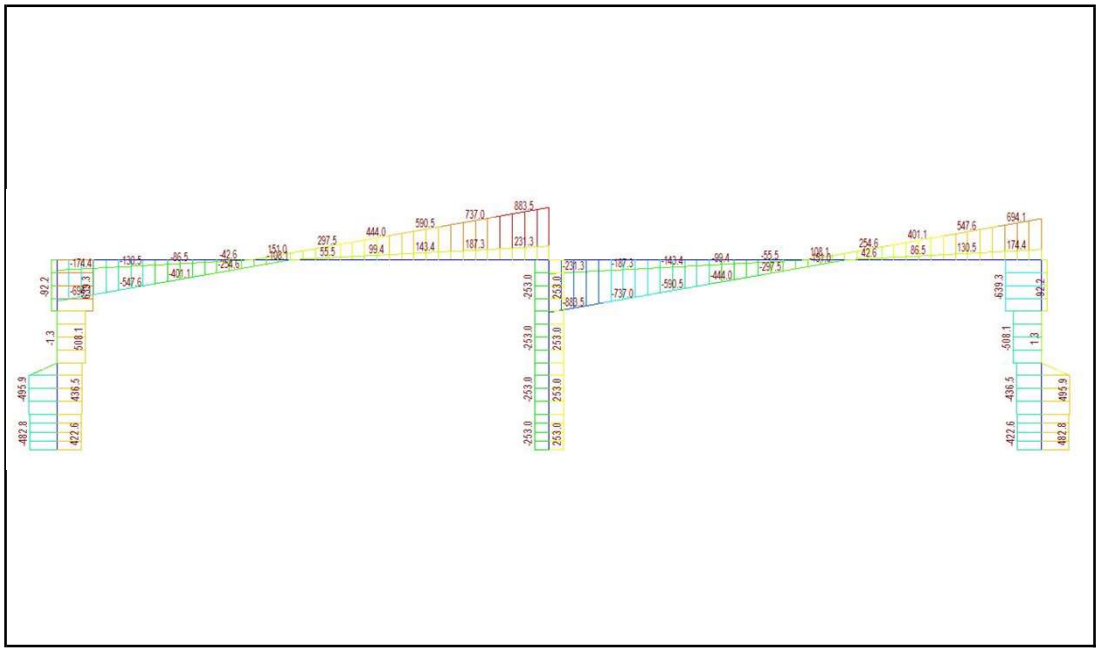


6.2 구조해석 결과 (B.M.D 및 S.F.D)

1) 지진시 (B.M.D)



2) 지진시 (S.F.D)



7. 구조해석 결과 SUMMARY

[구조계산 폭원 : 9.00 m]

구 분			휨모멘트(kN・m)/m		전단력(kN)/m		비 고
			전폭	단위폭	전폭	단위폭	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	902.6	100.3	694.1	77.1	
		중앙부	924.3	102.7	-	-	
		우측단부	1740.6	193.4	883.5	98.2	
	외측2	좌측단부	1740.6	193.4	883.5	98.2	
		중앙부	924.3	102.7	-	-	
		우측단부	902.6	100.3	694.1	77.1	
벽 체	상단	전면	859.2	95.5	639.3	71.0	
		배면	56.5	6.3			
	중앙	전면	367.9	40.9	436.5	48.5	
		배면	379.1	42.1			
	하단	전면	554.4	61.6	482.8	53.6	
		배면	566.5	62.9			

구 분		휨모멘트 (kN・m)/m	축력 (Kn)	전단력 (Kn)	비 고
기둥	최대 휨모멘트시	482.0	1979.1	253.0	
	최대 축력시	457.9	1985.1	241.0	단위길이당 축력 : 220.567

8. 안전검토 (1.4 철근배근 참고)

8.1 상부슬래브 외측1 좌측단부

□ 기본사항

Mu	100.289 kN·m	Vu	77.122 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	20 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	480 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 37.951 mm

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

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (480 − 37.951 / 2) / 1000000

= 303.386 kN·m > M_u = 100.289 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 480 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= { 0.8 × (1 / 6) × √ 24 × 1,000 × 480 } / 1000

= 313.535 kN > V_u = 77.122 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 156.768 kN > V_u = 77.122 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.2 상부슬래브 외측1 중앙부

□ 기본사항

Mu	102.700 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	20 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	480 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 37.951 mm

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

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (480 − 37.951 / 2) / 1000000

= 303.386 kN·m > M_u = 102.700 kN·m ∴ O.K

8.3 상부슬래브 외측1 우측단부

□ 기본사항

Mu	193.40 kN·m	Vu	98.17 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	20 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	480 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

$a = 2,580.7 \times 300 / (0.850 \times 24 \times 1,000) = 37.951$ mm

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

$= 0.850 \times 2,580.7 \times 300 \times (480 - 37.951 / 2) / 1000000$

$= 303.386$ kN·m > $M_u = 193.400$ kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

$d = 480$ mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= 0.800 \times (1 / 6) \times \sqrt{(24)} \times 1,000 \times 480 / 1000$

$= 313.535$ kN > $V_u = 98.167$ kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c = 156.768$ kN > $V_u = 98.167$ kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.4 상부슬래브 외측2 좌측단부

□ 기본사항

Mu	193.400 kN·m	Vu	98.167 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	20 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	480 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

$a = 2,580.7 \times 300 / (0.850 \times 24 \times 1,000) = 37.951$ mm

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

$= 0.850 \times 2,580.7 \times 300 \times (480 - 37.951 / 2) / 1000000$

$= 303.386$ kN·m > $M_u = 193.400$ kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

$d = 480$ mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= 0.800 \times (1 / 6) \times \sqrt{(24)} \times 1,000 \times 480 / 1000$

$= 313.535$ kN > $V_u = 98.167$ kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c = 156.768$ kN > $V_u = 98.167$ kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.5 상부슬래브 외측2 중앙부

□ 기본사항

Mu	102.700 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	20 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	480 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 37.951 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (480 − 37.951 / 2) / 1000000

= 303.386 kN·m > M_u = 102.700 kN·m ∴ O.K

8.6 상부슬래브 외측2 우측단부

□ 기본사항

Mu	100.29 kN·m	Vu	77.12 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	20 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	480 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 37.951 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (480 − 37.951 / 2) / 1000000

= 303.386 kN·m > M_u = 100.289 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 480 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 480 / 1000

= 313.535 kN > V_u = 77.122 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 156.768 kN > V_u = 77.122 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.7 기둥

▶ 북리교 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 북리교

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 24 MPa, fy = 300 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 25790 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.85

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 400.00 mm
단 면 높 이 (H) : 9000.00 mm
철근 피복두께(d') : 30.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 3700.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 1.20
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : D22 × 122ea = 47226.2 ㎟ (dc = 30.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 47226.2 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1979.100 KN

계수모멘트(X) : Mux = 482.000 KN·m
Mux.ns= 482.000 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 1.7
Y축 세장비 : λy = 38.5

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.010

X축 확대모멘트 : δMux = 482.000 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 482.000 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 881.87 mm
작 용 편 심 : e = 243.55 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 5980.000 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 41477.280 + 6563.151 + -2524.967 = 45515.464 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 81233.253 + 14717.571 + 9005.132 = 104955.956 KN·m

평 형 편 심 : eb = 2305.94 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 29585.05 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 68221.37 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.312 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 8640.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000114 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

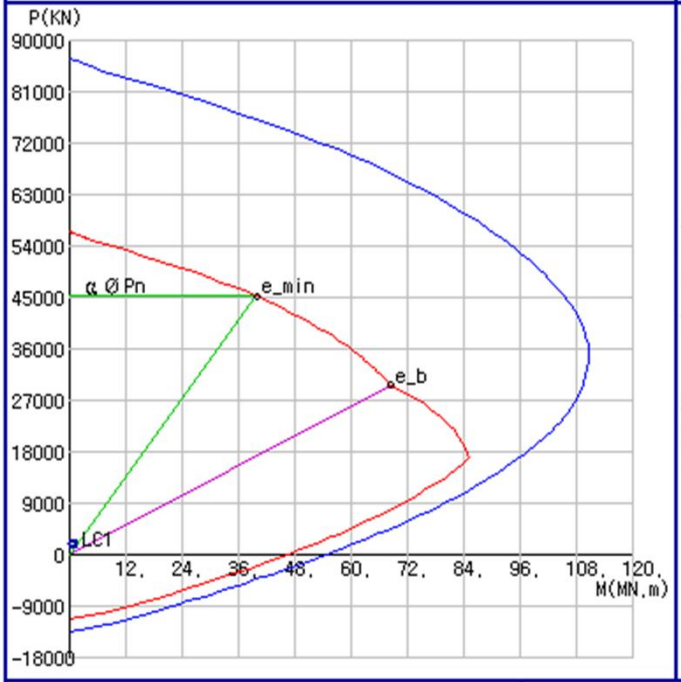
αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 69315.557 KN
Mn = αPn × e_min = 61127.492 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800

설계축하중강도 : αØPn = 45055.111 KN ≥ Pu = 1979.100 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 39732.868 KN·m ≥ Mu = 482.000 KN·m ∴ O.K

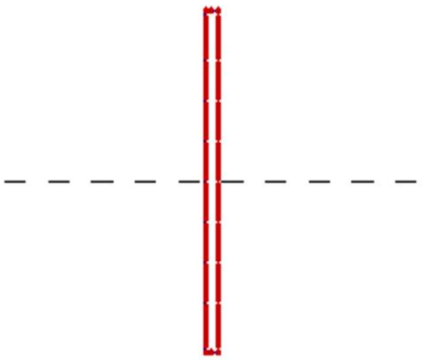
검토단면 : 북리교



검 토 조 건

fck	=	24 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	25790 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	2.430 E+13 mm⁴
Iy	=	4.800 E+10 mm⁴
Ag	=	3.600 E+06 mm²
Lu	=	3700.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	1.312 %
Pu	=	1979.100 KN
Mu	=	482.000 KN·m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 881.873 mm

ØP_min = 45055.110 KN

ØM_min = 39732.870 KN·m

▷ 평형 편심 상태

eb = 2305.940 mm

ØPb = 29585.050 KN

ØMb = 68221.370 KN·m

▷ 작용편심에서의 설계강도

e < e_min ∴ 최소편심구간

ØPn = 45055.110 KN(=ØPmin)

ØMn = 39732.870 KN·m(=ØMmin)

▷ 사용철근량

A_rebar = 47226.200 mm²

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1985.100 KN

계수모멘트(X) : Mux = 457.900 KN·m
Mux.ns= 457.900 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 1.7
Y축 세장비 : λy = 38.5

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.010

X축 확대모멘트 : δMux = 457.900 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 457.900 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 881.87 mm
작 용 편 심 : e = 230.67 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 5980.000 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 41477.280 + 6563.151 + -2524.967 = 45515.464 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 81233.253 + 14717.571 + 9005.132 = 104955.956 KN·m

평 형 편 심 : eb = 2305.94 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 29585.05 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 68221.37 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

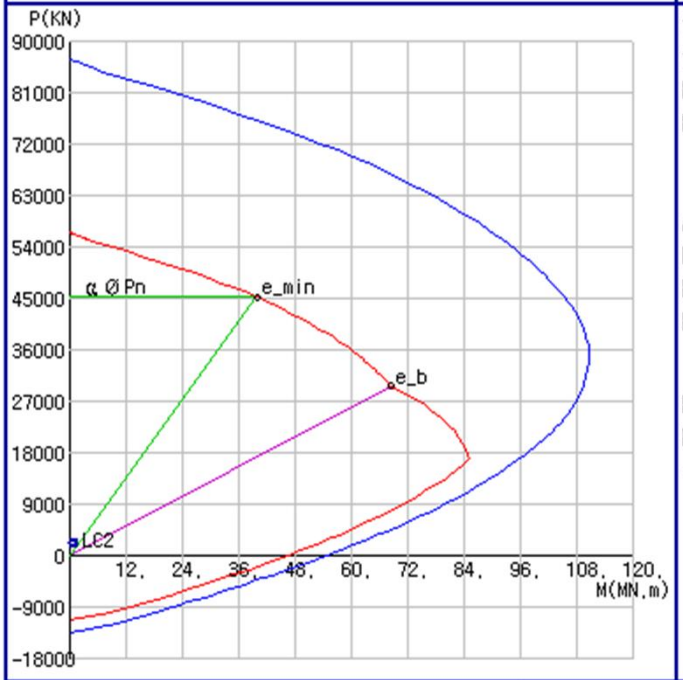
사용철근비 : Pused = 1.312 %

계수축력 Pu < 0.1 · fck · Ag = 8640.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000114 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α × {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 69315.557 KN
Mn = αPn × e_min = 61127.492 KN · m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 45055.111 KN ≥ Pu = 1985.100 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 39732.868 KN · m ≥ Mu = 457.900 KN · m ∴ O.K

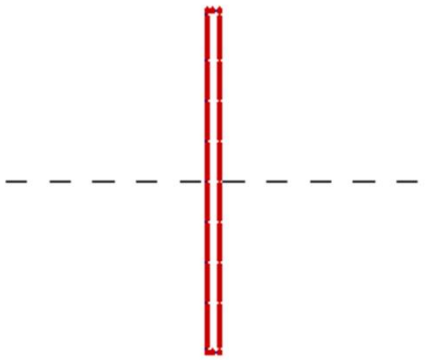
검토단면 : 북리교



검 토 조 건

fck	=	24 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	25790 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	2.430 E+13 mm⁴
Iy	=	4.800 E+10 mm⁴
Ag	=	3.600 E+06 mm²
Lu	=	3700.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	1.312 %
Pu	=	1985.100 KN
Mu	=	457.900 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
e_min = 881.873 mm
ØP_min = 45055.110 KN
ØM_min = 39732.870 KN · m
▷ 평형 편심 상태
eb = 2305.940 mm
ØPb = 29585.050 KN
ØMb = 68221.370 KN · m
▷ 작용편심에서의 설계강도
e < e_min ∴ 최소편심구간
ØPn = 45055.110 KN(=ØPmin)
ØMn = 39732.870 KN · m(=ØMmin)
▷ 사용철근량
A_rebar = 47226.200 mm²

8.8 기둥 - 전단검토

□ 전단검토

Vu	253.000 kN	기둥폭	9000.00 mm	Φ_v	0.800
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa	형식	사각

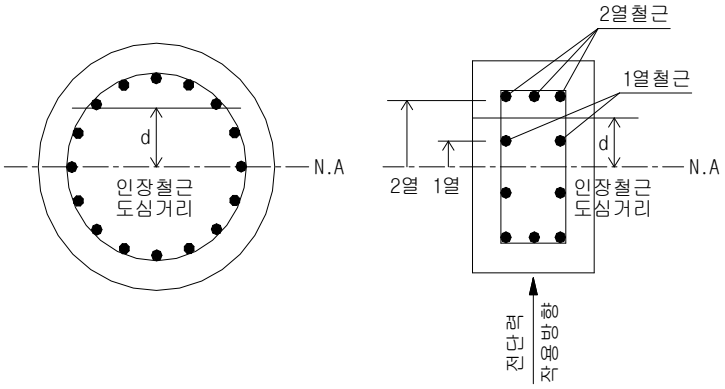
[원형단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	피복	개수	철근단면적	비 고
1단	0	0	0	-	-
2단	-	-	-	-	-
계				-	-

[사각단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	도심거리	개수	철근단면적	비 고
1열	22	0.03	122	47,226	-
2열				-	-
3열				-	-
4열				-	-
5열				-	-
계				47,226	-

< d 값 산출 개념도 >



d = 230 mm (인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리)

$\Phi_v V_c$ = $\Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= { 0.8 × (1 / 6) × √ 24 × 9,000 × 230 } / 1000

= 1352.118 kN > V_u = 253.000 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 676.059 kN > V_u = 253.000 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.9 벽체 상단 내측

□ 기본사항

Mu	95.467 kN·m	Vu	71.033 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	30 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	470 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	300	1	1290.3	-

TOTAL 1290.3 ㎟

a = 1,290.3 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 18.975 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,290.3 × 300 × (470 − 18.975 / 2) / 1000000

= 151.525 kN·m > M_u = 95.467 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 370 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 370 / 1000

= 241.683 kN > V_u = 71.033 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 120.842 kN > V_u = 71.033 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.10 벽체 상단 외측

□ 기본사항

Mu	6.278 kN·m	Vu	71.033 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	30 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	370 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	300	1	1290.3	-

TOTAL 1290.3 ㎟

a = 1,290.3 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 18.975 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,290.3 × 300 × (370 − 18.975 / 2) / 1000000

= 118.621 kN·m > M_u = 6.278 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 370 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 370 / 1000

= 241.683 kN > V_u = 71.033 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 120.842 kN > V_u = 71.033 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.11 벽체 중앙 내측

□ 기본사항

Mu	40.878 kN·m	Vu	48.500 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	30 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	370 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	300	1	1290.3	-

TOTAL 1290.3 ㎟

a = 1,290.3 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 18.975 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 1,290.3 × 300 × (370 − 18.975 / 2) / 1000000

= 118.621 kN·m > M_u = 40.878 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 370 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 370 / 1000

= 241.683 kN > V_u = 48.500 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 120.842 kN > V_u = 48.500 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.12 벽체 중앙 외측

□ 기본사항

Mu	42.122 kN·m	Vu	48.500 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	30 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	370 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	300	1	1290.3	-

TOTAL 1290.3 ㎟

a = 1,290.3 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 18.975 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,290.3 × 300 × (370 − 18.975 / 2) / 1000000

= 118.621 kN·m > M_u = 42.122 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 370 mm

$\Phi_v V_c$ = $\Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 370 / 1000

= 241.683 kN > V_u = 48.500 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 120.842 kN > V_u = 48.500 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.13 벽체 하단 내측

□ 기본사항

Mu	61.600 kN·m	Vu	53.644 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	30 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	370 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	300	1	1290.3	-

TOTAL 1290.3 ㎟

a = 1,290.3 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 18.975 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,290.3 × 300 × (370 − 18.975 / 2) / 1000000

= 118.621 kN·m > M_u = 61.600 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 370 mm

$\Phi_v V_c$ = $\Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 370 / 1000

= 241.683 kN > V_u = 53.644 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 120.842 kN > V_u = 53.644 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.14 벽체 하단 외측

□ 기본사항

Mu	62.944 kN·m	Vu	53.644 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	30 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	370 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	300	1	1290.3	인장부

TOTAL 1290.3 ㎟

a = 1,290.3 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 18.975 mm

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

= 0.850 × 1,290.3 × 300 × (370 − 18.975 / 2) / 1000000

= 118.621 kN·m > M_u = 62.944 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 370 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 370 / 1000

= 241.683 kN > V_u = 53.644 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 120.842 kN > V_u = 53.644 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

9. 안전검토결과 요약

구 분			휨검토(kN・m)			전단검토(kN)			비 고
			ΦM_n	Mu	판정	ΦVn	Vu	판정	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	303.39	100.29	O.K	313.54	77.12	O.K	
		중앙부	303.39	102.70	O.K	-	-	-	
		우측단부	303.39	193.40	O.K	313.54	98.17	O.K	
	외측2	좌측단부	303.39	193.40	O.K	313.54	98.17	O.K	
		중앙부	303.39	102.70	O.K	-	-	-	
		우측단부	303.39	100.29	O.K	313.54	77.12	O.K	
벽 체	상단	전면	151.53	95.47	O.K	241.68	71.03	O.K	
		배면	118.62	6.28	O.K	241.68	71.03	O.K	
	중앙	전면	118.62	40.88	O.K	241.68	48.50	O.K	
		배면	118.62	42.12	O.K	241.68	48.50	O.K	
	하단	전면	118.62	61.60	O.K	241.68	53.64	O.K	
		배면	118.62	62.94	O.K	241.68	53.64	O.K	

구 분		P-M 상관 검토			전단검토(kN)			비 고
		Mu (kN・m)	P (kN)	판정	ΦVn	Vu	판정	
기 둥	Mmax	482.00	1979.10	O.K	1352.12	253.00	O.K	기둥 P-M 상관도 참고
	Pmax	457.90	1985.10	O.K				"

송전2교

기 존 교 량 내 진 성 능 평 가

2019. 05

1. 개 요

1.1 교량현황

1.1.1 교량제원

1) 교 량 명 : 송전2교

2) 교 량 등 급 : 1 종 (DB-18)

3) 관 리 주 체 : 경기도 용인시

4) 소 재 지 : 경기도 용인시 처인구 이동면 송전리 779-1

5) 준 공 년 도 : 1997 년

6) 상부구조형식 : PSCI (PSC빔교)

7) 교 량 연 장 : 80.000 m (=25+30+25)

8) 교 량 폭 원 : 11.000 m

9) 받 침 형 식 : 포트받침

10) 교 각 형 식 : 라멘식 교각 (기둥 2 EA, 직경 D = 1.400 m)

- 축방향철근 배근상태 : D25 (30 EA (1 단))
- 축방향철근 겹침이음 : 무
- 피 복 두 께 : 125 mm
- 횡방향철근 배근상태 : D13 @ 150 mm

11) 교 대 형 식

- A1 교대 : 역T형식 교대
- A2 교대 : 역T형식 교대

12) 기 초 형 식

- 교 대 : 확대기초 (A1, A2)
- 교 각 : 확대기초 (P1 ~ P2)

1.1.2 사용재료

1) 콘크리트 바닥판

콘크리트 : fck = 27.0 MPa , Ec = 26,702 MPa

철 근 : fy = 400.0 MPa , Es = 200,000 MPa

2) 거 더 (강 거 더)

주부재 강종 : SM490

부부재 강종 : SM400

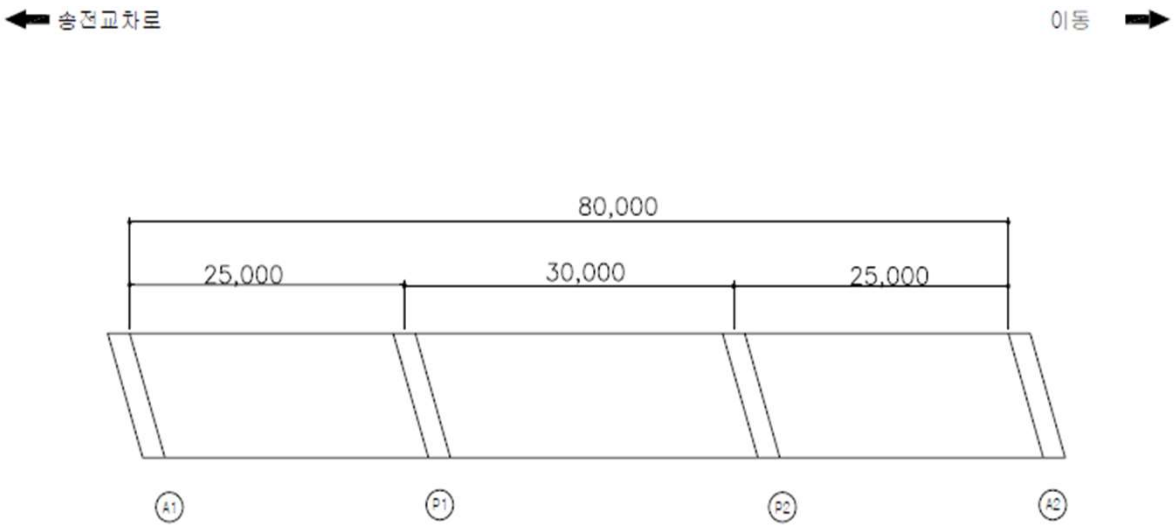
탄성계수 Es : 205,000 MPa

3) 하부구조

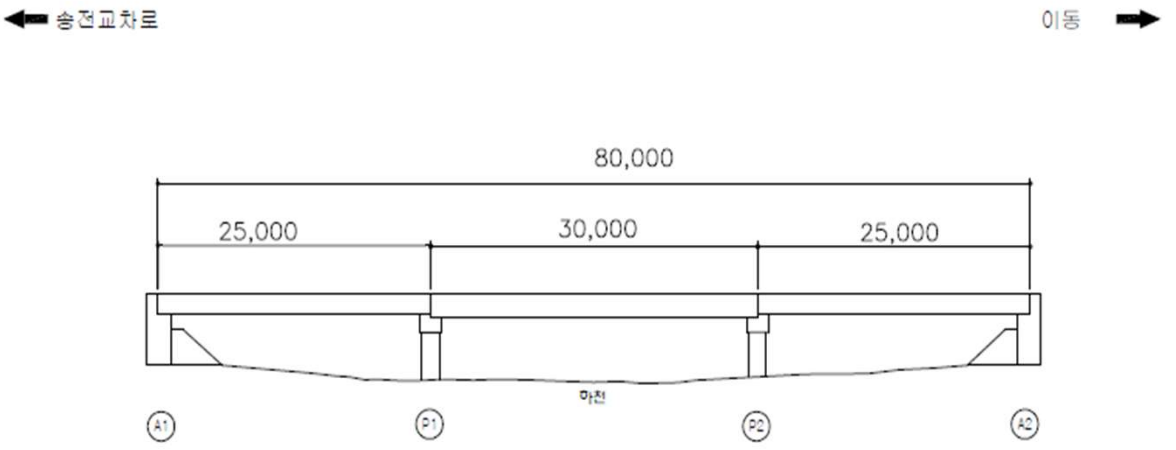
콘크리트 : fck = 24.0 MPa , Ec = 25,811.0 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000.0 MPa

1.1.3 대상교량 종 · 평면도

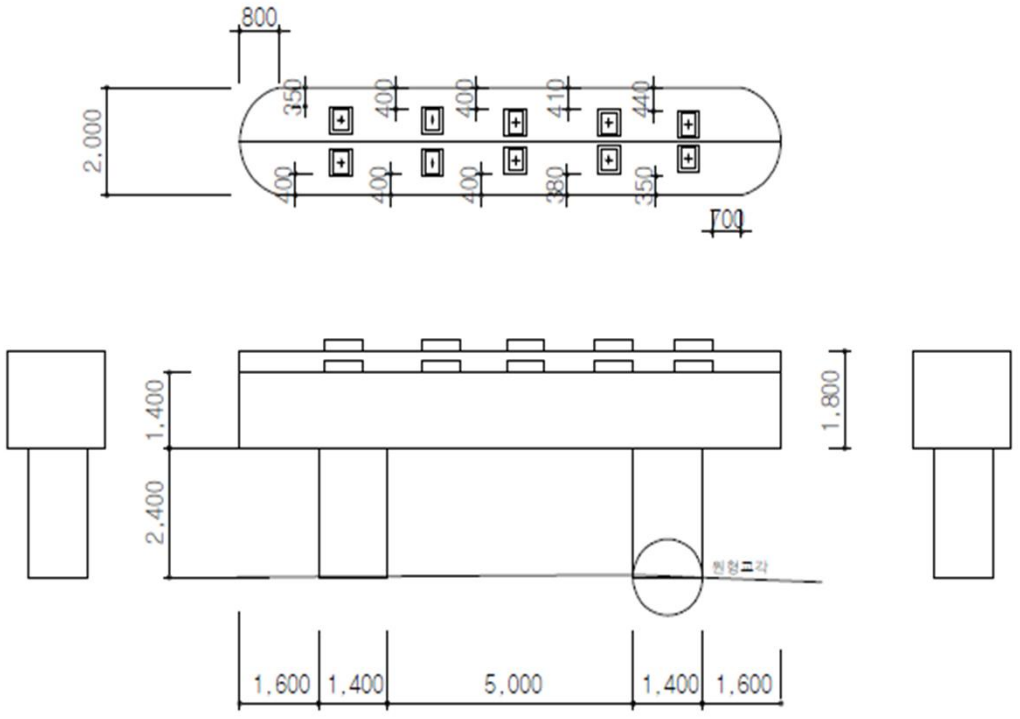


송전2교 평면도



송전2교 종단면도

1.1.5 교각 1(고정단) 일반도



송전2교 교각 1 일반도

1.3 내진설계상수

1) 내 진 등 급 : 내진 Ⅰ 등급 교량

2) 지진구역계수 : 0.110 - 지진구역Ⅰ, 경기도 용인시

3) 위험도 계수 (I) : 1.400

4) 가속도 계수 (A) : 0.154

5) 지 반 계 수 (S) : 1.200 (지반종류 : Ⅱ)

6) 고유치해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

8) 받 침 형 식 : 교 대 부 - 포트받침 (1000 kN)

교 각 부 - 포트받침 (1000 kN)

1.4 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	-
	콘크리트 모델	MANDER 모델	-
	철근 모델	PARK 모델	-
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS	-
탄성지진력 산정	모델	3차원 프레임해석 모델	-
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성 스프링 모델	-
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	-
	질량산정	상부 고정하중은 분포질량으로, 하부 고정하중은 단위질량으로 입력	-
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS	-

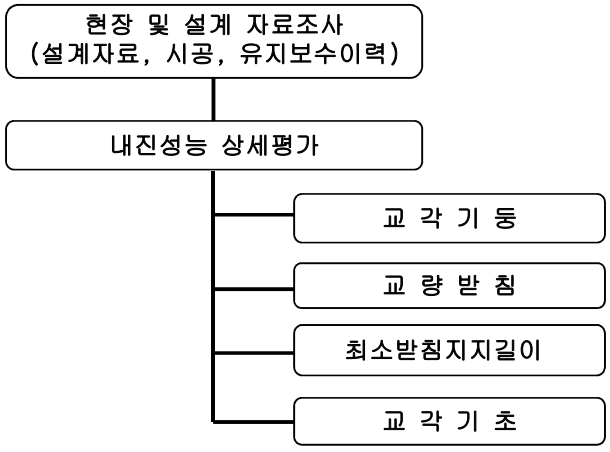
1.5 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능 상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능 상세 평가기준은 상부 구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 '기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



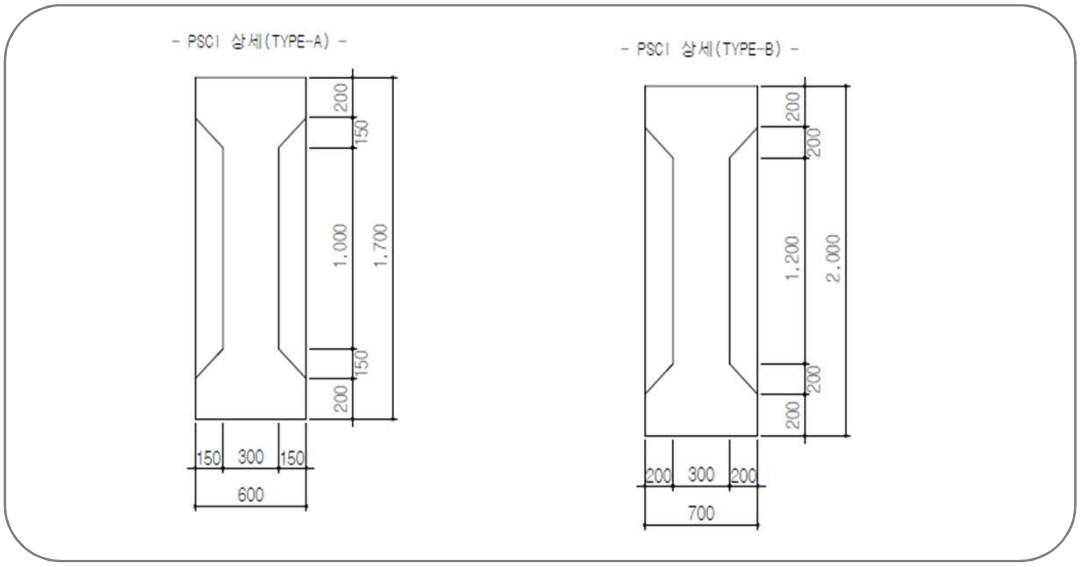
2. A1 ~ A2 구간 탄성지진력

2.1 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

- 해석대상 교량은 PSCI (PSC빔교)교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침은 실제 거동특성과 일치되도록 NL Link를 사용하여 모델링하였다.
- 교각기둥의 강성은 축하중 산정시 전체강성을 적용 후 지진해석시 항복 유효강성을 적용하였다.

2.1.1 상부구조 특성

가. 상부구조 단면특성



구 분	A (m^2)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	비 고
TYPE-A	0.6750	0.022168	0.206981	0.011981	
TYPE-B	0.8400	0.030413	0.373330	0.018967	

나. 2차 고정하중

1) 포 장 : 0.6160 m^2 x 23.0 kN/m^3 = 14.1680 kN/m

2) 상부슬래브 : 2.7500 m^2 x 25.0 kN/m^3 = 68.7500 kN/m

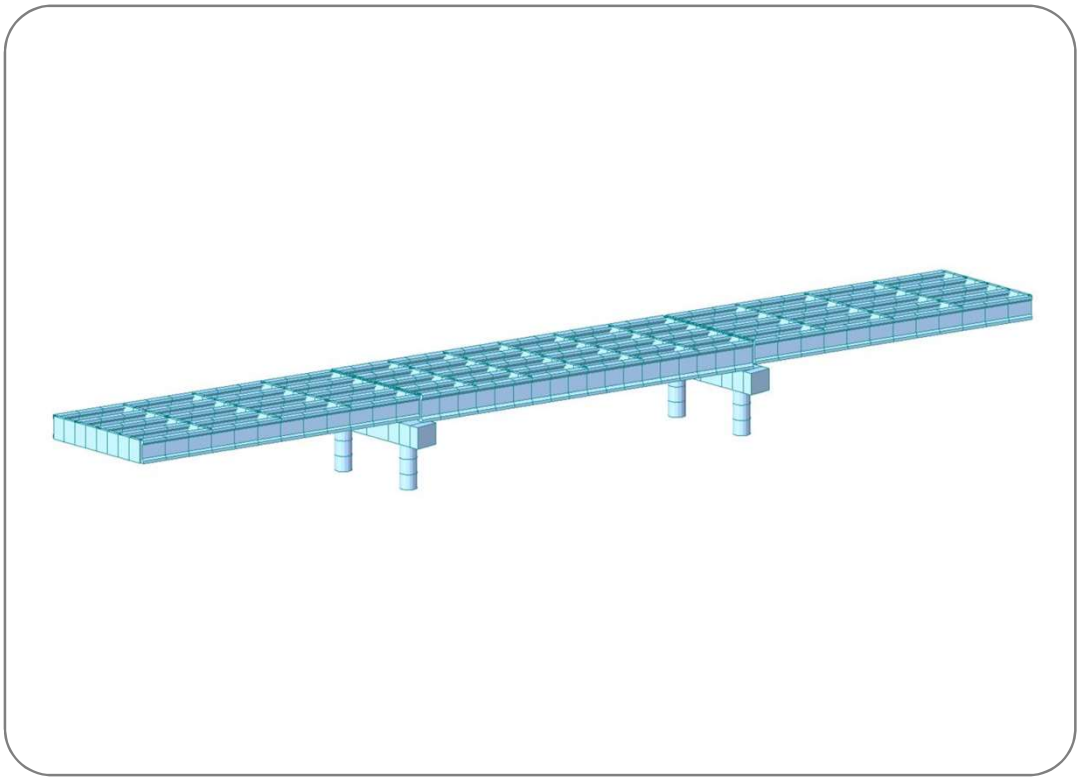
3) 보 도 부 : 0.4815 m^2 x 25.0 kN/m^3 x 2.0 ea = 24.0750 kN/m

4) 난 간 : 1.0 kN/m x 2.0 ea = 2.0000 kN/m

2.1.2 교각 단면 특성

구 분	A (m^2)	H (m)	콘크리트 fck	철근 fy	주철근 직경	비 고
교각 P1	1.539	4.800	24 MPa	300 MPa	D 25	하단기준

2.1.3 구조해석 모델



2.1.4 자중해석에 의한 축력 산정

1) 교량 받침부 반력(교각 상부 축력)

(단위 : kN)

받침번호	A1	P1(A1)	P1(A2)	P2(A1)	P2(A2)	A2	합 계
1	506.8	536.1	684.3	719.0	505.1	539.8	
2	544.3	694.5	866.8	875.9	688.2	544.6	
3	550.2	257.2	429.0	426.5	259.6	550.2	
4	544.2	692.8	877.5	870.8	696.5	545.1	
5	539.5	504.3	717.5	683.0	535.4	505.1	
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
소 계	2,685	2,685	3,575	3,575	2,685	2,685	17,890

2) 교량 하부 축하중

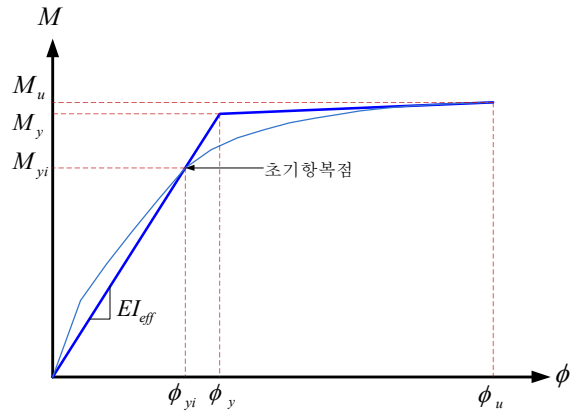
(단위 : kN)

구 분	P1-1	P1-2	P2-1	P2-2		비 고
교각하부	3,690.2	3,703.5	3,700.3	3,693.5		P1 선정

2.2 교각 P1(고정단) 모멘트-곡률 해석

2.2.1 개요

- 교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성을 산정하기 위하여 단면해석프로그램인 "MIDAS civil"을 통해 앞에서 구한 축력의 효과를 고려하여 아래 그림과 같은 모멘트-곡률 관계곡선을 산정한다.



< 모멘트 - 곡률 관계 곡선 >

여기서 ..

M_{yi} : 초기항복시의 초기항복휨강도

M_y : 항복시의 항복휨강도

M_u : 극한시의 휨강도

$Ø_{yi}$: 초기항복시 곡률

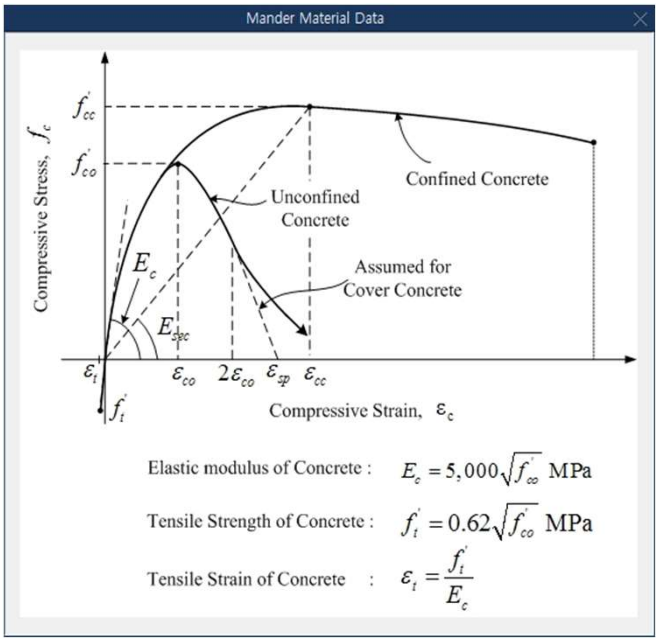
$Ø_y$: 항복시 곡률

$Ø_u$: 극한시 곡률

- 대상부재의 모멘트-곡률 관계곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선을 산정하고 초기항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형율이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다.
  단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

2.2.2 콘크리트 모델 : Mander Concrete Model

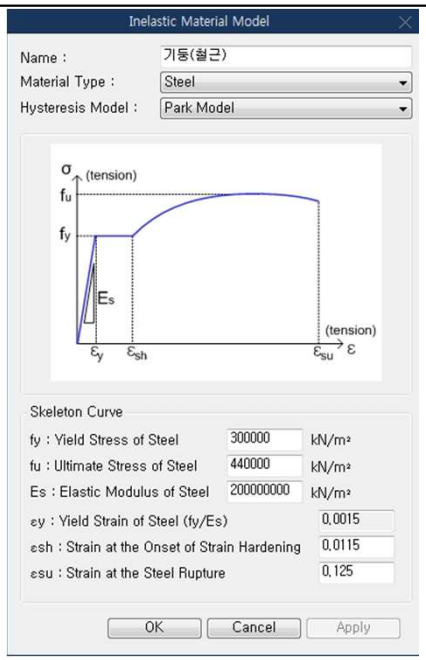
설계강도 f_{ck} (MPa)	최대압축강도 $f'_{co} = f'_{cc}$ (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_{cy} = 0.7\varepsilon_{cc}$		최대변형률 $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}$		극한변형률 ε_{cu}		탄성계수 E_c (MPa)
		교축	교직	교축	교직	교축	교직	
24	24	0.0028	0.0028	0.0040	0.0040	0.0040	0.0040	25,811



Concrete Model

2.2.3 철근모델 : Parabolic Strain Hardening Steel Model

항복강도 f_y (MPa)	극한강도 f_{su} (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_y = f_y / E_s$	경화시변형률 ε_{sh}	극한변형률 ε_{su}	탄성계수 E_s (MPa)	비 고
300	440	0.0015	0.0115	0.1250	200,000	



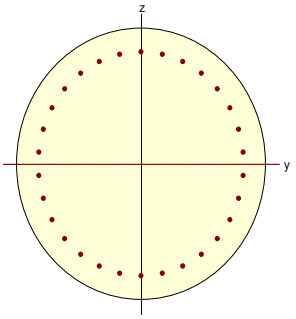
Steel Model

2.2.4 모멘트-곡률 해석 결과

1) 교축방향 해석

① 교각 하단부

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^{L} = 3,185.6	Φ_{yi}^{L} = 0.001965	
항 복 시	M_{y}^{L} = 4,067.1	Φ_{y}^{L} = 0.002509	
극 한 시	M_{u}^{L} = 4,165.9	Φ_{u}^{L} = 0.011226	



Axial Force (kN) : 3703.5

Neutral Axis Angle : 0

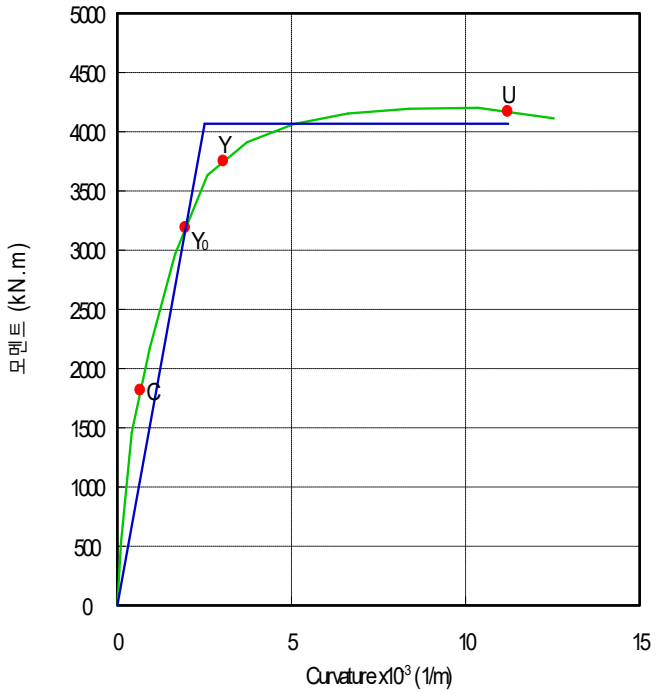
Concrete Height (m) : 1.4

Concrete Width (m) : 1.4

Concrete Area (m^2) : 1.53938

Rebar Area (m^2) : 0.015201

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >

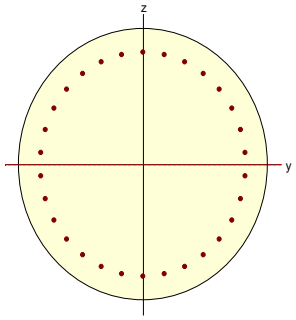


< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축방향 해석) >

2) 교축직각방향 해석

① 교각 하단부

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^T = 3,194.6	Φ_{yi}^T = 0.001973	
항 복 시	M_y^T = 4,070.2	Φ_y^T = 0.002513	
극 한 시	M_u^T = 4,191.5	Φ_u^T = 0.011285	



Axial Force (kN) : 3703.5

Neutral Axis Angle : 90

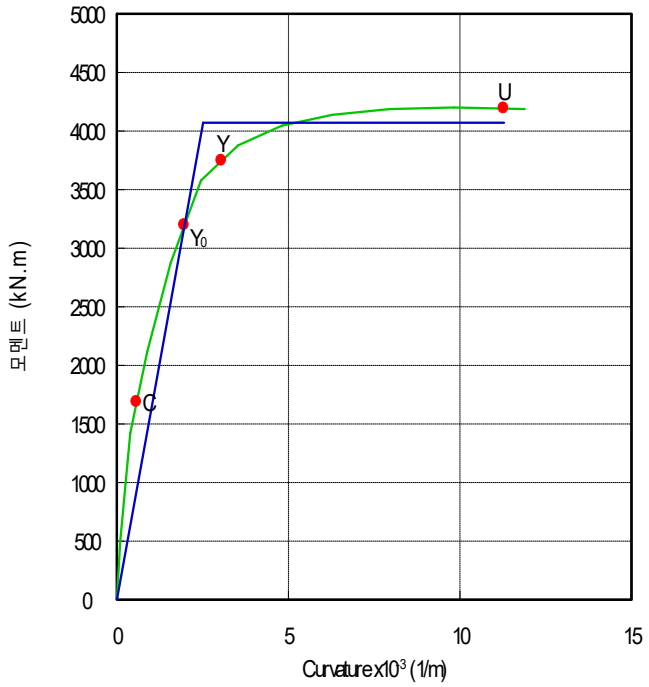
Concrete Height (m) : 1.4

Concrete Width (m) : 1.4

Concrete Area (m^2) : 1.53938

Rebar Area (m^2) : 0.015201

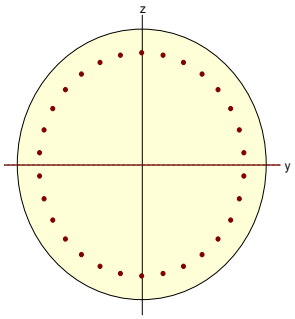
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축직각방향 해석) >

② 교각 상단부

구 분	모멘트 (kN·m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^T = 3,161.48	Φ_{yi}^T = 0.001965	
항 복 시	M_y^T = 4,038.34	Φ_y^T = 0.002510	
극 한 시	M_u^T = 4,152.92	Φ_u^T = 0.011397	



Axial Force (kN) : 3618.0

Neutral Axis Angle : 90

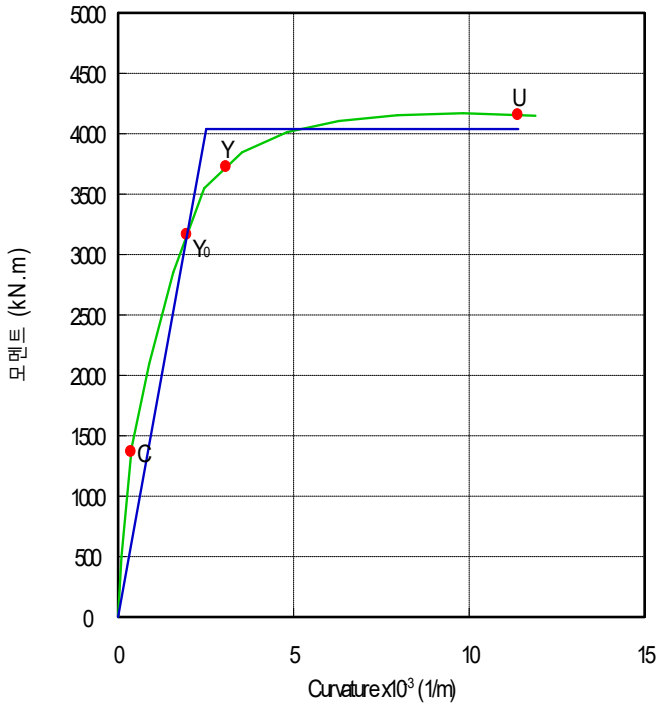
Concrete Height (m) : 1.4

Concrete Width (m) : 1.4

Concrete Area (m^2) : 1.53938

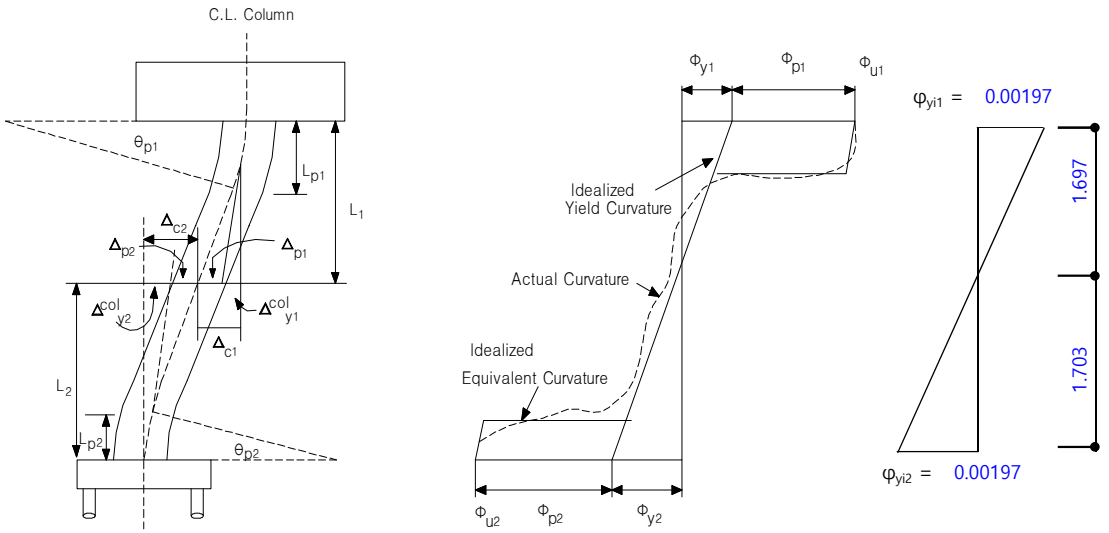
Rebar Area (m^2) : 0.015201

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축직각방향 해석) >

③ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산정



< 이중곡률 변형에 따른 거동 특성 >

-. 교축직각방향 상단 He = 기둥길이(L) × φ_{yi1} / (φ_{yi1} + φ_{yi2})

= 3.400 × 0.00197 / (0.00197 + 0.00197) = 1.697 m

-. 교축직각방향 하단 He = 기둥길이(L) × φ_{yi1} / (φ_{yi1} + φ_{yi2})

= 3.400 × 0.00197 / (0.00197 + 0.00197) = 1.703 m

2.2.5 교각 기둥의 유효단면2차모멘트 산정

○ 모멘트-곡률 관계곡선의 기울기로 구한 항복유효강성값을 콘크리트 탄성계수로 나누어 구함

○ 기둥의 유효강성적용은 탄성지지력 산정시 "붕괴방지수준"에 적용

1) 교축방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{L} = \frac{M_y^{L}}{\Phi_y^{L}} = \frac{4,067.1}{0.002509 \times 1000} = 1,621.0 \ m^4$$

2) 교축직각방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{T} = \frac{M_y^{T}}{\Phi_y^{T}} = \frac{4,070.2}{0.002513 \times 1000} = 1,619.4 \ m^4$$

3) 유효단면2차모멘트

-. 교 축 방 향 : $I_{eff}^{L} = E_c I_{eff}^{L} / E_c =$ 0.062804 m^4 (0.33305 I_g)

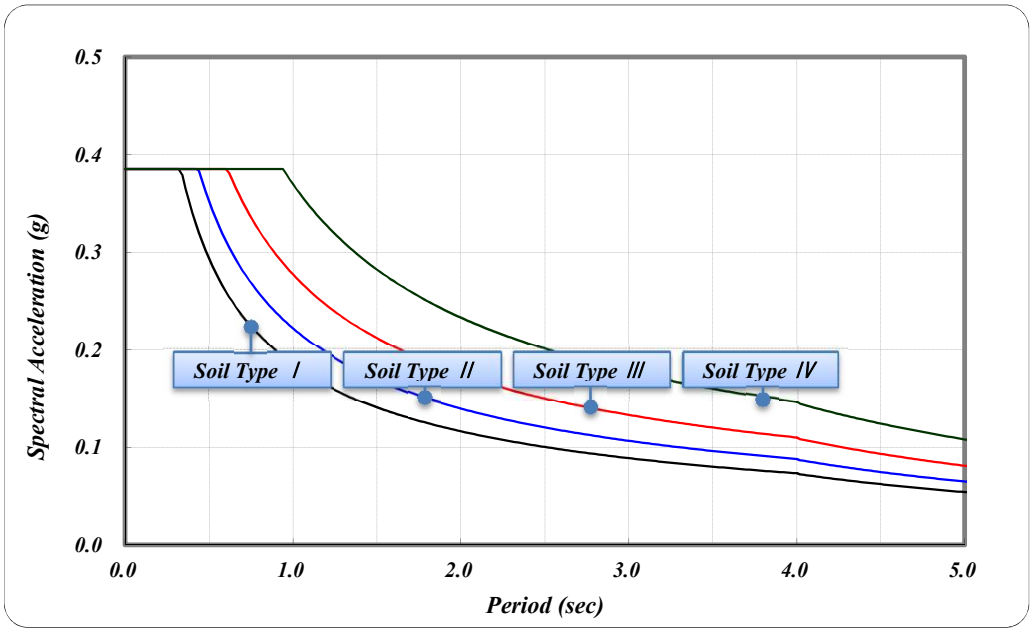
-. 교축직각방향 : $I_{eff}^{T} = E_c I_{eff}^{T} / E_c =$ 0.062740 m^4 (0.33271 I_g)

2.3 지진해석에 의한 탄성지지력 산정

○ 교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

2.3.1 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- 가속도 계수 A = 0.154 g
- 지 반 계 수 S = 1.200 (지반종류 Ⅱ)

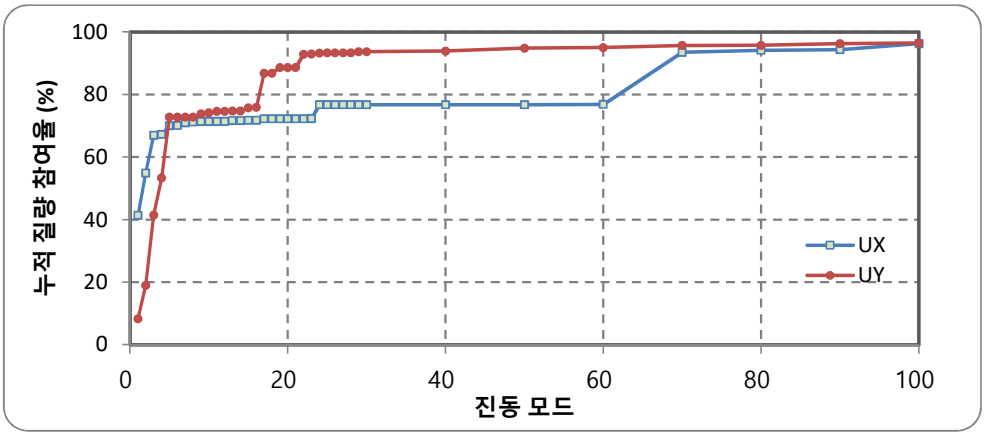


2.3.2 지진해석 결과

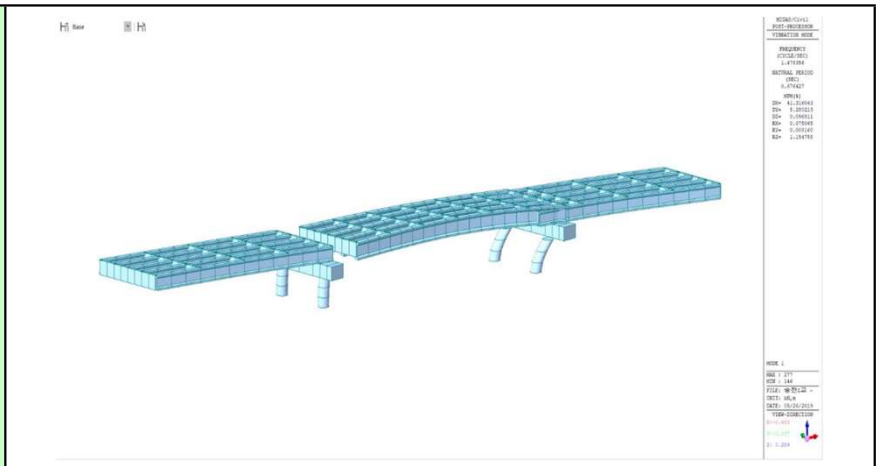
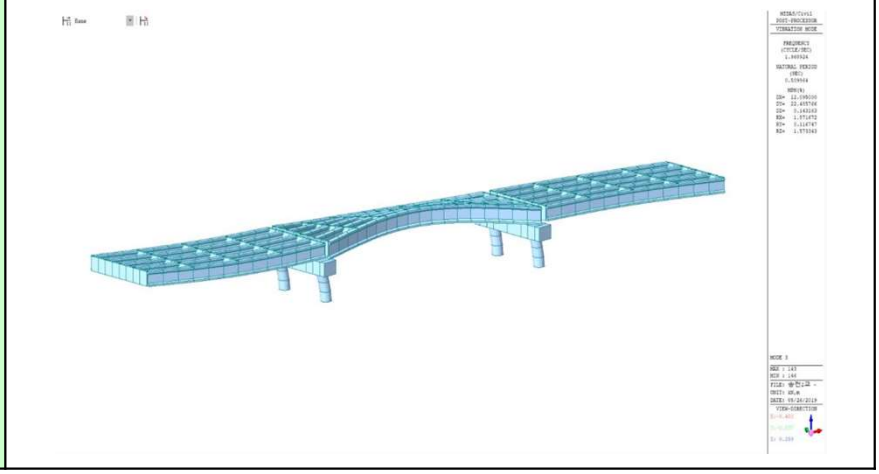
1) 고유치 해석결과 (Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비 고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	0.676	41.320	8.280	0.100	41.320	8.280	0.100	교축모드
2	0.610	13.550	10.680	0.020	54.870	18.960	0.120	
3	0.510	12.100	22.490	0.140	66.970	41.440	0.260	교직모드
4	0.489	0.270	11.880	0.010	67.240	53.330	0.270	
5	0.487	2.690	19.380	0.030	69.930	72.710	0.300	
6	0.398	0.130	0.010	30.050	70.050	72.720	30.350	
7	0.358	0.840	0.000	18.860	70.900	72.720	49.210	
8	0.351	0.320	0.000	19.270	71.210	72.720	68.480	
9	0.328	0.130	0.990	0.050	71.350	73.710	68.530	
10	0.295	0.000	0.370	0.000	71.350	74.090	68.530	
11	0.294	0.020	0.450	0.000	71.380	74.540	68.530	
12	0.240	0.000	0.000	0.020	71.380	74.540	68.560	
13	0.220	0.250	0.160	0.000	71.630	74.700	68.560	
14	0.217	0.000	0.000	0.200	71.630	74.700	68.760	
15	0.159	0.090	0.980	0.000	71.720	75.680	68.760	
16	0.154	0.010	0.170	0.000	71.730	75.850	68.770	
17	0.150	0.460	10.920	0.010	72.190	86.780	68.770	
18	0.134	0.010	0.000	0.000	72.200	86.780	68.770	
19	0.130	0.000	1.810	0.000	72.200	88.590	68.770	
20	0.111	0.000	0.000	0.000	72.200	88.590	68.770	
21	0.105	0.030	0.020	0.000	72.230	88.610	68.770	
22	0.098	0.000	4.250	0.000	72.230	92.860	68.770	
23	0.098	0.040	0.010	0.000	72.270	92.870	68.780	
24	0.098	4.430	0.360	0.080	76.700	93.220	68.860	
25	0.093	0.010	0.050	0.000	76.700	93.270	68.860	
26	0.093	0.010	0.040	0.010	76.720	93.310	68.870	
27	0.087	0.000	0.010	0.000	76.720	93.320	68.870	
28	0.085	0.000	0.000	0.010	76.720	93.320	68.870	
29	0.084	0.010	0.340	0.000	76.730	93.660	68.870	
30	0.084	0.000	0.010	0.000	76.730	93.670	68.870	
40	0.077	0.000	0.000	0.000	76.730	93.870	68.880	
50	0.071	0.000	0.020	0.000	76.740	94.770	68.880	
60	0.066	0.020	0.010	0.000	76.770	94.970	68.890	
70	0.059	4.100	0.000	0.020	93.470	95.680	68.960	
80	0.053	0.010	0.000	0.010	94.070	95.700	69.510	
90	0.047	0.000	0.000	0.000	94.330	96.230	74.080	
100	0.038	0.030	0.000	0.030	96.270	96.420	77.780	
110	0.029	0.000	0.050	0.060	96.280	96.800	80.570	
130	0.014	0.610	0.110	0.000	99.180	99.390	94.330	
150	0.002	0.000	0.010	1.000	100.000	99.980	99.860	

* 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90% 이상이 되도록 모드수를 결정하였다.



2) 주요 모드 형상 (Mode Shape)

교축방향 (T = 0.6764 sec)	
교축직각방향 (T = 0.5100 sec)	

3) 복합모드 해석결과 (D+E)

• 교축방향(X방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	20.855	-	-	0.302	242.650	-	교각상단 받침
P1-1	19.687	690.256	3,512.262	5.341	420.684	1,097.911	교각하단 기둥
P1-2	20.315	797.639	3,735.500	5.452	437.497	1,154.702	교각하단 기둥
P2-1	30.298	1,033.546	5,215.174	7.861	443.955	1,469.474	교각하단 기둥
P2-2	29.697	1,118.082	5,382.084	7.955	443.418	1,496.696	교각하단 기둥
A2	0.014	1,513.440	-	0.065	240.250	-	교각상단 받침

• 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	16.736	-	-	0.578	630.860	-	교각상단 받침
P1-1	13.655	592.181	2,823.812	4.255	713.538	1,339.681	교각하단 기둥
P1-2	13.700	696.245	3,034.986	4.345	709.396	1,350.801	교각하단 기둥
P2-1	13.615	527.872	2,420.667	3.720	748.489	1,357.404	교각하단 기둥
P2-2	13.482	601.645	2,536.800	3.892	726.597	1,318.997	교각하단 기둥
A2	0.009	669.440	-	0.181	710.340	-	교각상단 받침

4) 교각 P1 (고정단) 복합모드 해석결과

부 재 력	교축방향 작용력		교축직각방향 작용력	
	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
기둥상단축력(kN)	3,617.998		3,617.998	
기둥하단축력(kN)	3,703.543		3,703.543	
상 단 변 위 (mm)	20.315	5.452	13.700	4.345
상단 전단력 (kN)	793.625	436.450	692.883	706.291
하단 전단력 (kN)	797.639	437.497	696.245	709.396
상단모멘트(kN · m)	1,941.057	755.115	1,510.339	1,246.460
하단모멘트(kN · m)	3,735.500	1,154.702	3,034.986	1,350.801

여기서, $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

5) 교각 P1 (고정단) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부 재 력	하중 경우 1 (Comb 1)		하중 경우 2 (Comb 2)	
	$[F_E^L]_{com\ 1}$	$[F_E^T]_{com\ 1}$	$[F_E^L]_{com\ 2}$	$[F_E^T]_{com\ 2}$
기둥상단축력(kN)	3,617.998		3,617.998	
기둥하단축력(kN)	3,703.543		3,703.543	
상 단 변 위 (mm)	24.425	6.756	19.795	5.981
상단 전단력 (kN)	1,001.490	648.337	930.971	837.226
하단 전단력 (kN)	1,006.513	650.316	935.537	840.645
상단모멘트(kN · m)	2,394.159	1,129.053	2,092.656	1,472.995
하단모멘트(kN · m)	4,645.996	1,559.942	4,155.636	1,697.212

여기서, $[F_E]_{com\ 1} = 1.0\times[F_E]_L + 0.3\times[F_E]_T$, $[F_E]_{com\ 2} = 0.3\times[F_E]_L + 1.0\times[F_E]_T$

6) 교각 P1 (고정단) 조합지진력

부 재 력	교축방향지진력 $[F_E^L]_{comb}$	교축직각방향지진력 $[F_E^T]_{comb}$	기 호
기둥상단축력(kN)	3,617.998	3,617.998	P
기둥하단축력(kN)	3,703.543	3,703.543	P_{bot}
상 단 변 위 (mm)	24.425	6.756	$[\Delta_E]_{comb}$
상단 전단력 (kN)	1,001.490	837.226	$[V_E]_{comb,Top}$
하단 전단력 (kN)	1,006.513	840.645	$[V_E]_{comb,Bot}$
상단모멘트(kN · m)	2,394.159	1,472.995	$[M_E]_{comb,Top}$
하단모멘트(kN · m)	4,645.996	1,697.212	$[M_E]_{comb,Bot}$

여기서, $[F_E^L]_{comb} = MAX\{ [F_E^L]_{com\ 1}, [F_E^L]_{com\ 2} \}$, $[F_E^T]_{comb} = MAX\{ [F_E^T]_{com\ 1}, [F_E^T]_{com\ 2} \}$

3. A1 ~ A2 구간 구성요소의 내진성능 평가

3.1 교각의 내진성능 평가

3.1.1 교각 P1 (고정단) 형식 특성값

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
교각 기둥의 거동형태	켄틸레버식	라멘식	
콘크리트 극한변형률 ε_{co}	0.0040	0.0040	
교 각 높 이 H (m)	4.800	3.400	교직-코핑제외높이
교각유효높이 He (m)	1.975 / 1.425	1.697 / 1.703	상단 He / 하단 He
진 동 주 기 (sec)	0.6764	0.5100	해석결과

3.1.2 교각 P1 (고정단)의 휨성능 곡선

3.1.2.1 휨단면강도 산정

○ 단면강도는 외부에서 작용하는 수평하중에 대하여 부재가 지지할 수 있는 최대능력(강도)을 의미한다

○ 하중작용점의 높이 : 교 축 방 향 - 기둥 변곡점까지의 높이

교축직각방향 - 기둥 변곡점까지의 높이

1) 교축방향

-. 기둥하단

- $F^L_y = M^L_y / H_e{}^L$ = 4,067.09 / 1.425 = 2,853.673 kN
- $F^L_f = M^L_n / H_e{}^L$ = 4,165.88 / 1.425 = 2,922.989 kN

2) 교축직각방향

-. 기둥하단

- $F^T_y = M^T_y / H_e{}^T$ = 4,070.21 / 1.703 = 2,389.732 kN
- $F^T_f = M^T_n / H_e{}^T$ = 4,191.53 / 1.703 = 2,460.963 kN

-. 기둥상단

- $F^T_y = M^T_y / H_e{}^T$ = 4,038.34 / 1.697 = 2,379.985 kN
- $F^T_f = M^T_n / H_e{}^T$ = 4,152.92 / 1.697 = 2,447.512 kN

여기서, F^L_y, F^T_y : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

F^L_f, F^T_f : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

M^L_y, M^T_y : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN-m)

M^L_n, M^T_n : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN-m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

- 교축방향 - 교각의 상단높이 적용(즉 교각높이로 적용)
- 교축직각방향 - 질량중심을 고려한 값 적용.

3.1.2.2 교각의 휨성능 곡선

○ 교각의 항복 및 극한시 변위는 비선형해석 또는 단면해석을 통하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 단, Caltrans에서는 하중단계에 따른 곡률분포를 등가소성힌지길이의 중심으로 한 2개의 직선으로 이상화하여 간략하게 평가할 수 있도록 하였다.

○ 소성변형과 관련 변수들의 기하학적인 특성을 이용하면 다음과 같은 관계를 구할 수 있다.

1) 교 축 방 향 - 기둥하단

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^L = \dfrac{\varnothing_y^L \, H_e^2}{3} = \dfrac{0.002509 \times 1.425^2}{3} = 0.001699$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^L = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 1.425 + 0.022 \times 300 \times 0.0254 = 0.282$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0254 = 0.335$ m

- $\theta_p^L = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^L = (0.011226 - 0.002509) \times 0.335 = 0.002923$

- $\Delta_p^L = (M_u^L / M_y^L - 1) \cdot \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2)$

  $= \left(\dfrac{4,166}{4,067} - 1 \right) \times 0.001699 + 0.002923 \times \left(1.425 - \dfrac{0.282}{2} \right)$

  $= 0.00379$ m

여기서, L_p : 등가소성힌지길이(m) θ_p : 소성회전각

f_y : 축방향철근 항복강도(MPa) d_{bl} : 교각 기둥의 축방향철근 직경(mm)

③ 극한변위(Δ_u)

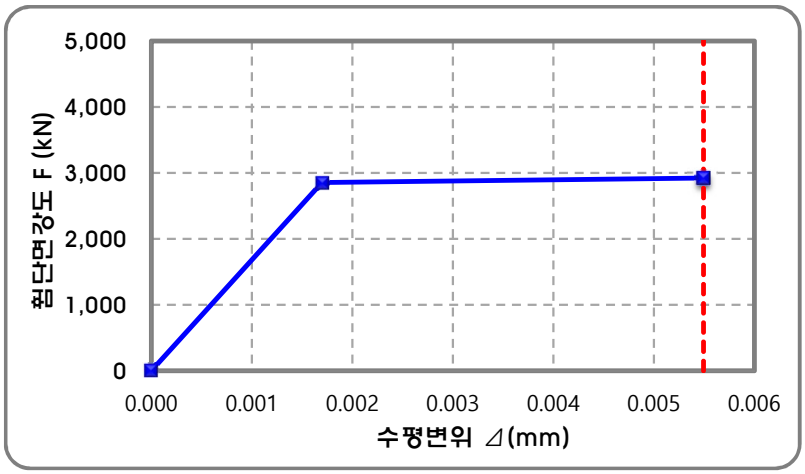
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.001699 + 0.003795 = 0.005494$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c}^L = \dfrac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \dfrac{0.005494}{0.001699} = 3.234$ (제한없음)

  $= 3.234$

⑤ 휨성능 곡선



3) 교축직각방향 - 기둥하단

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^T = \dfrac{\varnothing_y^T H_e^2}{3} = \dfrac{0.002513 \times 1.703^2}{3} = 0.002430$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 1.703 + 0.022 \times 300 \times 0.0254 = 0.304$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0254 = 0.335$ m
- $\theta_p^T = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^T = (0.011285 - 0.002513) \times 0.335 = 0.002941$
- $\Delta_p^T = (M^T_u / M^T_y - 1) \cdot \Delta^T_y + \theta_p^T (H^T_e - L^T_p / 2)$

  $= \left(\dfrac{4,192}{4,070} - 1 \right) \times 0.002430 + 0.002941 \times \left(1.703 - \dfrac{0.304}{2} \right)$

  $= 0.00463$ m

③ 극한변위(Δ_u)

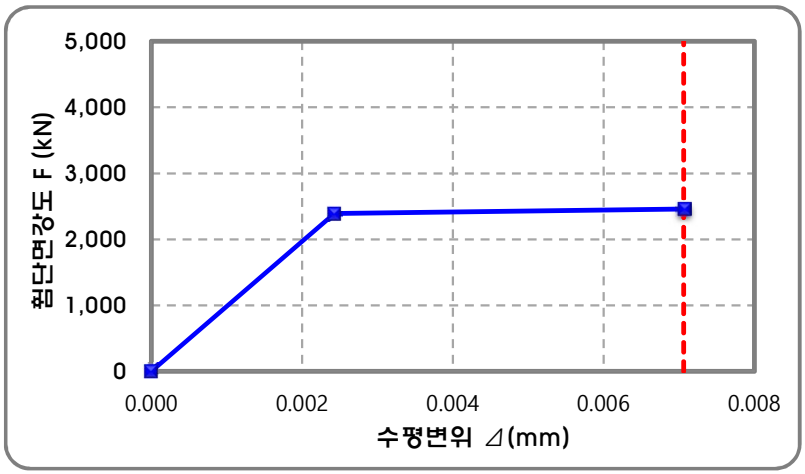
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.002430 + 0.004634 = 0.007065$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu^T_{\Delta c} = \dfrac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \dfrac{0.007065}{0.002430} = 2.907$ (제한없음)

  $= 2.907$

⑤ 휨성능 곡선



4) 교축직각방향 - 기둥상단

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^T = \dfrac{\varnothing_y^T \, H_e^2}{3} = \dfrac{0.002510 \times 1.697^2}{3} = 0.002409$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^T = 0.08\, H_e + 0.022\, f_y\, d_{bl} = 0.08 \times 1.697 + 0.022 \times 300 \times 0.0254 = 0.303$ m
  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0254 = 0.335$ m
- $\theta_p^T = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^T = (0.011397 - 0.002510) \times 0.335 = 0.002979$
- $\Delta_p^T = (M^T_u / M^T_y - 1) \cdot \Delta^T_y + \theta_p^T (H^T_e - L^T_p / 2)$

  $= \left(\dfrac{4,153}{4,038} - 1 \right) \times 0.002409 + 0.002979 \times \left(1.697 - \dfrac{0.303}{2} \right)$

  $= 0.00467$ m

③ 극한변위(Δ_u)

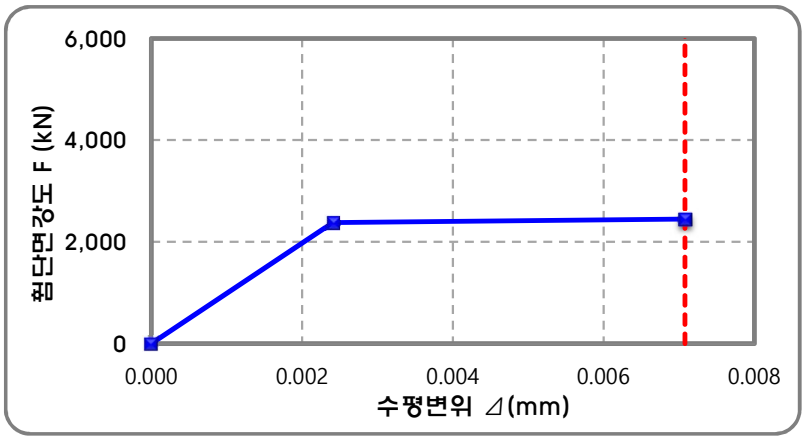
- $\Delta_u^T = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.002409 + 0.004672 = 0.007081$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu^T_{\Delta c} = \dfrac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \dfrac{0.007081}{0.002409} = 2.939$ (제한없음)

  $= 2.939$

⑤ 휨성능 곡선



3.1.3 교각 P1 (고정단)의 전단성능 곡선

1) 교축방향 - 기둥하단

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \le 2.0$ 인 경우

  V_c = k √(f_{ck}) A_e = 0.300 × √(24) × 1.232 = 1,809.9 kN

  Δ = μ_Δ · Δ_y = 2.0 × 0.001699 = 0.003398 m

  여기서, A_e : 유효 단면적 = 1.232 m^2 (Ae = 0.8×Agross)

  k = 0.300 (k = 0.3 - 0.1 ($\mu\Delta$ - 2), 단 $\mu\Delta \le 2.0$ 이면 k = 0.3)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \ge 5.0$ 인 경우

  V_c = k √(f_{ck}) A_e = 0.000 × √(24) × 1.232 = 0.0 kN

  Δ = μ_Δ · Δ_y = 5.0 × 0.001699 = 0.008494 m

  여기서, k = 0.000 (k = 0.3 - 0.1 ($\mu\Delta$ - 2), 단 $\mu\Delta \le 2.0$ 이면 k = 0.3)

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

- V_s = (π Av_1 fy D' / 2S) + (Av_2 fy D' / S)

$$= \frac{\pi \times 126.7 \times 300 \times 1.188}{2 \times 150} + \frac{0.0 \times 300 \times 1.188}{150} = 472.9 \text{ kN}$$

  여기서, A_{v1} = 126.7 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 Hoop철근의 단면적) => (D13×1ea)

  A_{v2} = 0.0 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 내부구속철근 단면적)

  D' = D(기둥폭) - 2c(피복) + 축방향철근직경 + 횡방향철근직경

  = 1,400 - 2 × 125 + 25.4 + 12.7 = 1188.1 mm (횡철근 중심간 거리)

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

- $V_p = 0.15 \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{3{,}618.0 \times 1.400}{1.425} = 533.1$ kN

  여기서, P = 3,618.0 kN (구조해석에서 산정된 최소 계수축력)

  h = 1.400 m (=D) L_s = 1.425 m (=He)

④ 교각의 전단강도(V_n)

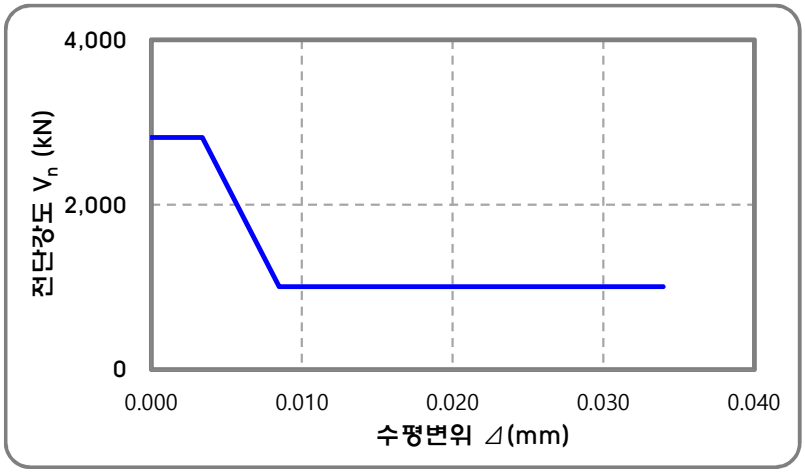
- μ_Δ = 2.0 인 경우

  V_n = V_c + V_s + V_p = 1,809.9 + 472.9 + 533.1 = 2,815.9 kN

- μ_Δ = 5.0 인 경우

  V_n = V_c + V_s + V_p = 0.0 + 472.9 + 533.1 = 1,006.0 kN

⑤ 전단성능 곡선



3) 교축직각방향 - 기둥하단

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우

  V_c = k √(f_{ck}) A_e = 0.300 × √(24) × 1.232 = 1,809.9 kN

  Δ = μ_Δ · Δ_y = 2.0 × 0.002430 = 0.004861 m

  여기서, A_e : 유효 단면적 = 1.232 m^2 (Ae = 0.8×Agross)

  k = 0.300 (k = 0.3 - 0.1 ($\mu\Delta$ - 2), 단 $\mu\Delta \leq 2.0$ 이면 k = 0.3)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \geq 5.0$ 인 경우

  V_c = k √(f_{ck}) A_e = 0.000 × √(24) × 1.232 = 0.0 kN

  Δ = μ_Δ · Δ_y = 5.0 × 0.002430 = 0.012152 m

  여기서, k = 0.000 (k = 0.3 - 0.1 ($\mu\Delta$ - 2), 단 $\mu\Delta \leq 2.0$ 이면 k = 0.3)

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

- V_s = (0.5π Av_1 fy D' / S) + (Av_2 fy D' / S)

  $$= \frac{0.5\pi \times 126.7 \times 300 \times 1.188}{150} + \frac{0.0 \times 300 \times 1.188}{150} = 472.9 \text{ kN}$$

  여기서, A_{v1} = 126.7 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 Hoop철근의 단면적) => (D13×1ea)

  A_{v2} = 0.0 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 내부구속철근 단면적)

  D' = D(기둥폭) - 2c(피복) + 축방향철근직경 + 횡방향철근직경

  = 1,400 - 2 × 125 + 25.4 + 12.7 = 1188.1 mm (횡철근 중심간 거리)

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

- $V_p = 0.15 \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{3,618.0 \times 1.400}{1.703} = 446.1$ kN

여기서, P = 3,618.0 kN (구조해석에서 산정된 최소 계수축력)

h = 1.400 m (=D) L_s = 1.703 m (=He)

④ 교각의 전단강도(V_n)

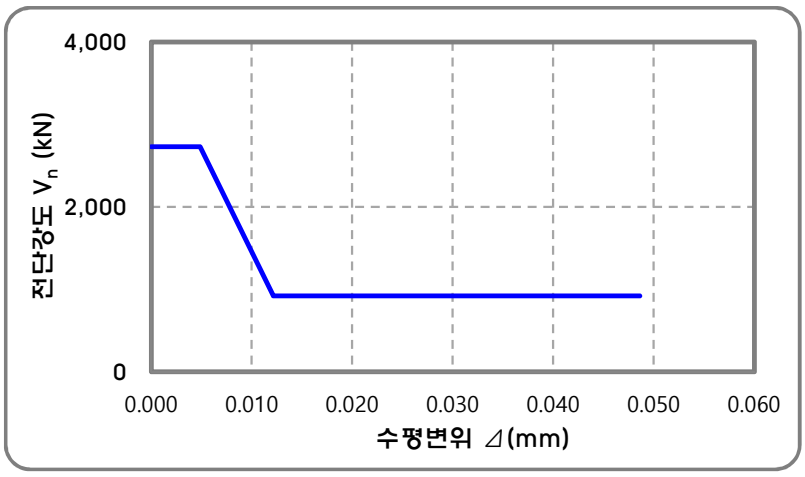
- μ_Δ = 2.0 인 경우

$V_n = V_c + V_s + V_p$ = 1,809.9 + 472.9 + 446.1 = 2,728.9 kN

- μ_Δ = 5.0 인 경우

$V_n = V_c + V_s + V_p$ = 0.0 + 472.9 + 446.1 = 919.0 kN

⑤ 전단성능 곡선



4) 교축직각방향 - 기둥상단

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우

$V_c = k\sqrt{(f_{ck})}\,A_e$ = 0.300 × √(24) × 1.232 = 1,809.9 kN

$\Delta = \mu_\Delta \cdot \Delta_y$ = 2.0 × 0.002409 = 0.004818 m

- 변위연성도 $\mu_\Delta \geq 5.0$ 인 경우

$V_c = k\sqrt{(f_{ck})}\,A_e$ = 0.000 × √(24) × 1.232 = 0.0 kN

$\Delta = \mu_\Delta \cdot \Delta_y$ = 5.0 × 0.002409 = 0.012046 m

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

- $V_s = (0.5\pi\, Av_1\, fy\, D' / S) + (Av_2\, fy\, D' / S)$

$$= \frac{0.5\pi \times 126.7 \times 300 \times 1.188}{150} + \frac{0.0 \times 300 \times 1.188}{150} = 472.9 \text{ kN}$$

여기서, A_{v1} = 126.7 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 Hoop철근의 단면적) => (D13×1ea)

A_{v2} = 0.0 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 내부구속철근 단면적) => (D16×0ea)

D' = D(기둥폭) - 2c(피복) + 축방향철근직경 + 횡방향철근직경

= 1,400 - 2 × 125 + 25.4 + 12.7 = 1188.1 mm (횡철근 중심간 거리)

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

- $V_p = 0.15 \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{3{,}618.0 \times 1.400}{1.697} =$ 447.8 kN

여기서, P = 3,617.998 kN (구조해석에서 산정된 최소 계수축력)

h = 1.400 m (=D) L_s = 1.697 m (=He)

④ 교각의 전단강도(V_n)

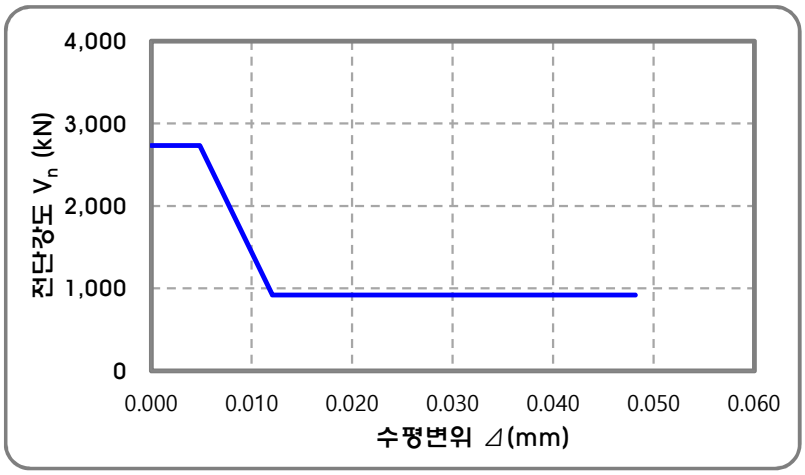
- μ_Δ = 2.0 인 경우

$V_n = V_c + V_s + V_p$ = 1,809.9 + 472.9 + 447.8 = 2,730.6 kN

- μ_Δ = 5.0 인 경우

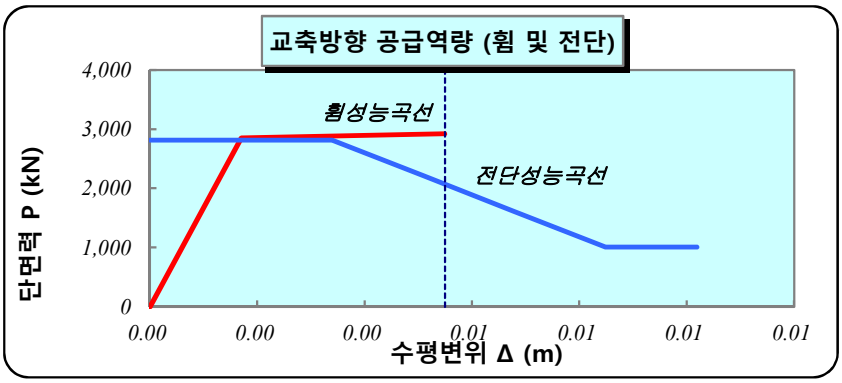
$V_n = V_c + V_s + V_p$ = 0.0 + 472.9 + 447.8 = 920.7 kN

⑤ 전단성능 곡선

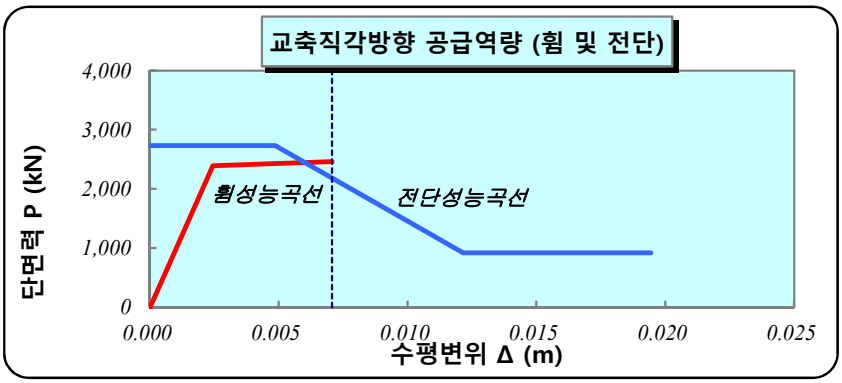


3.1.4 교각 P1 (고정단)의 파괴모드 결정

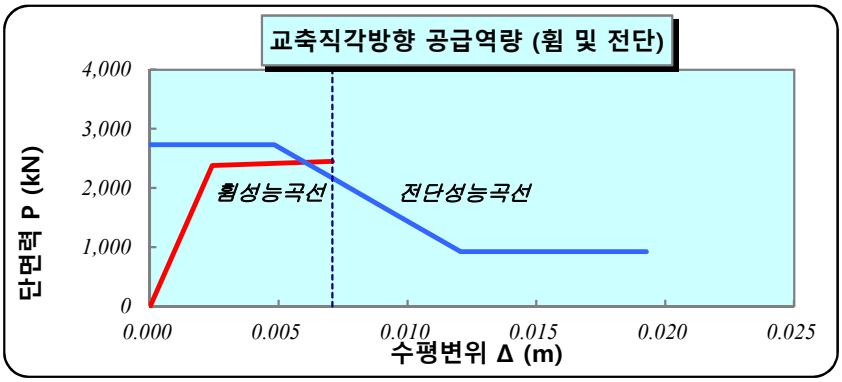
1) 교 축 방 향 - 기둥하단 : **전단 파괴모드**



3) 교축직각방향 - 기둥하단 : **휨-전단 파괴모드**



4) 교축직각방향 - 기둥상단 : **휨-전단 파괴모드**



5) 교각의 파괴모드

⇒ 교각 P1(고정단)의 교축방향은 교각의 연성거동 이전에 전단파괴가 먼저 발생하는 '전단파괴모드'이며 교축직각방향은 휨항복 후 연성파괴 이전에 전단파괴가 발생하는 '휨-전단파괴 모드'로 지배된다.

3.1.5 교각 P1 (고정단)의 내진성능 평가

○ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구 분	지 반 종 류				비 고
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	
Ts	0.3300	0.4400	0.6100	0.9400	도로교설계기준 2004
1.25 Ts	0.4125	0.5500	0.7625	1.1750	

1) 교축방향 (기둥하단) : 전단 파괴모드

(1) 전단소요역량 산정

- F^{L}_{pd} = $V^{L}_{E,comb}$ = 1,006.5 kN

(2) 내진성능평가

- 공 급 역 량 : F^{L}_{C} = 2,815.9 kN
- 소 요 역 량 : F^{L}_{d} = 1,006.5 kN
- 내진성능평가 : $\frac{F^{L}_{C}}{F^{L}_{d}} = \frac{2,815.9}{1,006.5}$ = 2.798 ≥ 1.0 ∴ O.K

3) 교축직각방향 (기둥하단) : 휨-전단 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P \cdot \Delta_E$ = 1,697.2 + 3,618.0 × 0.0034 = 1,709.4 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 1,709.4 kN · m
- M_y = 4,163.8 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 ∴ 탄성영역에서 거동

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_S}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_S}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 0.5100 초 < 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가

- 공 급 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta C}$ = 2.907
- 소 요 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta d}$ = 1.000
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^{L}_{\Delta C}}{\mu^{L}_{\Delta d}} = \frac{2.907}{1.000}$ = 2.907 ≥ 1.0 ∴ O.K

(4) 전단소요역량 산정

- F^{T}_{pd} = $V^{T}_{E,comb}$ = 840.6 kN

(5) 전단 내진성능평가

- 공 급 역 량 : F^{L}_{C} = 2,444.7 kN
- 소 요 역 량 : F^{L}_{d} = 840.6 kN
- 내진성능평가 : $\frac{F^{L}_{C}}{F^{L}_{d}} = \frac{2,444.7}{840.6}$ = 2.908 ≥ 1.0 ∴ 0.K

4) 교축직각방향 (기둥상단) : 휨-전단 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P \cdot \Delta_E$ = 1,473.0 + 3,618.0 × 0.0034 = 1,485.2 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 1,485.2 kN · m
- M_y = 4,126.7 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 ∴ 탄성영역에서 거동

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_S}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_S}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 0.5100 초 < 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가

- 공 급 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta C}$ = 2.939
- 소 요 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta d}$ = 1.000
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^{L}_{\Delta C}}{\mu^{L}_{\Delta d}} = \frac{2.939}{1.000}$ = 2.939 ≥ 1.0 ∴ 0.K

(4) 전단소요역량 산정

- F^{T}_{pd} = $V^{T}_{E,comb}$ = 1,697.0 kN

(5) 전단 내진성능평가

- 공 급 역 량 : F^{L}_{C} = 2,432.0 kN
- 소 요 역 량 : F^{L}_{d} = 1,697.0 kN
- 내진성능평가 : $\frac{F^{L}_{C}}{F^{L}_{d}} = \frac{2,432.0}{1,697.0}$ = 1.433 ≥ 1.0 ∴ 0.K

3.2 교량 받침의 내진성능 평가

3.2.1 교각 P1 (고정단) 받침평가 (최대 지진력 발생 교각부)

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.1.1 받침본체 (강재받침)

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 130 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 130 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B) × 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 130 × 5 = 650.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 130 × 1 = 130.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MIN [F^L_n, $[V^L_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C)
  = MIN [2,923.0 , 1,001.5] × 2 = 2,003.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MIN [F^T_n, $[V^T_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C)
  = MIN [2,461.0 , 837.2] × 2 = 1,674.5 kN

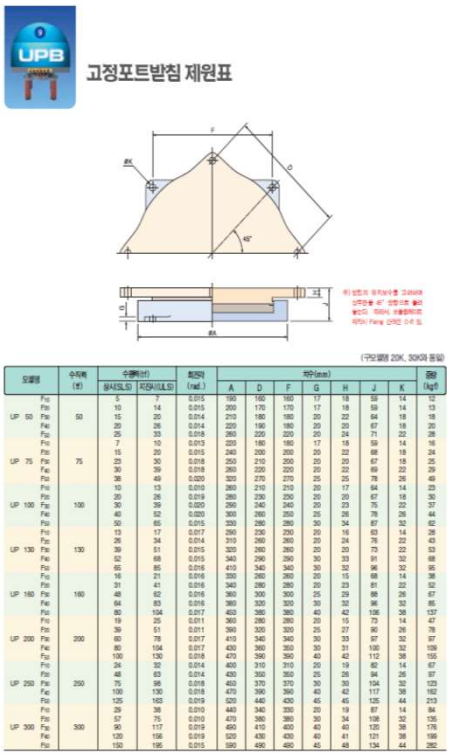
4) 내진성능 평가

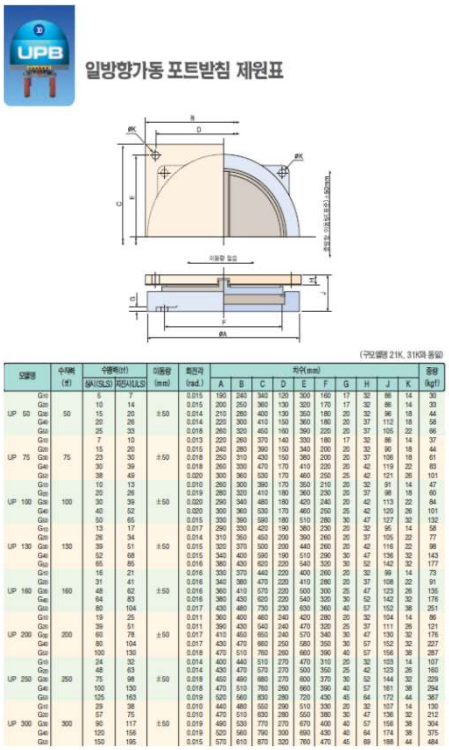
- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{650.0}{2,003.0} = 0.325 < 1.0$ ∴ N.G
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{130.0}{1,674.5} = 0.078 < 1.0$ ∴ N.G

3.2.1.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격





② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 24 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 113.1 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 110 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \dfrac{F^{L}_{B,D}}{n^{L}_{B}} = \dfrac{2,003.0}{5} = 400.6$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \dfrac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{1,674.5}{1} = 1,674.5$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\dfrac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \dfrac{108.6}{400.6} = 0.271 < 1.0$ ∴ N.G
- 교축직각방향 $\dfrac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \dfrac{108.6}{1,674.5} = 0.065 < 1.0$ ∴ N.G

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)

○ $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b$

여기서, A_{Vc} : 단일앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vc} = [\ 1.5 \cdot C_{a1} + \sum S_i + 1.5 \cdot C_{a1}\ ] \times 1.5 C_{a1}$ ($C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$, $h_a \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우)

A_{Vco} : 연단거리 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vco} = 4.5 \cdot C_{a1}^2$

$\varphi_{ed,V}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 1.0$

$C_{a2} < 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\ (\ C_{a2} / 1.5 C_{a1}\ )$

$\varphi_{c,V}$: 콘크리트 균열 및 보조철근 유무에 따른 전단강도 수정계수

비균열 콘크리트 또는 보조철근과 100mm이하 간격의 스터럽 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.4$

균열콘크리트 : 보조철근 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.2$, 보조철근 미사용시 $\varphi_{c,V} = 1.0$

V_b : 균열 콘크리트에서 전단을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트파괴강도, N

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

$V_b = 0.7\ (\ l_e / d_o\ )^{0.2}\ \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ ($d_0 \geq 10$㎜, 헤드스터드, 헤드볼트, 갈고리볼트)

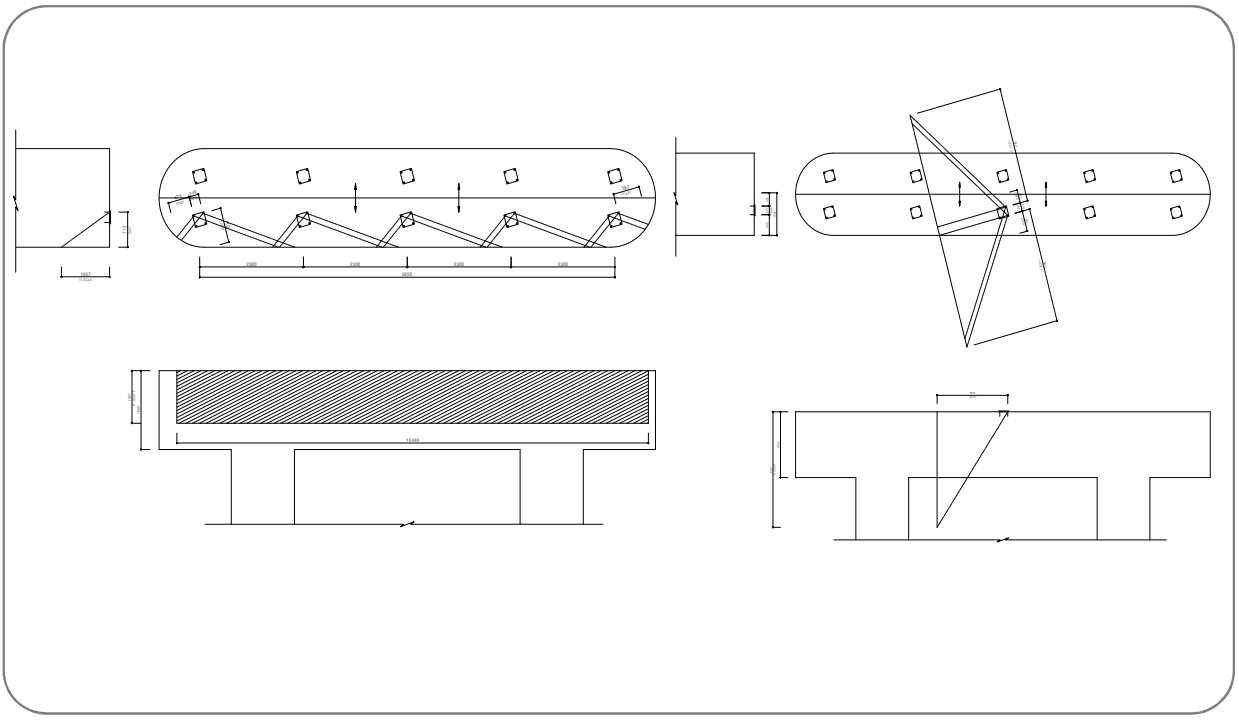
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

C_{a2} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

S_1 : 하중 작용 직각방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

S_2 : 하중 작용 방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

h_a : 앵커가 정착되는 기초(코핑)콘크리트 두께, ㎜



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (475 + 9,386 + 587) × 1,068 = 11,158,464 mm^2

  여기서, C_{a1} = 712 mm , C_{a1}' = 712 mm

  C_{a21} = 475 mm , C_{a22} = 587 mm , H = 64 mm

  $\sum S_i$ = 9,386 mm , S_{max} = 2,300 mm , h_a = 1,600 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 712 ^{2} = 2,281,248 mm^2

∴ A_{Vc} ≥ n·A_{Vco} = 2 × 2,281,248 = 4,562,496 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{4,562,496}{2,281,248} \times 0.833 \times 1.00 \times 415 = 692.4$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.833 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 415 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [110 , 280] = 110 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 110 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (502 + 210 + 323) × 1,600 = 1,656,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 1,874 mm , C_{a1}' = 1,874 mm

  C_{a21} = 502 mm , C_{a22} = 323 mm , H = 64 mm

  $\sum S_i$ = 210 mm , S_{max} = 210 mm , h_a = 1,600 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 1,874 ^{2} = 15,803,442 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 15,803,442 = 31,606,884 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{1,656,000}{15,803,442} \times 0.734 \times 1.00 \times 1,774 = 136.5$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.734 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 1,774 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [110 , 280] = 110 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 110 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 0.5C_{a1} 과 0.3C_{a2} 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as}$ = n_{as}·$Ø_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 9704.6 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as}$ = n_{as}·$Ø_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 457.5 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , $V^L_{s,as}$) = MAX (692.4 , 0.0) = 692.4 kN

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (136.5 , 0.0) = 136.5 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AC,D} = F^{L}_{AS,D} \times n^{L}_{B} = 400.6 \times 5 = 2,003.0$ kN ($n^{L}_{B} = 5$)
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} = 1,674.5 \times 1 = 1,674.5$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^{L}_{cbg}}{F^{L}_{AC,D}} = \frac{692.4}{2,003.0} = 0.346 < 1.0$ ∴ N.G
- 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \frac{136.5}{1,674.5} = 0.082 < 1.0$ ∴ N.G

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)

○ $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$

여기서, k_{cp} : 콘크리트 프라이아웃 강도 계수

$h_{ef} < 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 1.0$

$h_{ef} \geq 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 2.0$

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커그룹의 콘크리트 파괴강도, N

○ $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_{b}$

여기서, A_{Nc} : 인장강도 산정을 위한 단일앵커 또는 앵커그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nc} = [2\times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_1] \times [2 \times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_2]$ ($C_{a1} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$, $C_{a2} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우)

A_{Nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도 산정을 위한 단일앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nco} = 9 \cdot h^{2}_{ef}$

$\varphi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 대한 인장강도 수정계수

$C_{a,min} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,N} = 1.0$

$C_{a,min} < 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 (C_{a,min} / 1.5 h_{ef})$

$\varphi_{c,N}$: 균열유무에 따른 인장강도 수정계수 (균열제어 철근 배근시 비균열 콘크리트로 간주)

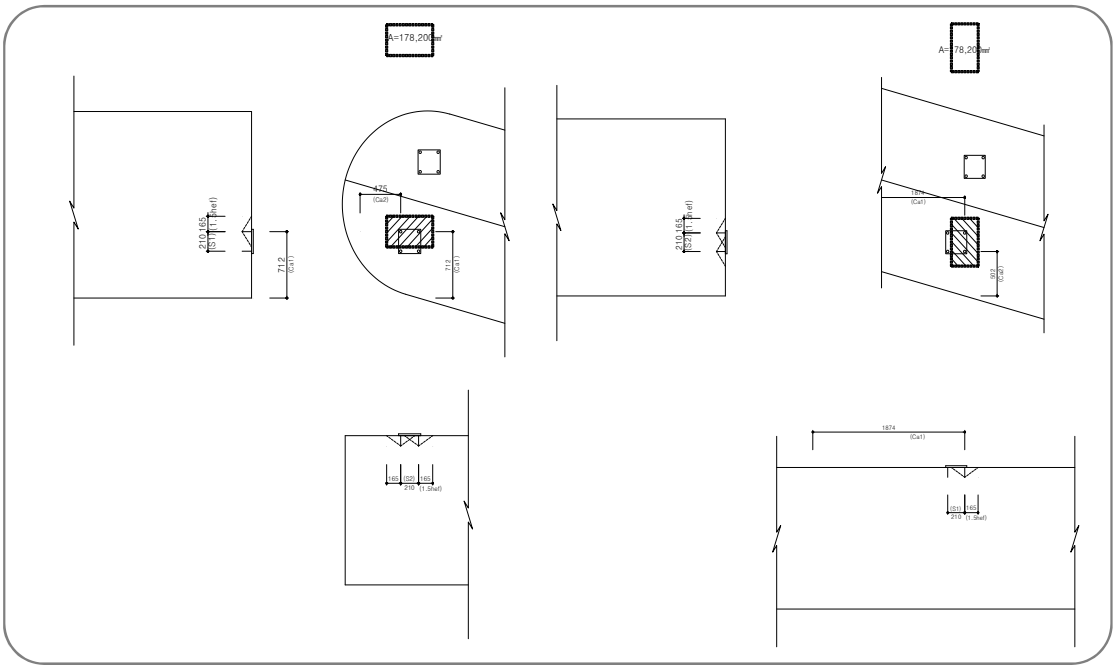
비균열 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.25$: 선설치 앵커, $\varphi_{c,N} = 1.40$: 후설치 앵커

균열(폭 0.3mm초과) 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.0$

N_{b} : 인장력을 받는 단일앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N

$N_{b} = k_{c} \sqrt{fck} \cdot h^{1.5}_{ef}$ ($k_{c} = 10$: 선설치앵커, $k_{c} = 7$: 후설치앵커)

$N_{b} = 3.9 \sqrt{fck} \cdot h^{5/3}_{ef}$ ($280 \leq h_{ef} \leq 635mm$ 인 헤드스터드와 헤드볼트)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 178,200 mm^2

  여기서, C_{a11} = 712 mm , C_{a12} = 712 mm , $\sum S_1$ = 210 mm

  C_{a21} = 475 mm , C_{a22} = 475 mm , $\sum S_2$ = 210 mm

  h_{ef} = 110 mm , h_{ef}' = 110.0 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 110.0 ^{2} = 108,900.0 mm^2

∴ A_{Nc} < $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 108,900.0 = 217,800.0 mm^2

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{178,200}{108,900} \times 1.000 \times 1.00 \times 56.5 = 92.5$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $10.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 10.0 × √ 24 × 110.0 $^{1.5}$ = 56.5 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 92.5 = 185.0 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 178,200 mm^2

  여기서, C_{a11} = 1,874 mm , C_{a12} = 1,874 mm , $\sum S_1$ = 210 mm

  C_{a21} = 502 mm , C_{a22} = 502 mm , $\sum S_2$ = 210 mm

  h_{ef} = 110 mm , h_{ef}' = 110 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 110.0 ^{2} = 108,900.0 mm^2

∴ A_{Nc} < $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 108,900.0 = 217,800.0 mm^2

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{178,200}{108,900} \times 1.000 \times 1.00 \times 56.5 = 92.5$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 10.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 10.0 \times \sqrt{24} \times 110.0^{1.5} = 56.5$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 92.5 = 185.0$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX (V^L_{cpg} , V^L_{s,at}) = MAX (185.0 , 0.0) = 185.0$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX (V^T_{cpg} , V^T_{s,at}) = MAX (185.0 , 0.0) = 185.0$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 400.6 \times 1 = 400.6$ kN (n^L_B = 1)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 1,674.5 \times 1 = 1,674.5$ kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{185.0}{400.6} = 0.462 < 1.0$ ∴ N.G
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{185.0}{1,674.5} = 0.110 < 1.0$ ∴ N.G

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	108.6	400.6	N.G 0.271	108.6	1,674.5	N.G 0.065
콘크리트전단파괴	692.4	2,003.0	N.G 0.346	136.5	1,674.5	N.G 0.082
프라이아웃 파괴	185.0	400.6	N.G 0.462	185.0	1,674.5	N.G 0.110

3.2.2 교대 A1 받침평가

3.2.2.1 받침본체 (강재받침)

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 0 kN (가동단)
- 교축직각방향 f^T_B = 130 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B) × 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 0 × 0 = 0.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 130 × 1 = 130.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = 0.0 kN (가동단)
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = 703.7 kN

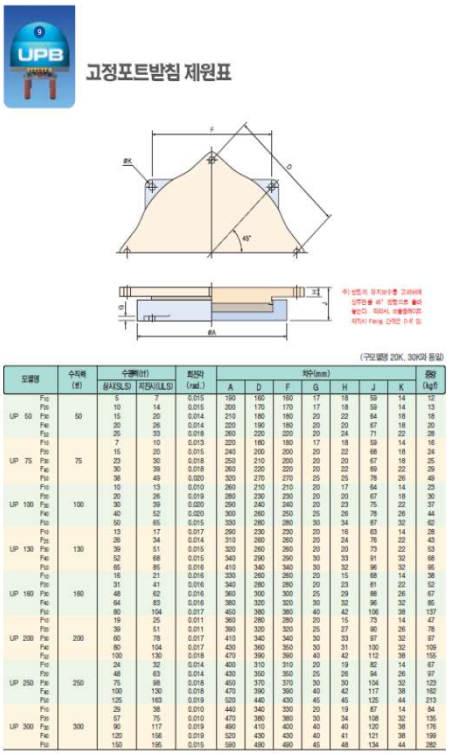
4) 내진성능 평가

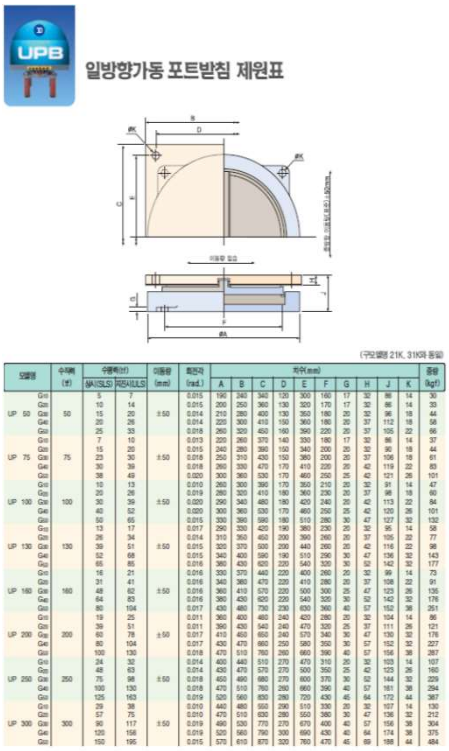
- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{0.0}{0.0}$ = 검토생략 (가동단) ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{130.0}{703.7}$ = 0.185 < 1.0 ∴ N.G

3.2.2.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격





② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 24 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 113.1 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 110 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

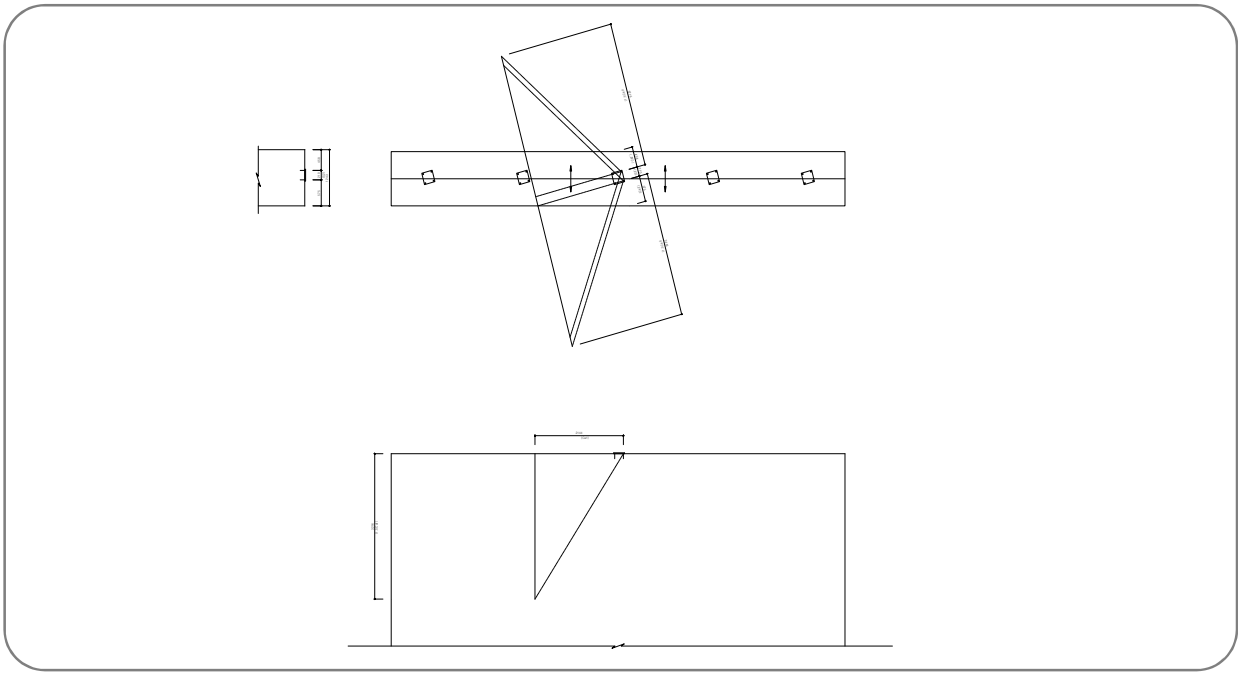
- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \frac{F^{L}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{0.0}{0} = 0.0$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \frac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{703.7}{1} = 703.7$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \frac{108.6}{0.0}$ = 검토생략 (가동단) ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \frac{108.6}{703.7} = 0.154 < 1.0$ ∴ N.G

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교직 방향 >

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = $[C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}'] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  = (575 + 280 + 458) × 3,216 = 4,222,608 mm^2

  여기서, C_{a1} = 2,144 mm , C_{a1}' = 2,144 mm

  C_{a21} = 575 mm , C_{a22} = 458 mm , H = 64 mm

  $\sum S_i$ = 280 mm , S_{max} = 280 mm , h_a = 4,000 mm

- A_{Vco} = $4.5 (C_{a1}')^2$ = $4.5 \times 2,144^2$ = 20,685,312 mm^2

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco}$ = 2 × 20,685,312 = 41,370,624 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{4,222,608}{20,685,312} \times 0.743 \times 1.00 \times 2,171$ = 329.1 kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.743 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = $0.6 (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 2,171 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [110 , 280] = 110 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 110 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as}$ = $n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 589.9 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (329.1 , 0.0) = 329.1 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

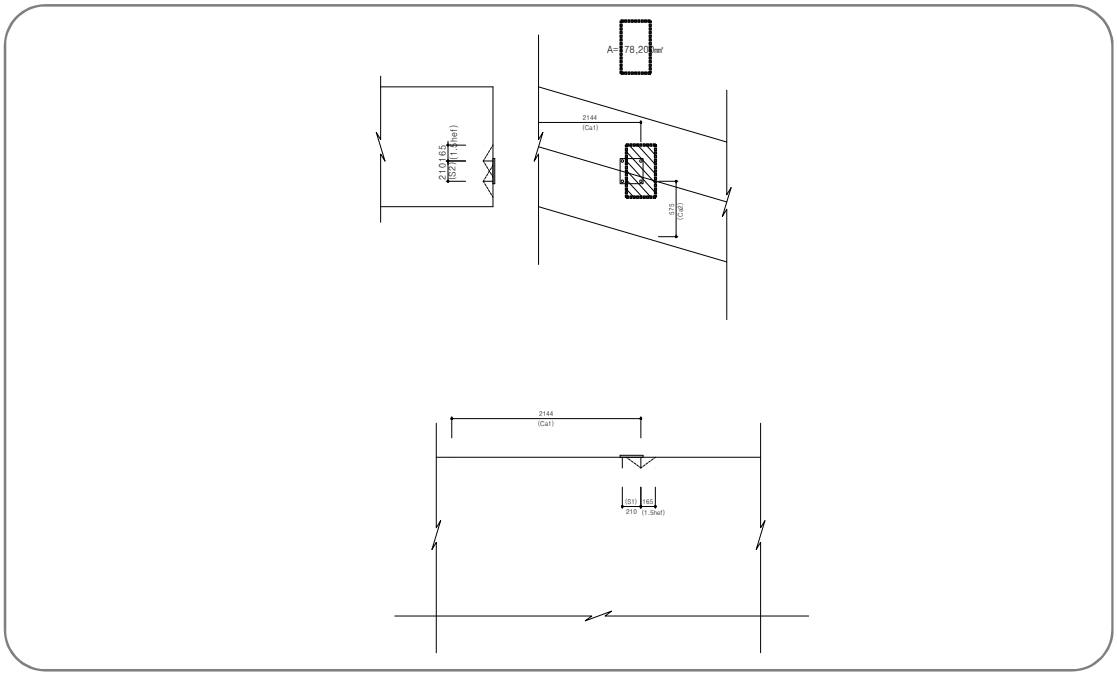
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} = 703.7 \times 1 = 703.7$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)

③ 평가

- 교축직각방향 $\dfrac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \dfrac{329.1}{703.7} = 0.468 < 1.00$ ∴ N.G

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교직 방향 >

○ 교축직각방향

- $A_{Nc} = [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , $S > 1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , $S=1.5h_{ef}'$)

  $= 178,200$ mm²

  여기서, $C_{a11} = 2,144$ mm , $C_{a12} = 2,144$ mm , $\sum S_1 = 210$ mm

  $C_{a21} = 575$ mm , $C_{a22} = 458$ mm , $\sum S_2 = 210$ mm

  $h_{ef} = 110$ mm $h_{ef}' = 110$ mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h^{2}_{ef} = 9 \times 110.0^{2} = 108,900$ mm²

∴ $A_{Nc} < n\cdot A_{Nco} = 2 \times 108,900.0 = 217,800.0$ mm²

- $N_{cbg} = \dfrac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \dfrac{178,200}{108,900} \times 1.000 \times 1.00 \times 56.5 = 92.5$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  $N_b = 10.0 \sqrt{} fck \times hef^{1.5} = 10.0 \times \sqrt{} 24 \times 110.0^{1.5} = 56.5$ kN

• V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 92.5 = 185.0 kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교축직각방향 : $V^{T}_{s.at}$ = $\phi_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 1.00 × 0.0 × 2 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^{T}_{cpg}, V^{T}_{s,at})$ = MAX (185.0 , 0.0) = 185.0 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

• 교축직각방향 $F^{T}_{AP,D}$ = $F^{T}_{AS,D}$ × n^{T}_{B} = 703.7 × 1 = 703.7 kN (n^{T}_{B} = 1)

③ 평가

• 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cpg}}{F^{T}_{AP,D}} = \frac{185.0}{703.7}$ = 0.263 < 1.00 ∴ N.G

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴				108.6	703.7	N.G 0.154
콘크리트전단파괴				329.1	703.7	N.G 0.468
프라이아웃 파괴				185.0	703.7	N.G 0.263

3.2.3 교대 A2 받침평가

3.2.3.1 받침본체 (강재받침)

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 130 kN (고정단)
- 교축직각방향 f^T_B = 130 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B) × 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 130 × 5 = 650 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 130 × 1 = 130 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = 1,714.3 kN (고정단)
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = 782.4 kN

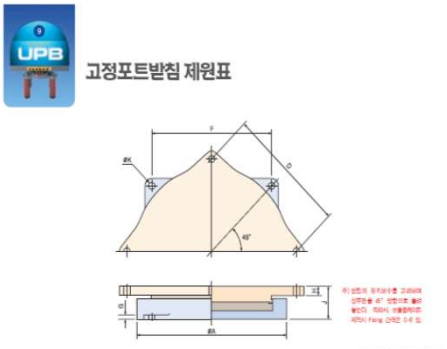
4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{650.0}{1,714.3} = 0.379 < 1.0$ ∴ N.G
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{130.0}{782.4} = 0.166 < 1.0$ ∴ N.G

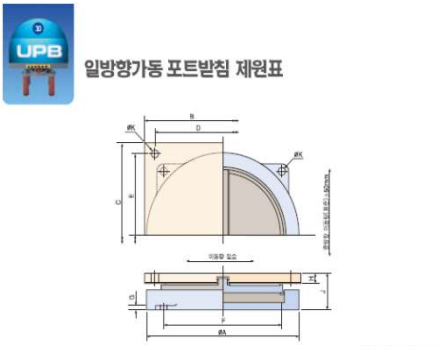
3.2.3.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침카달로그 참조)

① 본체 규격



고정포트받침 제원표



일방향가동 포트받침 제원표

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 24 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 113.1 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 110 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

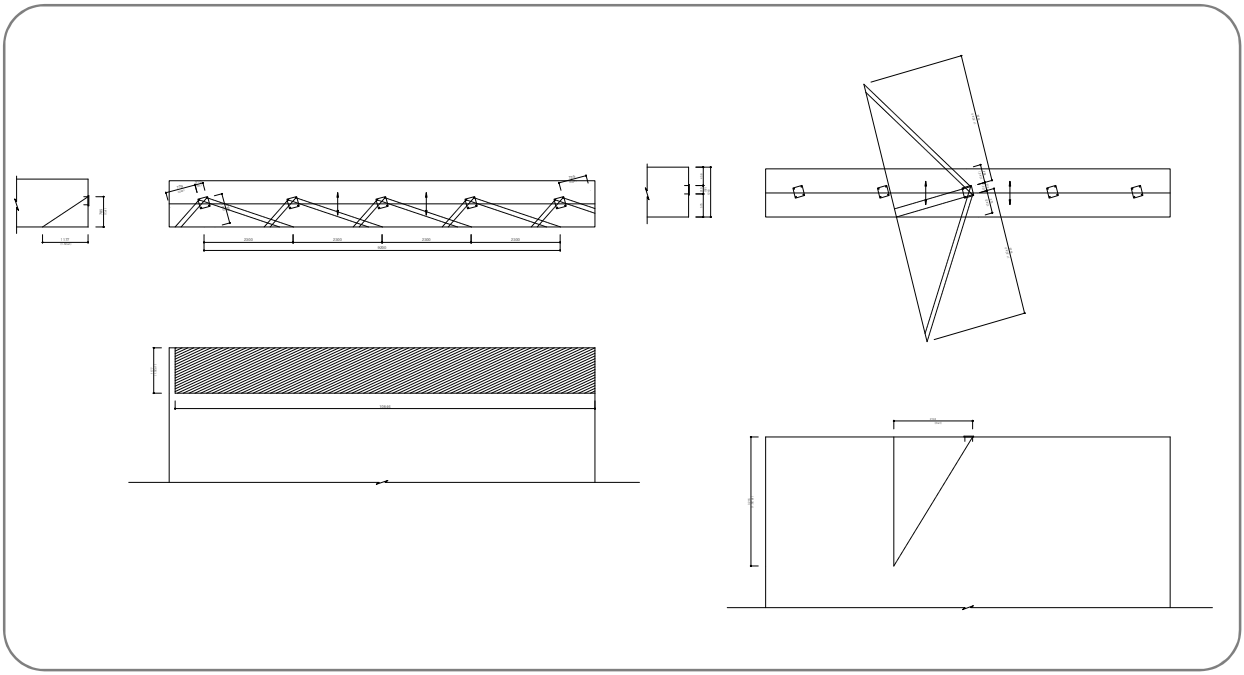
- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \frac{F^{L}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{1,714.3}{5} = 342.9$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \frac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{782.4}{1} = 782.4$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \frac{108.6}{342.9} = 0.317 < 1.0$ ∴ N.G
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \frac{108.6}{782.4} = 0.139 < 1.0$ ∴ N.G

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (779 + 9,342 + 725) × 1,178 = 12,771,165 mm^2

  여기서, C_{a1} = 785 mm , C_{a1}' = 785 mm

  C_{a21} = 779 mm , C_{a22} = 725 mm

  $\sum S_i$ = 9,342 mm , S_{max} = 2,300 mm , h_a = 4,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 785 ^{2} = 2,773,013 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 2,773,013 = 5,546,025 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{5,546,025}{2,773,013} \times 0.885 \times 1.00 \times 481 = 850.9$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.885 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 481 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [110 , 280] = 110 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 110 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (575 + 280 + 458) × 3,216 = 4,222,608 mm^2

  여기서, C_{a1} = 2,144 mm , C_{a1}' = 2,144 mm

  C_{a21} = 575 mm , C_{a22} = 458 mm , H = 64 mm

  $\sum S_i$ = 280 mm , S_{max} = 280 mm , h_a = 4,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 2,144 ^{2} = 20,685,312 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 20,685,312 = 41,370,624 mm^2

• $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{4,222,608}{20,685,312} \times 0.743 \times 1.00 \times 2,171 = 329.1$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.743 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 2,171$ kN

l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [110 , 280] = 110 mm

d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 110 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 해당 방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 9793.2 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 589.9 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , V^L_{s,as})$ = MAX (850.9 , 0.0) = 850.9 kN

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , V^T_{s,as})$ = MAX (329.1 , 0.0) = 329.1 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

• 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B$ = 342.9 × 5 = 1,714.3 kN (n^T_B = 5)

• 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B$ = 782.4 × 1 = 782.4 kN (n^T_B = 1)

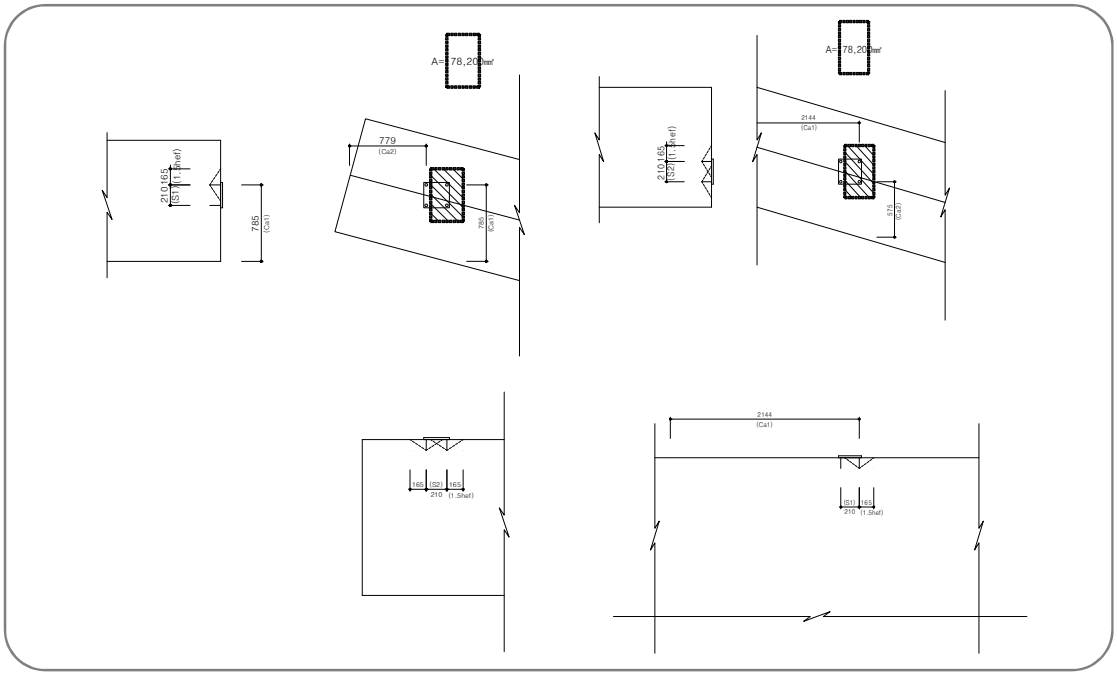
③ 평가

• 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{850.9}{1,714.3} = 0.496 < 1.00$ ∴ N.G

• 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{329.1}{782.4} = 0.421 < 1.00$ ∴ N.G

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 178,200 mm^2

  여기서, C_{a11} = 785 mm , C_{a12} = 785 mm , $\sum S_1$ = 210 mm

  C_{a21} = 779 mm , C_{a22} = 725 mm , $\sum S_2$ = 210 mm

  h_{ef} = 110 mm , h_{ef}' = 110 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 110.0 ^{2} = 108,900 mm^2

- ∴ A_{Nc} < $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 108,900.0 = 217,800.0 mm^2

- N_{cbg} = $\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$ = $\frac{178,200}{108,900}$ × 1.000 × 1.00 × 56.5 = 92.5 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $10.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 10.0 × √ 24 × 110.0 $^{1.5}$ = 56.5 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 92.5 = 185.0 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 178,200 mm^2

  여기서, C_{a11} = 2,144 mm , C_{a12} = 2,144 mm , $\sum S_1$ = 210 mm

  C_{a21} = 575 mm , C_{a22} = 458 mm , $\sum S_2$ = 210 mm

  h_{ef} = 110 mm , h_{ef}' = 110 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 110.0^{2} = 108,900.0 \ mm^2$

$\therefore A_{Nc} < n \cdot A_{Nco} = 2 \times 108,900.0 = 217,800.0 \ mm^2$

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{178,200}{108,900} \times 1.000 \times 1.00 \times 56.5 = 92.5$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 10.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 10.0 \times \sqrt{24} \times 110.0^{1.5} = 56.5$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 92.5 = 185.0$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX (V^L_{cpg} , V^L_{s,at}) = MAX (185.0 , 0.0) = 185.0$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX (V^T_{cpg} , V^T_{s,at}) = MAX (185.0 , 0.0) = 185.0$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 342.9 \times 1 = 342.9$ kN ($n^T_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 782.4 \times 1 = 782.4$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{185.0}{342.9} = 0.540 < 1.00$ ∴ N.G
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{185.0}{782.4} = 0.236 < 1.00$ ∴ N.G

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	108.6	342.9	N.G 0.317	108.6	782.4	N.G 0.139
콘크리트전단파괴	850.9	1,714.3	N.G 0.496	329.1	782.4	N.G 0.421
프라이아웃 파괴	185.0	342.9	N.G 0.540	185.0	782.4	N.G 0.236

3.3 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- N_C = 1200.0 mm (현장 실측값)

2) 소요역량 N_D

○ N_D = MAX [응답변위, N_{min}] = MAX [24.89 , 375.85] = 375.85 mm

▶ 응답변위 = 비탄성 변위 Δ_{dem} = 24.890 mm

- P-Δ 효과 및 주기를 고려한 수정 탄성변위 및 비탄성변위 산정

① P-Δ 효과를 고려한 탄성변위($[\Delta_E]_{pd}$) 산정

- 30% 규정을 적용하여 산정한 탄성 변위에 P-Δ효과를 고려하여 수정 탄성변위 산정

- 교 축 방 향 $[\Delta_E^L]_{pd} = \left(1 + \frac{P \times [\Delta_E^L]_{comb}}{[M_E^L]_{comb}}\right) \times [\Delta_E^L]_{comb}$

$= \left(1 + \frac{3{,}618.0 \times 0.02443}{4{,}646.0}\right) \times 0.02443 =$ **24.890** mm

여기서, P = 3,618.0 kN

$[\Delta_E^L]_{comb}$ = 24.43 mm

$[M_E^L]_{comb}$ = 4,646.0 kN · m

- 교축직각방향 $[\Delta_E^T]_{pd} = \left(1 + \frac{P \times [\Delta_E^T]_{comb}}{[M_E^T]_{comb}}\right) \times [\Delta_E^T]_{comb}$

$= \left(1 + \frac{3{,}618.0 \times 0.00676}{1{,}697.2}\right) \times 0.00676 =$ **6.853** mm

여기서, P = 3,618.0 kN

$[\Delta_E^T]_{comb}$ = 6.76 m

$[M_E^T]_{comb}$ = 1,697.2 kN · m

② 주기를 고려한 비탄성변위(Δ_{dem}) 산정

- 수정 탄성변위에 고유주기를 고려하여 비탄성변위 산정, 이를 소요역량 산정에 반영

- 교 축 방 향

$\Delta_{dem}^L = \lambda_{DR}^L \cdot [\Delta_E^L]_{pd} = 1.000 \times 24.890 =$ **24.890** mm

- 교축직각방향

$\Delta_{dem}^T = \lambda_{DR}^T \cdot [\Delta_E^T]_{pd} = 1.000 \times 6.853 =$ **6.853** mm

▶ $N_{min} = (200 + 1.67 \cdot L + 6.66 \cdot H) \times (1 + 0.000125 \cdot \theta^2) =$ 375.85 mm

여기서, L = 80.00 m (연속경간장)

H = 4.80 m (교각 높이)

θ = 15.00 ° (사각)

3) 내진성능 평가

○ $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1{,}200.0}{375.9} = 3.193 \geq 1.00$ ∴ O.K

3.4 기초의 내진성능 평가

3.4.1 확대기초 및 지반 평가

○고정단 교각의 확대기초부 내진성능평가는 기초의 안정성 평가와 강도설계법에 의한 기초본체검토를 수행한다.

1) 지진력 산정

-. 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 계산한다.

- 기초부 교축방향

H^L_E = Min [H^L_n , $H^L_{E,comb}$] × n^L = Min [2,923 , 1,007] × 2 = 2,013.0 kN

M^L_E = Min [M^L_n , $M^L_{E,comb}$] × n^L = Min [4,166 , 4,646] × 2 = 8,331.8 kN

- 기초부 교축직각방향

H^T_E = Min [H^T_n , $H^T_{E,comb}$] × n^T = Min [2,461 , 841] × 2 = 1,681.3 kN

M^T_E = Min [M^T_n , $M^T_{E,comb}$] × n^T = Min [4,164 , 1,697] × 2 = 3,394.4 kN

① 교축방향 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 3,703.5 × 2 = 7,407.1 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 2,013.0 = 2,013.0 kN

-. 모멘트 M = 8,331.8 = 8,331.8 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 7,407.1 +(10.800 × 4.400 × (1.500 × 25 + 1.000 × 19))

= 10,092.0 kN

-. 수평력 H_f = 2,013.0 kN

-. 모멘트 M_f = 8,331.8 + (2,013.0 × 1.500)

= 11,351.3 kN · m

② 교축직각 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 3,703.5 × 2 = 7,407.1 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 1,681.3 = 1,681.3 kN

-. 모멘트 M = 3,394.4 = 3,394.4 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 7,407.1 +(10.800 × 4.400 × (1.500 × 25 + 1.000 × 19))

= 10,092.0 kN

-. 수평력 H_f = 1,681.3 kN

-. 모멘트 M_f = 3,394.4 + (1,681.3 × 1.500)

= 5,916.4 kN · m

2) 기초하단에 작용하는 지진력

구 분	연직력 V (kN)	수평력 H (kN)	모멘트 M_o (kN · m)	저항모멘트Mr(kN · m)
교 축 방 향	10,091.97	2,013.03	11,351.30	22,202.33
교축직각방향	10,091.97	1,681.29	5,916.36	54,496.62

3.4.2 확대기초의 두께 평가

○ 확대기초 두께에 대한 강체 검토

-. 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다.

-. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 또는 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

• $\beta \cdot \lambda \leq 1.0$ 인 경우 강체로 취급

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 88{,}930}{25{,}811{,}006 \times 1.500^3}} = 0.235 \ (m^{-1})$$

여기서, k = 88,930.2 kN/㎥ (직접기초인 경우 : k_v , 말뚝기초인 경우 : k_p)

k_v = 88,930.2 kN/㎥ (연직방향 지반반력계수)

k_{vo} = 933,333.3 kN/㎥ (1/0.3× αE_o , 지진시 α = 2)

L = 4.400 m B = 10.800 m

B_C = 1.400 m L_C = 1.400 m

h = 1.500 m (확대기초의 두께)

D_f = 2.500 m (기초의 근입깊이)

N = 50 (기초 저면부 표준관입시험 N값)

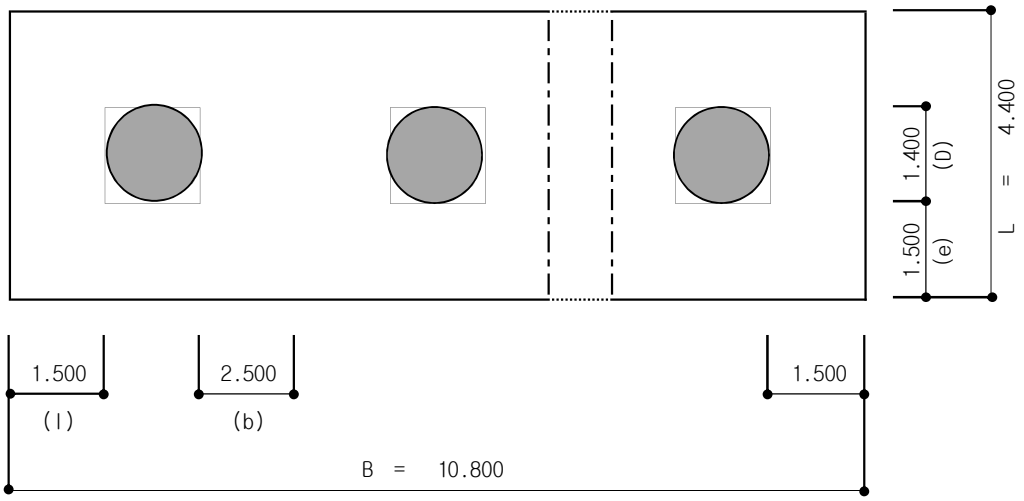
E_0 = 140,000.0 kN/㎥ (지진시 지반변형계수, E_0=2,800N)

E = 25,811,006.3 kN/㎥

$$\lambda = a \times \frac{\lambda'^2 + e^2}{\lambda' + e} = 1.30 \times \frac{6.250 + 2.250}{2.500 + 1.500} = 2.763 \ m$$

여기서, λ : 확대기초 환산 돌출길이, a = 1.300 , e = 1.500

$\lambda' = Max(l,b) = Max(1.500 , 2.500) = 2.500$ m



• $\beta \cdot \lambda$ = 0.235 × 2.763 = 0.650 ≤ 1.0 이므로, ∴ O.K (강체로 취급)

3.4.3 확대기초의 안정성 평가

1) 전도에 대한 안정검토

구 분	M_r(kN·m)	M_o(kN·m)	V (kN)	S.F	편심e (m)	허용편심(m)	비 고
교 축 방 향	22,202.3	11,351.3	10,092.0	1.956	1.125	1.467	O.K
교축직각방향	54,496.6	5,916.4	10,092.0	9.211	0.586	3.600	O.K

-. 지진시 전도에 대한 안전율 S.F는 1.5 이상 (S.F ≥ 1.5)

-. 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥면의 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3 이내

-. $e = B / 2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$

2) 지지력에 대한 안정검토

① 지반의 극한지지력 (q_C)

- $Q_C = \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq$

여기서, q_C : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한 지지력 (kN/㎡)

Nc, Nr, Nq : 지지력 계수

Ø : 기초지반의 내부마찰각 (= 35 °)

α, β : 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

C : 기초저면의 점착력 (= 150.00 kN/㎡)

γ_1 : 기초저면 암반의 단위중량 (= 23.0 kN/m³)

γ_2 : 기초의 근입깊이에 관계되는 흙의 단위중량 (= 19.0 kN/m³)

A' : 유효재하면적 (m^2)

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭 (m)

$$Nq = \frac{e^{2(3\pi/4-\emptyset/2)\tan\emptyset}}{2\cos^2(45+\emptyset/2)} = 41.440$$

$$Nc = (Nq-1)\cot\emptyset = 57.754$$

$$Nr = \frac{2(Nq+1)\tan\emptyset}{1+0.4\sin(4\emptyset)} = 47.277$$

구 분	B (m)	L (m)	형상계수 α	형상계수 β	유효폭 B'(m)	극한지지력 Q_c (kN/㎡)
교 축 방 향	4.400	10.800	1.122	0.459	2.150	12,764.2
교축직각방향	10.800	4.400	1.300	0.400	9.628	17,417.9

② 지지력에 대한 안정검토

구 분	작 용 하 중		편 심	지반반력 Q_D (KN/m^2)		극한지지력	비 고	
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Q_C (KN/m^2)	Q_C / Q_D	판정
교 축 방 향	11,351.3	10,092.0	1.125	579.4	0.000	12,764.2	22.03	O.K
교축직각방향	5,916.4	10,092.0	0.586	281.5	143.205	17,417.9	61.87	O.K

-. 사다리꼴 반력분포시 : $Q_{1,2} = \sum V / (B \cdot L) \times (1 \pm 6e / B)$

-. 삼각형 반력분포시 : $Q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot X)$ 여기서, $X = 3 \times (B / 2 - e)$

-. 지진시 지지력에 대한 안전율 S.F는 2 이상 ($Q_C / Q_D \geq$ 2.0)

3) 활동에 대한 안정검토

구 분	V (kN)	A'(㎡)	H_C (kN)	H_D (kN)	H_C / H_D	허용안전율	비 고
교 축 방 향	10,091.97	23.22	6,055.18	2,013.03	3.008	1.20	O.K
교축직각방향	10,091.97	42.36	6,055.18	1,681.29	3.602	1.20	O.K

- $H_c = C_b \cdot A' + V \cdot \tan\varnothing_B$ (기초저면이 암지반이면 $\tan\varnothing_B$= 0.6)

  여기서, H_c : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력 (kN)

  C_b : 기초저면과 지반과의 부착력 (= 0.0 kN/㎡)

  A' : 기초저면의 유효재하면적 (㎡)

  $\varnothing_B$: 기초저면과 지반과의 마찰각 (degree) (= 2/3 Ø)

3.4.4 확대기초의 단면력 계산

1) 위험단면 선정

- 휨에 대한 위험단면

  -. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급

  -. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 결정

  교 축 방 향 : X_b^L = 1.580 m

  교축직각방향 : X_b^T = 1.580 m

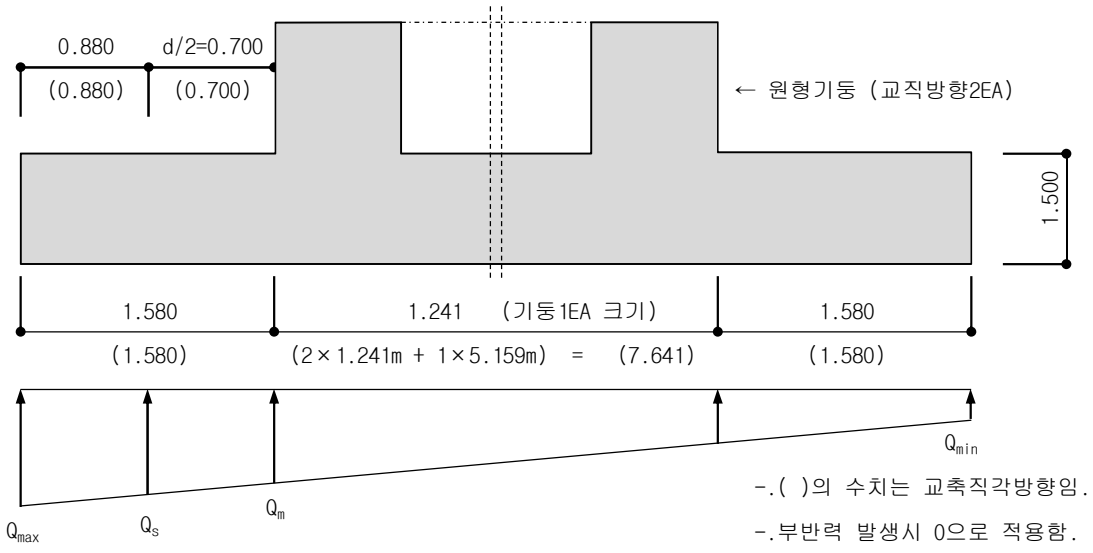
- 전단에 대한 위험단면

  -. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 d/2거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정

  교 축 방 향 : X_V^L = 1.580 - 0.700 = 0.880 m

  교축직각방향 : X_V^T = 1.580 - 0.700 = 0.880 m

2) 지반반력 계산



구 분	작 용 하 중		편 심	교축방향 지반반력(kN/㎡)			
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Qm	Qs
교 축 방 향	11,351.30	10,091.97	1.125	579.383	0.000	295.651	421.384
교축직각방향	5,916.36	10,091.97	0.586	281.541	143.205	261.308	270.274

3) 부재력 산정

구 분	지 반 반 력		기초자중 및 재토하중		검토부재력	
	Mb (KN.m)	V (KN)	Mb (KN.m)	V (KN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
교 축 방 향	604.860	440.158	70.491	49.700	534.369	390.458
교축직각방향	342.845	242.699	70.491	49.700	272.354	192.999

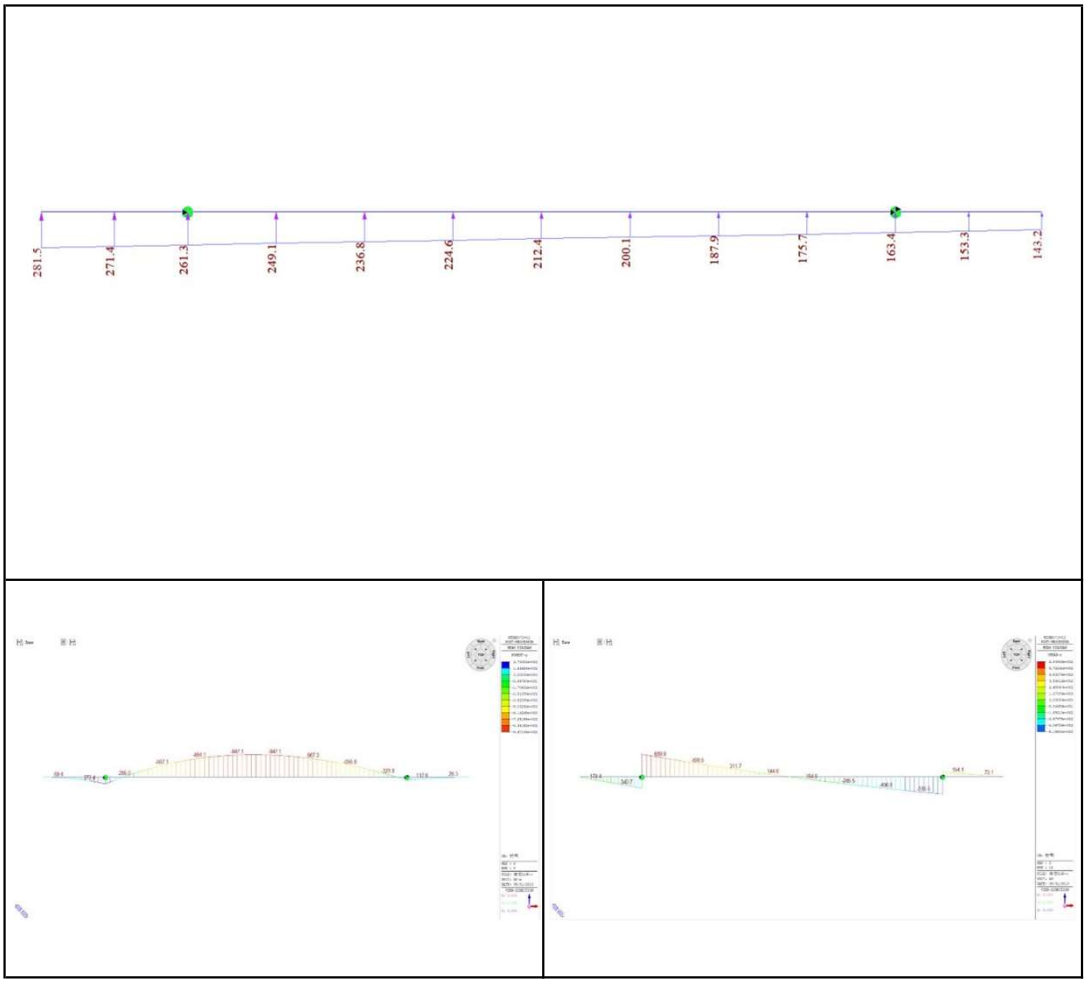
※ 교축직각방향은 켄틸레버부 부재력임

4) 교축직각방향 연속보 해석

○ 연속보 구조해석

-. 기둥을 지지점으로하고 지반반력과 자중이 작용하는 연속보를 해석하여 부재력을 산정한다.

-. 교축방향 단위폭으로 모델링하고 작용하는 모든 하중을 단위폭 당으로 재하하여 해석한다.



절점수(ea)	요소수(ea)	요소단면적A(m^2)	단면2차모멘트I(m^4)	최대모멘트(kN.m)	최대전단력(kN)
13	12	1.500	0.281250	947.105	680.905

5) 확대기초 검토 단면력

구 분	휨모멘트 (kN · m)	전 단 력 (kN)	비 고
교 축 방 향	534.369	390.458	단위폭당 작용 단면력
교축직각방향	947.105	680.905	

3.4.5 확대기초의 단면 평가

1) 교축방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	24 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	534.369 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	390.458 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1500 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	1400 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03853

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00164)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 33.706 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.11048 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003 · (H − a/$\beta 1$ − Dc_min) / (a/$\beta 1$)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D − a/2) = 951051918 N·mm

= 951.052 kN·m ≥ Mu = 534.369 kN·m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 18.837 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 1280.924 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 18.837 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00091 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00122

∴ 필요철근량 req.As = 1280.924 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 1400 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 1143.095 kN

ϕ_v · Vc = 1143.095 kN ≥ Vu = 390.458 kN ∴ 전단철근 필요없음.

사용 전단철근량 : Av = D 16 × 1.667 ea/m = 331.066 ㎟ (간격 s = 600.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 600.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 600.0 mm ∴ O.K

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 231.746 kN

전단강도 검토 ØVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 1374.842 kN ≥ Vu = 390.458 kN ∴ O.K

2) 교축직각방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	24 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	947.105 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	680.905 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1500 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	1400 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03853

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00164)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 33.706 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.11048 ≥ 0.004 ∴ **O.K**

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/$\beta 1$ - Dc_min) / (a/$\beta 1$)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ϕMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 951051918 N·mm

= 951.052 kN·m ≥ Mu = 947.105 kN·m ∴ **O.K**

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 33.564 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 2282.371 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 33.564 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00163 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00217

∴ 필요철근량 req.As = 2282.371 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ **O.K**

철근비검토 : P < Pmin ∴ **N.G**

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 1400 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 1143.095 kN

ϕ_v · Vc = 1143.095 kN ≥ Vu = 680.905 kN ∴ **전단철근 필요없음.**

사용 전단철근량 : Av = D 16 × 1.667 ea/m = 331.066 ㎟ (간격 s = 600.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 600.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 600.0 mm ∴ **O.K**

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 231.746 kN

전단강도 검토 ϕVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 1374.842 kN ≥ Vu = 680.905 kN ∴ **O.K**

3) 확대기초의 단면력 평가

구 분		공급역량	소요역량	안전율	판 정	비 고
교축방향	휨모멘트 (kN·m)	951.05	534.37	1.780	O.K	
	전단력 (kN)	1,374.84	390.46	3.521	O.K	
교축직각방향	휨모멘트 (kN·m)	951.05	947.11	1.004	O.K	
	전단력 (kN)	1,374.84	680.91	2.019	O.K	

3.5 A1 ~ A2 구간 내진성능 평가 결과

- 교 량 명: 송전2교
- 위 치: 경기도 용인시(지진 I 구역)
- 내진등급: 내진 I 등급교
- 지반종류: II
- 설계하중: DB-18
- 연속경간: 25+30+25 = 80.0m
- 교 폭: 11.000m
- 사각/곡률반경: 15 ° /직교

- 내진성능 평가 결과 요약

구 분	내진성능 평가구간 : A1 ~ A2
대상교량 특징	- 상부형식: PSCI - 교대형식: 역T형식 - 교각형식: 라멘식교각 - 교각단면: 원형 (D=1.400m) ☞ 교각P1:1000kN(5EA), 교대A1:1000kN(1EA), 교대A2:1000kN(1EA)
	- 내진성능평가 교각: P1 (고정단) - 교대기초: 확대기초 - 교각기초: 확대기초 - 받침제원: 포트받침
	▣ 교각부: O.K, 기초부: O.K, 받침부: N.G

구 분				공급역량	소요역량	비 고	
고정단 교각부 평가 (Rs = 교축: 1.153, 교직하단: 1, 교직상단: 1)							
기둥부	전단파괴모드 (kN)		교축하단	2,815.944	1,006.513	2.798	O.K
	휨파괴모드(변위연성도)		교축상단	2.9	1.7	1.711	O.K
	휨-전단파괴모드 (kN,m)		교직하단	2.907	1.000	2.907	O.K
	휨-전단파괴모드 (kN,m)		교직상단	2,432.0	1,697.0	1.433	O.K
고정단 교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도(kN · m) (안전율 : 1.5)	교축	22,202.3	11,351.3	1.956	O.K
			교직	54,496.6	5,916.4	9.211	O.K
		지지력(kN/㎡) (안전율 : 2.0)	교축	12,764.2	579.4	22.031	O.K
			교직	17,417.9	281.5	61.866	O.K
		활동(kN) (안전율 : 1.2)	교축	6,055.2	2,013.0	3.008	O.K
			교직	6,055.2	1,681.3	3.602	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트(kN · m)	교축	951.1	534.4	1.780	O.K
			교직	951.1	947.1	1.004	O.K
		전단력(kN)	교축	1,374.8	390.5	3.521	O.K
			교직	1,374.8	680.9	2.019	O.K
받침부 평가 (교각부, 교대부, 교대부)							
P1교각부(kN)		받침본체	교축	650.0	2,003.0	0.325	N.G
			교직	130.0	1,674.5	0.078	N.G
		앵커볼트-강재강도	교축	108.6	400.6	0.271	N.G
			교직	108.6	1,674.5	0.065	N.G
		앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	692.4	2,003.0	0.346	N.G
			교직	136.5	1,674.5	0.082	N.G
		앵커볼트-프라이아웃강도	교축	185.0	400.6	0.462	N.G
			교직	185.0	1,674.5	0.110	N.G

구 분			공급역량	소요역량	비 고	
A1교대부(kN)	받침본체	교축			가동단	O.K
		교직	130.0	703.7	0.185	N.G
	앵커볼트- 강재강도	교축			-	O.K
		교직	108.6	703.7	0.154	N.G
	앵커볼트- Con'c 파괴강도	교축			-	O.K
		교직	329.1	703.7	0.468	N.G
	앵커볼트- 프라이아웃강도	교축			-	O.K
		교직	185.0	703.7	0.263	N.G
A2교대부(kN)	받침본체	교축	650.0	1,714.3	0.379	N.G
		교직	130.0	782.4	0.166	N.G
	앵커볼트- 강재강도	교축	108.6	342.9	0.317	N.G
		교직	108.6	782.4	0.139	N.G
	앵커볼트- Con'c 파괴강도	교축	850.9	1,714.3	0.496	N.G
		교직	329.1	782.4	0.421	N.G
	앵커볼트- 프라이아웃강도	교축	185.0	342.9	0.540	N.G
		교직	185.0	782.4	0.236	N.G
받침지지길이(mm)			1,200	376	3.193	O.K

송전2교

보 강 후 내 진 성 능 평 가

2019. 06

1. 개 요

1.1 교량현황

1.1.1 교량제원

1) 교 량 명 : 송전2교

2) 교 량 등 급 : 1 종 (DB-18)

3) 관 리 주 체 : 경기도 용인시

4) 소 재 지 : 경기도 용인시 처인구 이동면 송전리 779-1

5) 준 공 년 도 : 1997 년

6) 상부구조형식 : PSCI (PSC빔교)

7) 교 량 연 장 : 80.000 m (=25+30+25)

8) 교 량 폭 원 : 11.000 m

9) 받 침 형 식 : 탄성받침

10) 교 각 형 식 : 라멘식 교각 (기둥 2 EA, 직경 D = 1.400 m)

- 축방향철근 배근상태 : D25 (30 EA (1 단))
- 축방향철근 겹침이음 : 무
- 피 복 두 께 : 125 mm
- 횡방향철근 배근상태 : D13 @ 150 mm

11) 교 대 형 식

- A1 교대 : 역T형식 교대
- A2 교대 : 역T형식 교대

12) 기 초 형 식

- 교 대 : 확대기초 (A1, A2)
- 교 각 : 확대기초 (P1 ~ P2)

1.1.2 사용재료

1) 콘크리트 바닥판

콘크리트 : fck = 27.0 MPa , Ec = 26,702 MPa

철 근 : fy = 400.0 MPa , Es = 200,000 MPa

2) 거 더 (강 거 더)

주부재 강종 : SM490

부부재 강종 : SM400

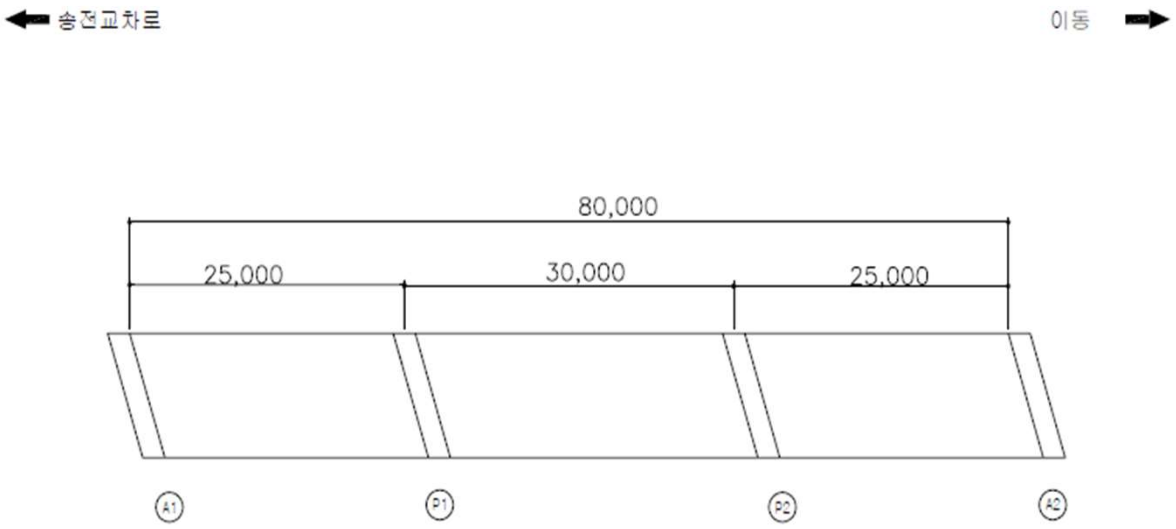
탄성계수 Es : 205,000 MPa

3) 하부구조

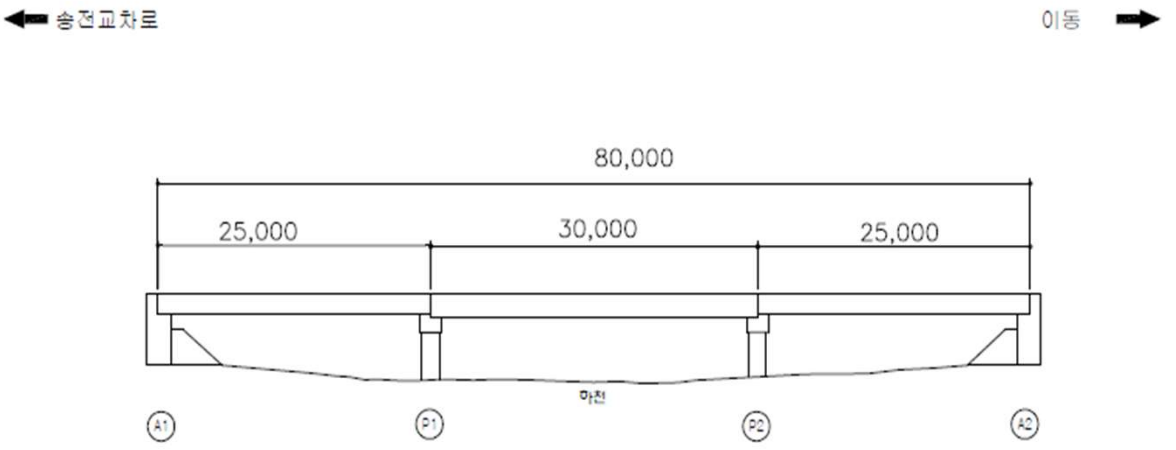
콘크리트 : fck = 24.0 MPa , Ec = 25,811.0 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000.0 MPa

1.1.3 대상교량 종 · 평면도

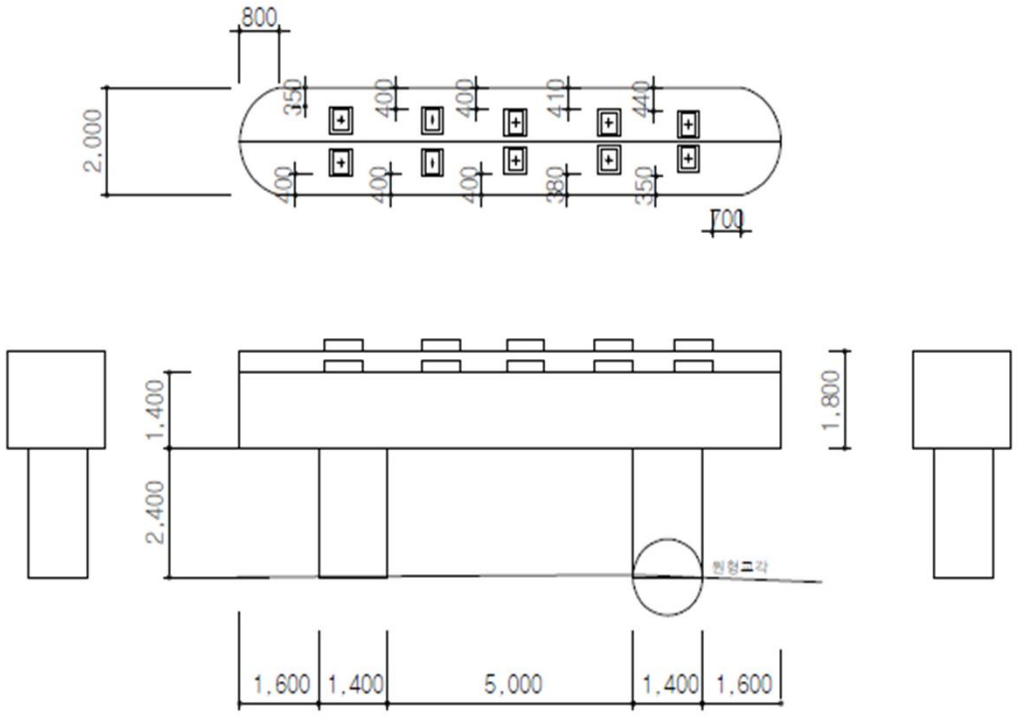


송전2교 평면도



송전2교 종단면도

1.1.5 교각 1(고정단) 일반도



송전2교 교각 1 일반도

1.3 내진설계상수

1) 내 진 등 급 : 내진 Ⅰ 등급 교량

2) 지진구역계수 : 0.110 - 지진구역Ⅰ, 경기도 용인시

3) 위험도 계수 (I) : 1.400

4) 가속도 계수 (A) : 0.154

5) 지 반 계 수 (S) : 1.200 (지반종류 : Ⅱ)

6) 고유치해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

8) 받 침 형 식 : 교 대 부 - 탄성받침 (1000 kN)

교 각 부 - 탄성받침 (1000 kN)

1.4 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	-
	콘크리트 모델	MANDER 모델	-
	철근 모델	PARK 모델	-
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS	-
탄성지진력 산정	모델	3차원 프레임해석 모델	-
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성 스프링 모델	-
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	-
	질량산정	상부 고정하중은 분포질량으로, 하부 고정하중은 단위질량으로 입력	-
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS	-

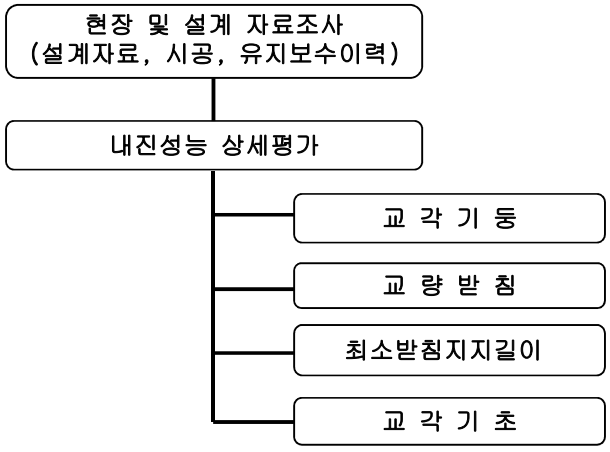
1.5 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능 상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능 상세 평가기준은 상부 구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 '기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



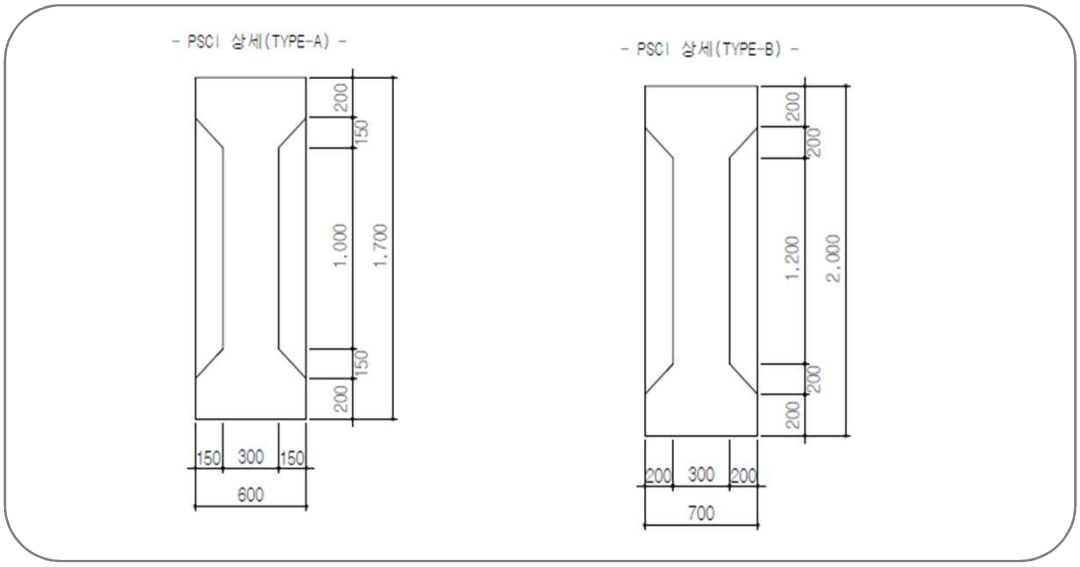
2. A1 ~ A2 구간 탄성지진력

2.1 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

- 해석대상 교량은 PSCI (PSC빔교)교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침은 실제 거동특성과 일치되도록 NL Link를 사용하여 모델링하였다.
- 교각기둥의 강성은 축하중 산정시 전체강성을 적용 후 지진해석시 항복 유효강성을 적용하였다.

2.1.1 상부구조 특성

가. 상부구조 단면특성



구 분	A (m^2)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	비 고
TYPE-A	0.6750	0.022168	0.206981	0.011981	
TYPE-B	0.8400	0.030413	0.373330	0.018967	

나. 2차 고정하중

1) 포 장 : 0.6160 m^2 x 23.0 kN/m^3 = 14.1680 kN/m

2) 상부슬래브 : 2.7500 m^2 x 25.0 kN/m^3 = 68.7500 kN/m

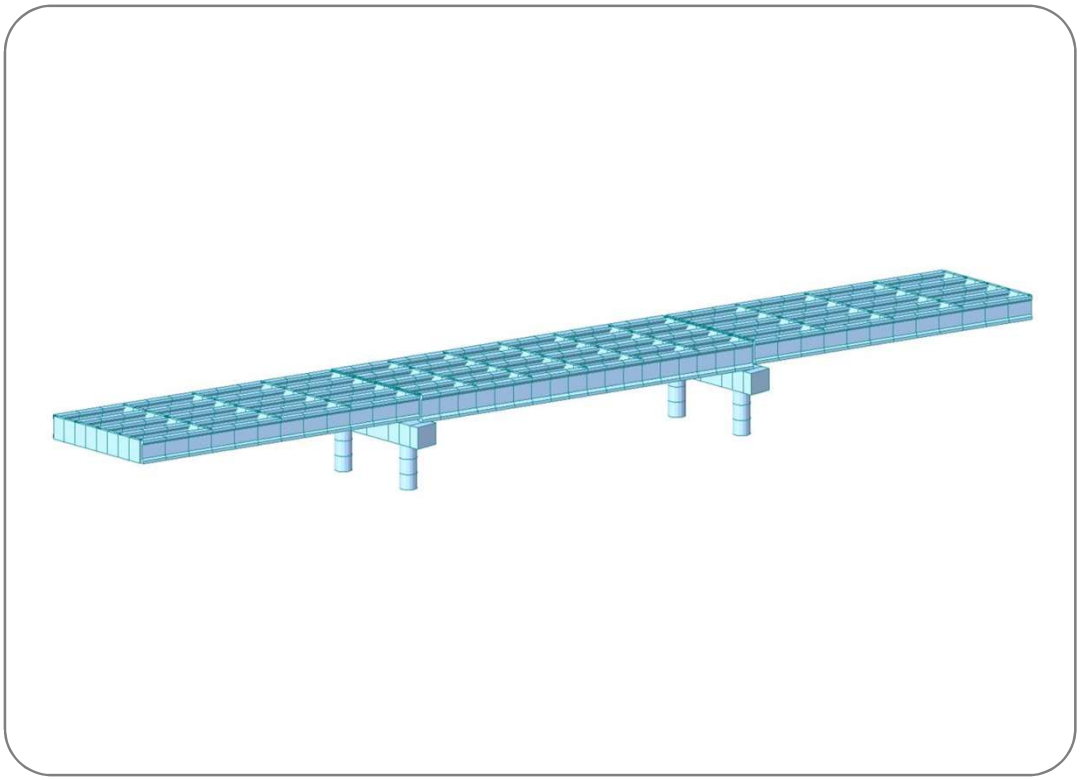
3) 보 도 부 : 0.4815 m^2 x 25.0 kN/m^3 x 2.0 ea = 24.0750 kN/m

4) 난 간 : 1.0 kN/m x 2.0 ea = 2.0000 kN/m

2.1.2 교각 단면 특성

구 분	A (m^2)	H (m)	콘크리트 fck	철근 fy	주철근 직경	비 고
교각 P1	1.539	4.800	24 MPa	300 MPa	D 25	하단기준

2.1.3 구조해석 모델



2.1.4 자중해석에 의한 축력 산정

1) 교량 받침부 반력(교각 상부 축력)

(단위 : kN)

받침번호	A1	P1(A1)	P1(A2)	P2(A1)	P2(A2)	A2	합 계
1	506.8	536.1	684.3	719.0	505.1	539.8	
2	544.3	694.5	866.8	875.9	688.2	544.6	
3	550.2	257.2	429.0	426.5	259.6	550.2	
4	544.2	692.8	877.5	870.8	696.5	545.1	
5	539.5	504.3	717.5	683.0	535.4	505.1	
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
소 계	2,685	2,685	3,575	3,575	2,685	2,685	17,890

2) 교량 하부 축하중

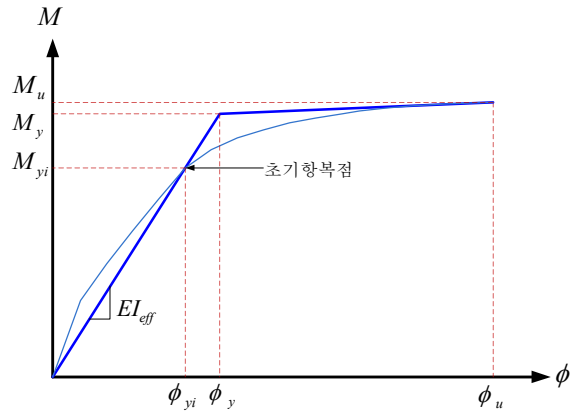
(단위 : kN)

구 분	P1-1	P1-2	P2-1	P2-2		비 고
교각하부	3,690.2	3,703.5	3,700.3	3,693.5		P1 선정

2.2 교각 P1 모멘트-곡률 해석

2.2.1 개요

- 교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성을 산정하기 위하여 단면해석프로그램인 "MIDAS civil"을 통해 앞에서 구한 축력의 효과를 고려하여 아래 그림과 같은 모멘트-곡률 관계곡선을 산정한다.



< 모멘트 - 곡률 관계 곡선 >

여기서 ..

M_{yi} : 초기항복시의 초기항복휨강도

M_y : 항복시의 항복휨강도

M_u : 극한시의 휨강도

$Ø_{yi}$: 초기항복시 곡률

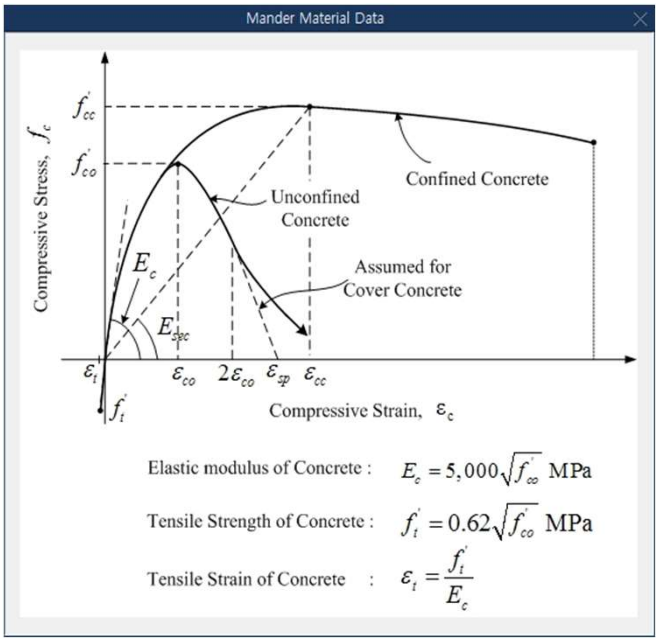
$Ø_y$: 항복시 곡률

$Ø_u$: 극한시 곡률

- 대상부재의 모멘트-곡률 관계곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선을 산정하고 초기항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형율이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다.
  단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

2.2.2 콘크리트 모델 : Mander Concrete Model

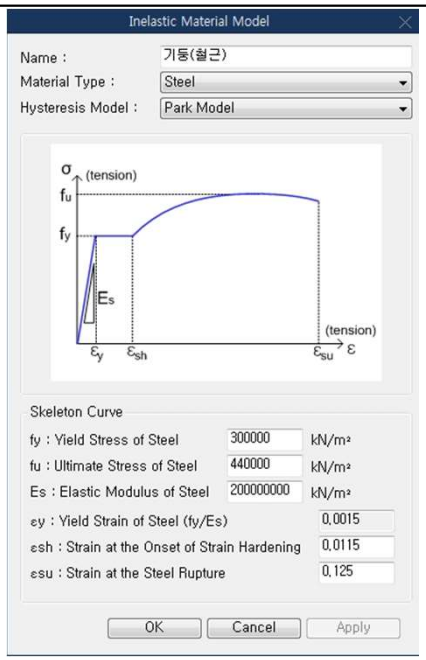
설계강도 f_{ck} (MPa)	최대압축강도 $f'_{co} = f'_{cc}$ (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_{cy} = 0.7\varepsilon_{cc}$		최대변형률 $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}$		극한변형률 ε_{cu}		탄성계수 E_c (MPa)
		교축	교직	교축	교직	교축	교직	
24	24	0.0028	0.0028	0.0040	0.0040	0.0040	0.0040	25,811



Concrete Model

2.2.3 철근모델 : Parabolic Strain Hardening Steel Model

항복강도 f_y (MPa)	극한강도 f_{su} (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_y = f_y / E_s$	경화시변형률 ε_{sh}	극한변형률 ε_{su}	탄성계수 E_s (MPa)	비 고
300	440	0.0015	0.0115	0.1250	200,000	



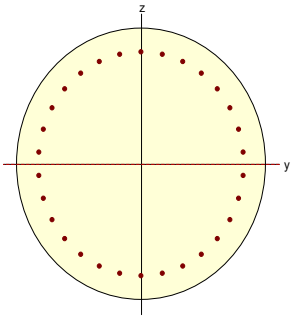
Steel Model

2.2.4 모멘트-곡률 해석 결과

1) 교축방향 해석

① 교각 하단부

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^{L} = 3,185.6	Φ_{yi}^{L} = 0.001965	
항 복 시	M_{y}^{L} = 4,067.1	Φ_{y}^{L} = 0.002509	
극 한 시	M_{u}^{L} = 4,165.9	Φ_{u}^{L} = 0.011226	



Axial Force (kN) : 3703.5

Neutral Axis Angle : 0

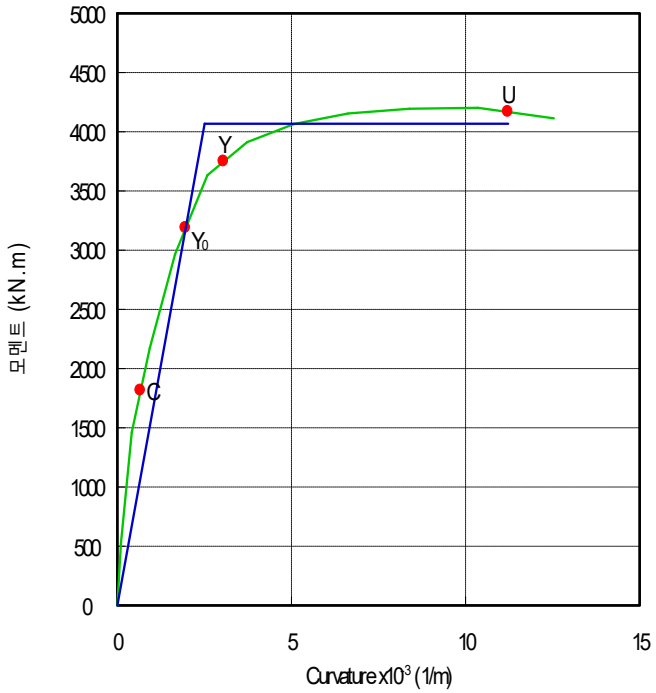
Concrete Height (m) : 1.4

Concrete Width (m) : 1.4

Concrete Area (m^2) : 1.53938

Rebar Area (m^2) : 0.015201

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >

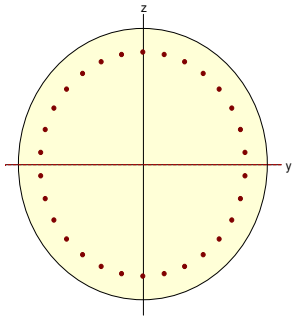


< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축방향 해석) >

2) 교축직각방향 해석

① 교각 하단부

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^T = 3,194.6	Φ_{yi}^T = 0.001973	
항 복 시	M_y^T = 4,070.2	Φ_y^T = 0.002513	
극 한 시	M_u^T = 4,191.5	Φ_u^T = 0.011285	



Axial Force (kN) : 3703.5

Neutral Axis Angle : 90

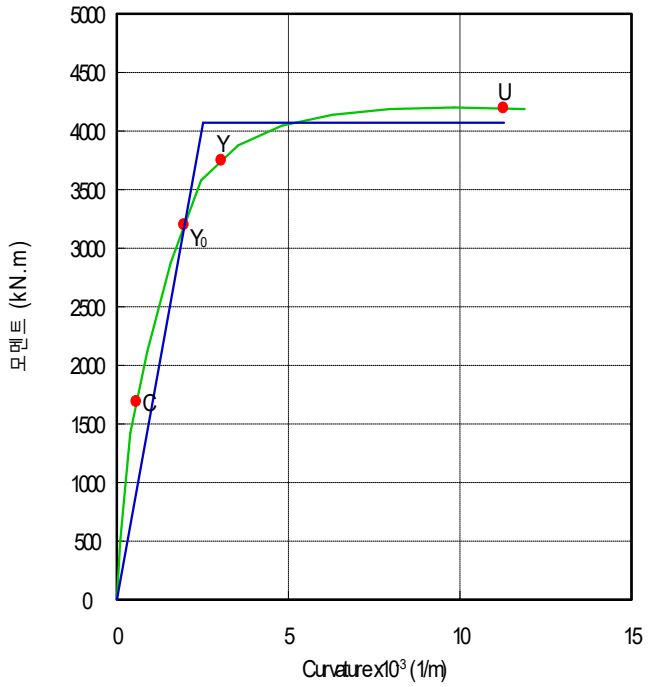
Concrete Height (m) : 1.4

Concrete Width (m) : 1.4

Concrete Area (m^2) : 1.53938

Rebar Area (m^2) : 0.015201

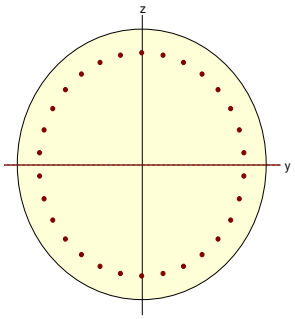
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축직각방향 해석) >

② 교각 상단부

구 분	모멘트 (kN·m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^T = 3,161.48	Φ_{yi}^T = 0.001965	
항 복 시	M_y^T = 4,038.34	Φ_y^T = 0.002510	
극 한 시	M_u^T = 4,152.92	Φ_u^T = 0.011397	



Axial Force (kN) : 3618.0

Neutral Axis Angle : 90

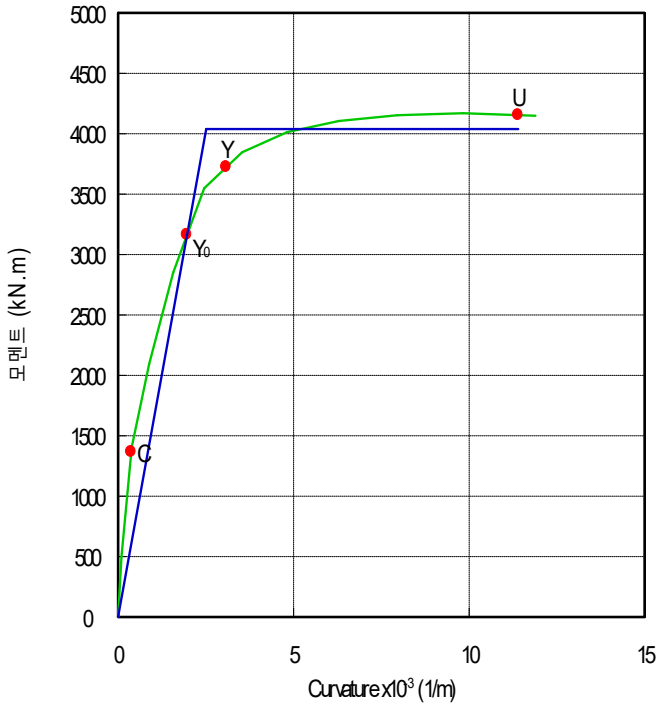
Concrete Height (m) : 1.4

Concrete Width (m) : 1.4

Concrete Area (m^2) : 1.53938

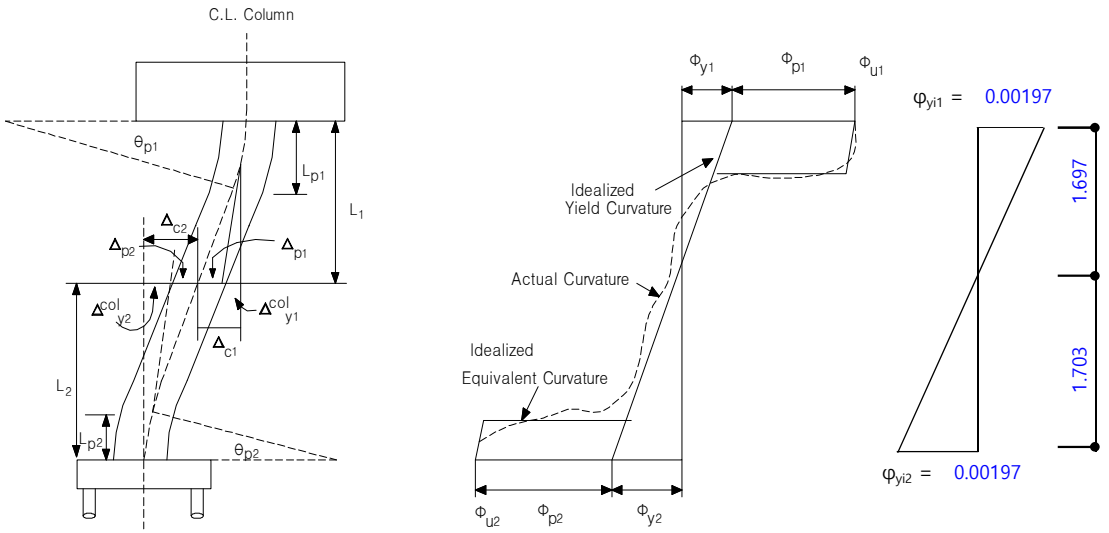
Rebar Area (m^2) : 0.015201

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축직각방향 해석) >

③ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산정



< 이중곡률 변형에 따른 거동 특성 >

-. 교축직각방향 상단 He = 기둥길이(L) × φ_{yi1} / (φ_{yi1} + φ_{yi2})

= 3.400 × 0.00197 / (0.00197 + 0.00197) = 1.697 m

-. 교축직각방향 하단 He = 기둥길이(L) × φ_{yi1} / (φ_{yi1} + φ_{yi2})

= 3.400 × 0.00197 / (0.00197 + 0.00197) = 1.703 m

2.2.5 교각 기둥의 유효단면2차모멘트 산정

○ 모멘트-곡률 관계곡선의 기울기로 구한 항복유효강성값을 콘크리트 탄성계수로 나누어 구함

○ 기둥의 유효강성적용은 탄성지지력 산정시 "붕괴방지수준"에 적용

1) 교축방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{L} = \frac{M_y^{L}}{\Phi_y^{L}} = \frac{4,067.1}{0.002509 \times 1000} = 1,621.0 \ m^4$$

2) 교축직각방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{T} = \frac{M_y^{T}}{\Phi_y^{T}} = \frac{4,070.2}{0.002513 \times 1000} = 1,619.4 \ m^4$$

3) 유효단면2차모멘트

-. 교 축 방 향 : $I_{eff}^{L} = E_c I_{eff}^{L} / E_c =$ 0.062804 m^4 (0.33305 I_g)

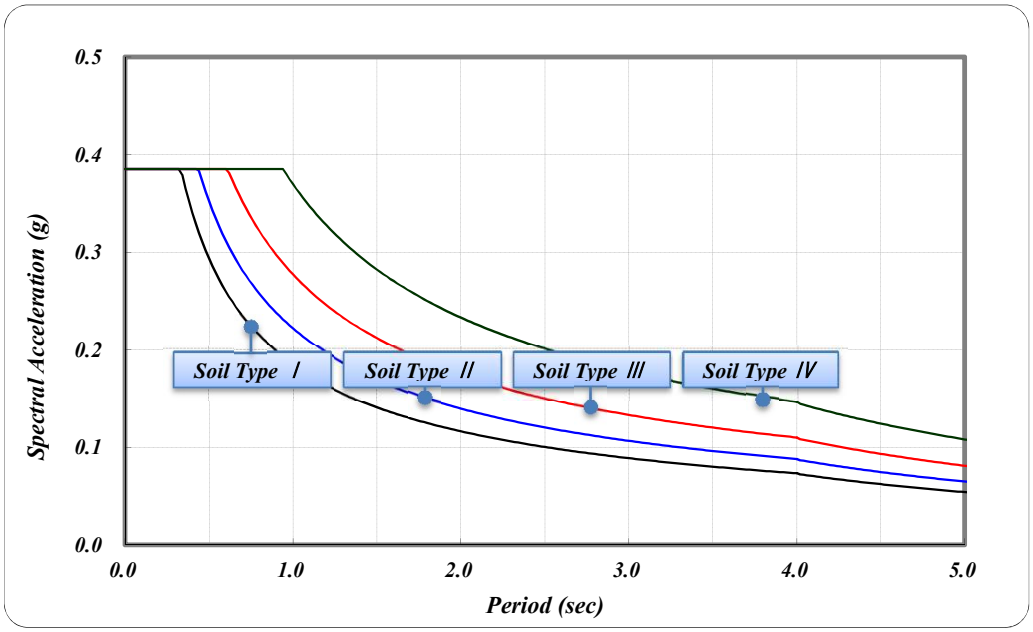
-. 교축직각방향 : $I_{eff}^{T} = E_c I_{eff}^{T} / E_c =$ 0.062740 m^4 (0.33271 I_g)

2.3 지진해석에 의한 탄성지지력 산정

○ 교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

2.3.1 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- 가속도 계수 A = 0.154 g
- 지 반 계 수 S = 1.200 (지반종류 Ⅱ)

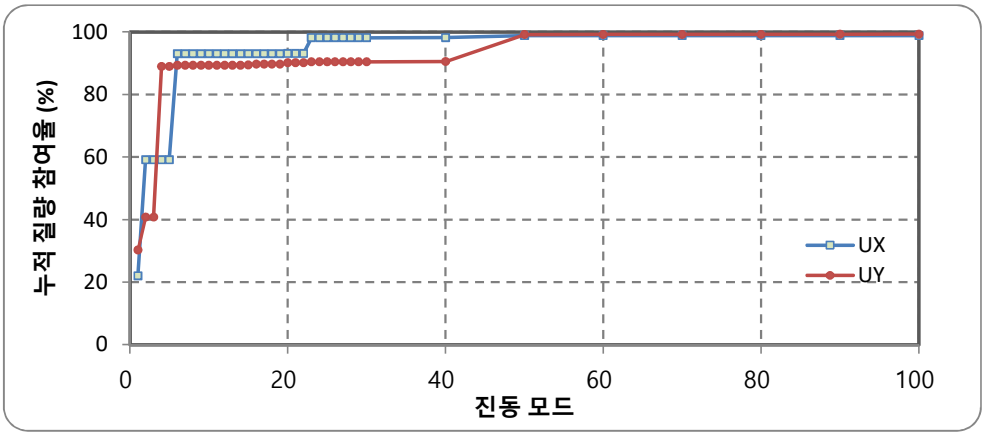


2.3.2 지진해석 결과

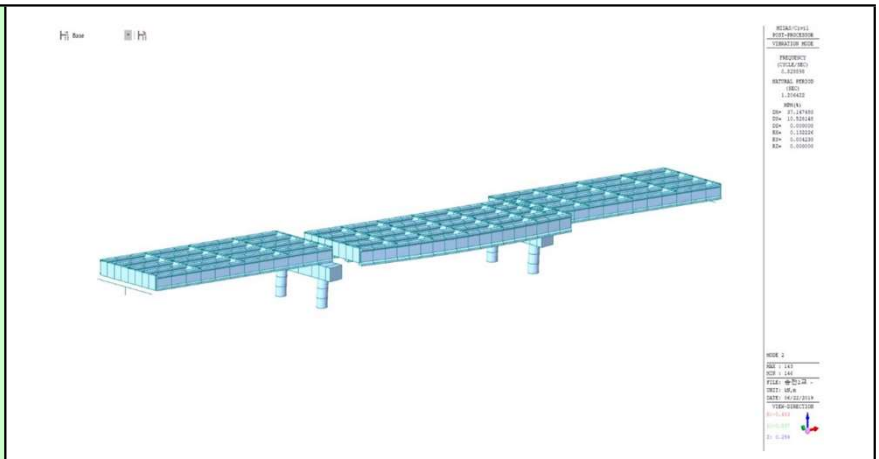
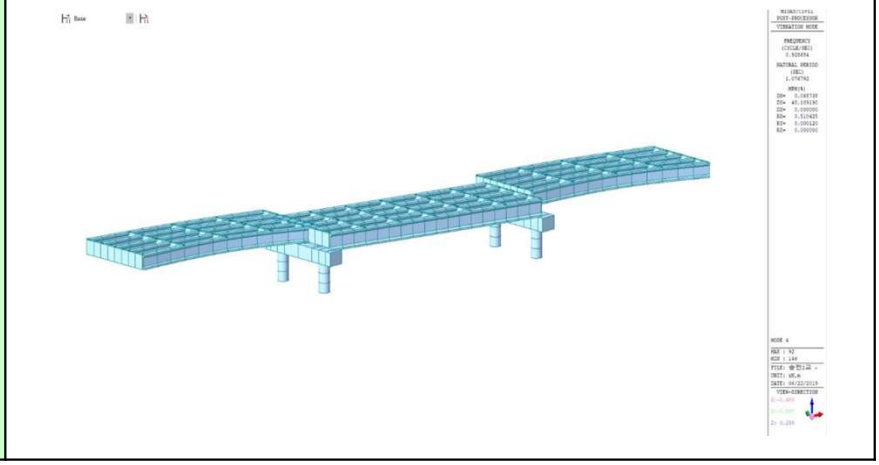
1) 고유치 해석결과 (Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비 고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	1.249	21.940	30.260	0.000	21.940	30.260	0.000	
2	1.206	37.150	10.530	0.000	59.090	40.790	0.000	교축모드
3	1.079	0.000	0.000	0.000	59.090	40.790	0.000	
4	1.077	0.070	48.190	0.000	59.150	88.980	0.000	교직모드
5	1.011	0.000	0.000	0.000	59.150	88.980	0.000	
6	1.002	33.850	0.330	0.000	93.010	89.310	0.000	
7	0.724	0.000	0.000	0.010	93.010	89.310	0.010	
8	0.640	0.020	0.010	0.000	93.030	89.320	0.010	
9	0.640	0.000	0.000	0.020	93.030	89.320	0.030	
10	0.403	0.000	0.000	29.420	93.030	89.320	29.450	
11	0.356	0.000	0.000	0.000	93.030	89.320	29.450	
12	0.356	0.000	0.000	40.740	93.030	89.320	70.200	
13	0.345	0.000	0.040	0.000	93.030	89.360	70.200	
14	0.308	0.000	0.000	0.000	93.030	89.360	70.200	
15	0.308	0.000	0.080	0.000	93.030	89.440	70.200	
16	0.236	0.020	0.260	0.000	93.050	89.700	70.200	
17	0.226	0.000	0.000	0.010	93.050	89.700	70.210	
18	0.226	0.000	0.000	0.000	93.050	89.700	70.210	
19	0.226	0.000	0.000	0.000	93.050	89.700	70.210	
20	0.226	0.030	0.420	0.000	93.080	90.120	70.210	
21	0.205	0.000	0.000	0.000	93.080	90.120	70.220	
22	0.200	0.000	0.000	0.000	93.080	90.120	70.220	
23	0.199	5.050	0.290	0.000	98.120	90.410	70.220	
24	0.140	0.000	0.000	0.000	98.120	90.410	70.220	
25	0.140	0.000	0.000	0.000	98.130	90.410	70.220	
26	0.140	0.000	0.000	0.000	98.130	90.410	70.220	
27	0.110	0.000	0.000	0.000	98.130	90.410	70.220	
28	0.110	0.000	0.000	0.000	98.130	90.410	70.220	
29	0.109	0.010	0.000	0.000	98.130	90.410	70.220	
30	0.105	0.000	0.000	0.000	98.130	90.410	70.220	
40	0.084	0.000	0.000	0.000	98.150	90.540	70.240	
50	0.077	0.000	0.000	0.000	98.770	99.160	70.240	
60	0.074	0.000	0.000	0.000	98.770	99.170	70.240	
70	0.066	0.000	0.000	0.000	98.770	99.170	70.250	
80	0.056	0.000	0.000	1.660	98.770	99.180	71.910	
90	0.041	0.000	0.000	0.000	98.770	99.260	83.610	
100	0.030	0.000	0.010	0.000	98.780	99.290	86.890	
110	0.022	0.000	0.000	1.670	98.790	99.310	93.990	
130	0.004	0.220	0.020	0.000	99.980	99.890	99.460	
150	0.002	0.000	0.010	1.000	100.000	99.980	99.860	

* 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90% 이상이 되도록 모드수를 결정하였다.



2) 주요 모드 형상 (Mode Shape)

교축방향 (T = 1.2064 sec)	
교축직각방향 (T = 1.0768 sec)	

3) 복합모드 해석결과 (D+E)

• 교축방향(X방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	49.435	550.710	-	4.645	51.600	-	교각상단 받침
P1-1	25.812	520.475	2,493.901	3.835	121.862	497.357	교각하단 기둥
P1-2	25.812	522.935	2,499.647	3.835	123.755	501.324	교각하단 기둥
P2-1	24.789	522.935	2,499.647	3.536	123.755	501.324	교각하단 기둥
P2-2	24.789	520.475	2,493.901	3.536	121.862	497.357	교각하단 기둥
A2	48.437	550.710	-	4.645	51.600	-	교각상단 받침

• 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	6.139	64.500	-	48.121	539.050	-	교각상단 받침
P1-1	12.889	109.098	625.898	47.404	541.804	1,088.825	교각하단 기둥
P1-2	12.889	119.355	650.886	47.404	543.302	1,092.342	교각하단 기둥
P2-1	13.545	119.356	650.886	47.332	543.302	1,092.342	교각하단 기둥
P2-2	13.545	109.099	625.898	47.332	541.804	1,088.825	교각하단 기둥
A2	6.139	64.500	-	48.121	539.050	-	교각상단 받침

• 탄성받침 1개당 최대발생력(kN)

구분	교축방향 지진하중 재하시		교축직각방향 지진하중 재하시		비 고
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	
A1	111.220	10.450	13.810	108.270	
P1	165.060	39.890	36.780	139.840	
P2	165.060	39.890	36.780	139.840	
A2	111.220	10.450	13.810	108.270	

• 탄성받침 1개당 최대발생변위(mm)

구분	교축방향 지진하중 재하시		교축직각방향 지진하중 재하시		비 고
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	
A1	49.435	4.645	6.139	48.121	
P1	25.812	3.835	12.889	47.404	
P2	24.789	3.536	13.545	47.332	
A2	48.437	4.645	6.139	48.121	

4) 교각 P1 복합모드 해석결과

부 재 력	교축방향 작용력		교축직각방향 작용력	
	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
기둥상단축력(kN)	3,617.998		3,617.998	
기둥하단축력(kN)	3,703.543		3,703.543	
상 단 변 위 (mm)	25.812	3.835	12.889	47.404
상단 전단력 (kN)	521.266	122.239	117.741	539.286
하단 전단력 (kN)	522.935	123.755	119.355	543.302
상단모멘트(kN · m)	1,316.872	433.254	474.940	575.604
하단모멘트(kN · m)	2,499.647	501.324	650.886	1,092.342

여기서, $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

5) 교각 P1 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부 재 력	하중 경우 1 (Comb 1)		하중 경우 2 (Comb 2)	
	$[F_E^L]_{com\ 1}$	$[F_E^T]_{com\ 1}$	$[F_E^L]_{com\ 2}$	$[F_E^T]_{com\ 2}$
기둥상단축력(kN)	3,617.998		3,617.998	
기둥하단축력(kN)	3,703.543		3,703.543	
상 단 변 위 (mm)	29.679	18.056	20.633	48.555
상단 전단력 (kN)	556.588	284.025	274.121	575.958
하단 전단력 (kN)	558.742	286.746	276.236	580.429
상단모멘트(kN · m)	1,459.354	605.935	870.002	705.580
하단모멘트(kN · m)	2,694.913	829.027	1,400.780	1,242.739

여기서, $[F_E]_{com\ 1} = 1.0\times[F_E]_L + 0.3\times[F_E]_T$, $[F_E]_{com\ 2} = 0.3\times[F_E]_L + 1.0\times[F_E]_T$

6) 교각 P1 조합지진력

부 재 력	교축방향지진력	교축직각방향지진력	기 호
	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	
기둥상단축력(kN)	3,617.998	3,617.998	P
기둥하단축력(kN)	3,703.543	3,703.543	P_{bot}
상 단 변 위 (mm)	29.679	48.555	$[\Delta_E]_{comb}$
상단 전단력 (kN)	556.588	575.958	$[V_E]_{comb,Top}$
하단 전단력 (kN)	558.742	580.429	$[V_E]_{comb,Bot}$
상단모멘트(kN · m)	1,459.354	705.580	$[M_E]_{comb,Top}$
하단모멘트(kN · m)	2,694.913	1,242.739	$[M_E]_{comb,Bot}$

여기서, $[F_E^L]_{comb} = MAX\{[F_E^L]_{com\ 1}, [F_E^L]_{com\ 2}\}$, $[F_E^T]_{comb} = MAX\{[F_E^T]_{com\ 1}, [F_E^T]_{com\ 2}\}$

3. A1 ~ A2 구간 구성요소의 내진성능 평가

3.1 교각의 내진성능 평가

3.1.1 교각 P1 형식 특성값

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
교각 기둥의 거동형태	켄틸레버식	라멘식	
콘크리트 극한변형률 ε_{co}	0.0040	0.0040	
교 각 높 이 H (m)	4.800	3.400	교직-코핑제외높이
교각유효높이 He (m)	1.975 / 1.425	1.697 / 1.703	상단 He / 하단 He
진 동 주 기 (sec)	1.2064	1.0768	해석결과

3.1.2 교각 P1 의 휨성능 곡선

3.1.2.1 휨단면강도 산정

○ 단면강도는 외부에서 작용하는 수평하중에 대하여 부재가 지지할 수 있는 최대능력(강도)을 의미한다

○ 하중작용점의 높이 : 교 축 방 향 - 기둥 변곡점까지의 높이

교축직각방향 - 기둥 변곡점까지의 높이

1) 교축방향

-. 기둥하단

- $F^L_y = M^L_y / H_e{}^L$ = 4,067.09 / 1.425 = 2,853.673 kN
- $F^L_f = M^L_n / H_e{}^L$ = 4,165.88 / 1.425 = 2,922.989 kN

2) 교축직각방향

-. 기둥하단

- $F^T_y = M^T_y / H_e{}^T$ = 4,070.21 / 1.703 = 2,389.732 kN
- $F^T_f = M^T_n / H_e{}^T$ = 4,191.53 / 1.703 = 2,460.963 kN

-. 기둥상단

- $F^T_y = M^T_y / H_e{}^T$ = 4,038.34 / 1.697 = 2,379.985 kN
- $F^T_f = M^T_n / H_e{}^T$ = 4,152.92 / 1.697 = 2,447.512 kN

여기서, F^L_y, F^T_y : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

F^L_f, F^T_f : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

M^L_y, M^T_y : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN-m)

M^L_n, M^T_n : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN-m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

- 교축방향 - 교각의 상단높이 적용(즉 교각높이로 적용)
- 교축직각방향 - 질량중심을 고려한 값 적용.

3.1.2.2 교각의 휨성능 곡선

○ 교각의 항복 및 극한시 변위는 비선형해석 또는 단면해석을 통하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 단, Caltrans에서는 하중단계에 따른 곡률분포를 등가소성힌지길이의 중심으로 한 2개의 직선으로 이상화하여 간략하게 평가할 수 있도록 하였다.

○ 소성변형과 관련 변수들의 기하학적인 특성을 이용하면 다음과 같은 관계를 구할 수 있다.

1) 교 축 방 향 - 기둥하단

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^L = \dfrac{\varnothing_y^L \, H_e^2}{3} = \dfrac{0.002509 \times 1.425^2}{3} = 0.001699$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^L = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 1.425 + 0.022 \times 300 \times 0.0254 = 0.282$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0254 = 0.335$ m

- $\theta_p^L = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^L = (0.011226 - 0.002509) \times 0.335 = 0.002923$

- $\Delta_p^L = (M_u^L / M_y^L - 1) \cdot \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2)$

  $= \left(\dfrac{4,166}{4,067} - 1 \right) \times 0.001699 + 0.002923 \times \left(1.425 - \dfrac{0.282}{2} \right)$

  $= 0.00379$ m

여기서, L_p : 등가소성힌지길이(m) θ_p : 소성회전각

f_y : 축방향철근 항복강도(MPa) d_{bl} : 교각 기둥의 축방향철근 직경(mm)

③ 극한변위(Δ_u)

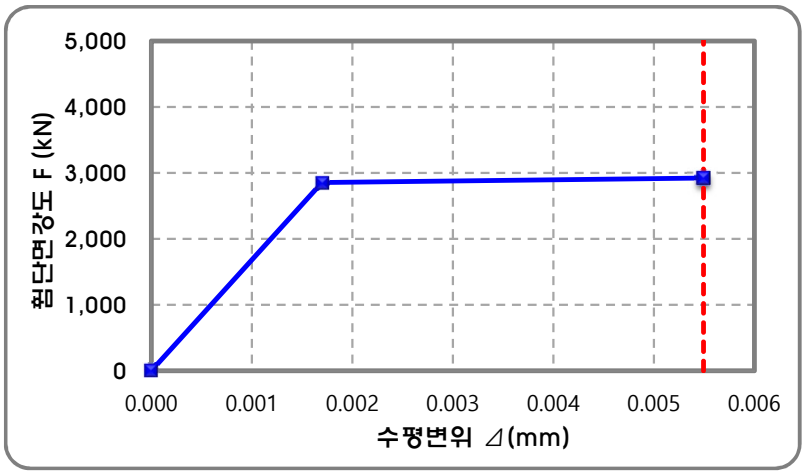
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.001699 + 0.003795 = 0.005494$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c}^L = \dfrac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \dfrac{0.005494}{0.001699} = 3.234$ (제한없음)

  $= 3.234$

⑤ 휨성능 곡선



3) 교축직각방향 - 기둥하단

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^T = \dfrac{\varnothing_y^T H_e^2}{3} = \dfrac{0.002513 \times 1.703^2}{3} = 0.002430$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 1.703 + 0.022 \times 300 \times 0.0254 = 0.304$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0254 = 0.335$ m
- $\theta_p^T = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^T = (0.011285 - 0.002513) \times 0.335 = 0.002941$
- $\Delta_p^T = (M^T_u / M^T_y - 1) \cdot \Delta^T_y + \theta_p^T (H^T_e - L^T_p / 2)$

  $= \left(\dfrac{4,192}{4,070} - 1 \right) \times 0.002430 + 0.002941 \times \left(1.703 - \dfrac{0.304}{2} \right)$

  $= 0.00463$ m

③ 극한변위(Δ_u)

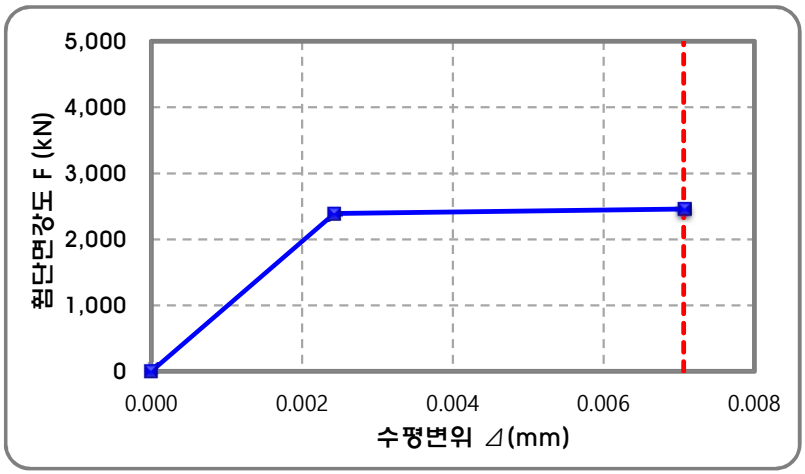
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.002430 + 0.004634 = 0.007065$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu^T_{\Delta c} = \dfrac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \dfrac{0.007065}{0.002430} = 2.907$ (제한없음)

  $= 2.907$

⑤ 휨성능 곡선



4) 교축직각방향 - 기둥상단

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^T = \dfrac{\varnothing_y^T \, H_e^2}{3} = \dfrac{0.002510 \times 1.697^2}{3} = 0.002409$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^T = 0.08\, H_e + 0.022\, f_y\, d_{bl} = 0.08 \times 1.697 + 0.022 \times 300 \times 0.0254 = 0.303$ m
  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0254 = 0.335$ m
- $\theta_p^T = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^T = (0.011397 - 0.002510) \times 0.335 = 0.002979$
- $\Delta_p^T = (M^T_u / M^T_y - 1) \cdot \Delta^T_y + \theta_p^T (H^T_e - L^T_p / 2)$

  $= \left(\dfrac{4,153}{4,038} - 1 \right) \times 0.002409 + 0.002979 \times \left(1.697 - \dfrac{0.303}{2} \right)$

  $= 0.00467$ m

③ 극한변위(Δ_u)

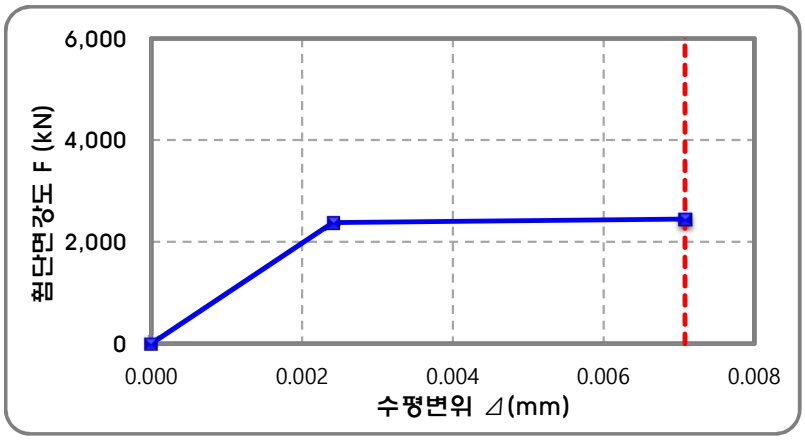
- $\Delta_u^T = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.002409 + 0.004672 = 0.007081$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu^T_{\Delta c} = \dfrac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \dfrac{0.007081}{0.002409} = 2.939$ (제한없음)

  $= 2.939$

⑤ 휨성능 곡선



3.1.3 교각 P1 의 전단성능 곡선

1) 교축방향 - 기둥하단

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \le 2.0$ 인 경우

  V_c = k √(f_{ck}) A_e = 0.300 × √(24) × 1.232 = 1,809.9 kN

  Δ = μ_Δ · Δ_y = 2.0 × 0.001699 = 0.003398 m

  여기서, A_e : 유효 단면적 = 1.232 m^2 (Ae = 0.8×Agross)

  k = 0.300 (k = 0.3 - 0.1 ($\mu\Delta$ - 2), 단 $\mu\Delta \le 2.0$ 이면 k = 0.3)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \ge 5.0$ 인 경우

  V_c = k √(f_{ck}) A_e = 0.000 × √(24) × 1.232 = 0.0 kN

  Δ = μ_Δ · Δ_y = 5.0 × 0.001699 = 0.008494 m

  여기서, k = 0.000 (k = 0.3 - 0.1 ($\mu\Delta$ - 2), 단 $\mu\Delta \le 2.0$ 이면 k = 0.3)

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

- V_s = (π Av_1 fy D' / 2S) + (Av_2 fy D' / S)

  $$= \frac{\pi \times 126.7 \times 300 \times 1.188}{2 \times 150} + \frac{0.0 \times 300 \times 1.188}{150} = 472.9 \text{ kN}$$

  여기서, A_{v1} = 126.7 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 Hoop철근의 단면적) => (D13×1ea)

  A_{v2} = 0.0 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 내부구속철근 단면적)

  D' = D(기둥폭) - 2c(피복) + 축방향철근직경 + 횡방향철근직경

  = 1,400 - 2 × 125 + 25.4 + 12.7 = 1188.1 mm (횡철근 중심간 거리)

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

- $V_p = 0.15 \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{3{,}618.0 \times 1.400}{1.425} = 533.1$ kN

  여기서, P = 3,618.0 kN (구조해석에서 산정된 최소 계수축력)

  h = 1.400 m (=D) L_s = 1.425 m (=He)

④ 교각의 전단강도(V_n)

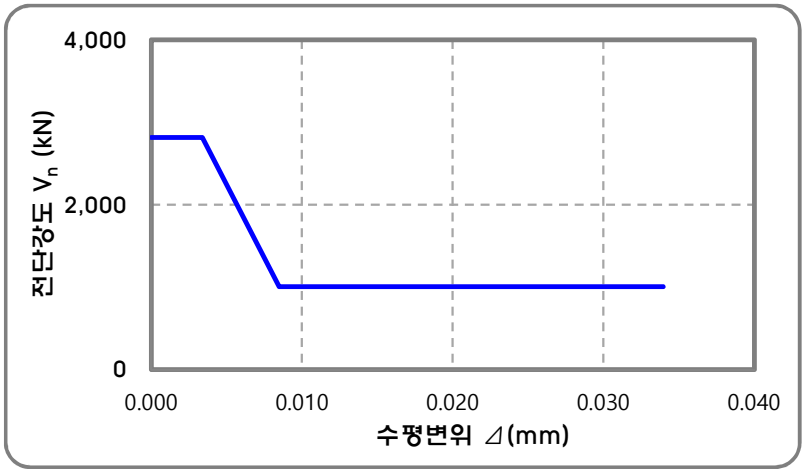
- μ_Δ = 2.0 인 경우

  V_n = V_c + V_s + V_p = 1,809.9 + 472.9 + 533.1 = 2,815.9 kN

- μ_Δ = 5.0 인 경우

  V_n = V_c + V_s + V_p = 0.0 + 472.9 + 533.1 = 1,006.0 kN

⑤ 전단성능 곡선



3) 교축직각방향 - 기둥하단

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우

  V_c = k √(f_{ck}) A_e = 0.300 × √(24) × 1.232 = 1,809.9 kN

  Δ = μ_Δ · Δ_y = 2.0 × 0.002430 = 0.004861 m

  여기서, A_e : 유효 단면적 = 1.232 m^2 (Ae = 0.8×Agross)

  k = 0.300 (k = 0.3 - 0.1 ($\mu\Delta$ - 2), 단 $\mu\Delta \leq 2.0$ 이면 k = 0.3)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \geq 5.0$ 인 경우

  V_c = k √(f_{ck}) A_e = 0.000 × √(24) × 1.232 = 0.0 kN

  Δ = μ_Δ · Δ_y = 5.0 × 0.002430 = 0.012152 m

  여기서, k = 0.000 (k = 0.3 - 0.1 ($\mu\Delta$ - 2), 단 $\mu\Delta \leq 2.0$ 이면 k = 0.3)

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

- V_s = (0.5π Av_1 fy D' / S) + (Av_2 fy D' / S)

  $$= \frac{0.5\pi \times 126.7 \times 300 \times 1.188}{150} + \frac{0.0 \times 300 \times 1.188}{150} = 472.9 \text{ kN}$$

  여기서, A_{v1} = 126.7 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 Hoop철근의 단면적) => (D13×1ea)

  A_{v2} = 0.0 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 내부구속철근 단면적)

  D' = D(기둥폭) - 2c(피복) + 축방향철근직경 + 횡방향철근직경

  = 1,400 - 2 × 125 + 25.4 + 12.7 = 1188.1 mm (횡철근 중심간 거리)

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

- $V_p = 0.15 \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{3,618.0 \times 1.400}{1.703} = 446.1$ kN

여기서, P = 3,618.0 kN (구조해석에서 산정된 최소 계수축력)

h = 1.400 m (=D) L_s = 1.703 m (=He)

④ 교각의 전단강도(V_n)

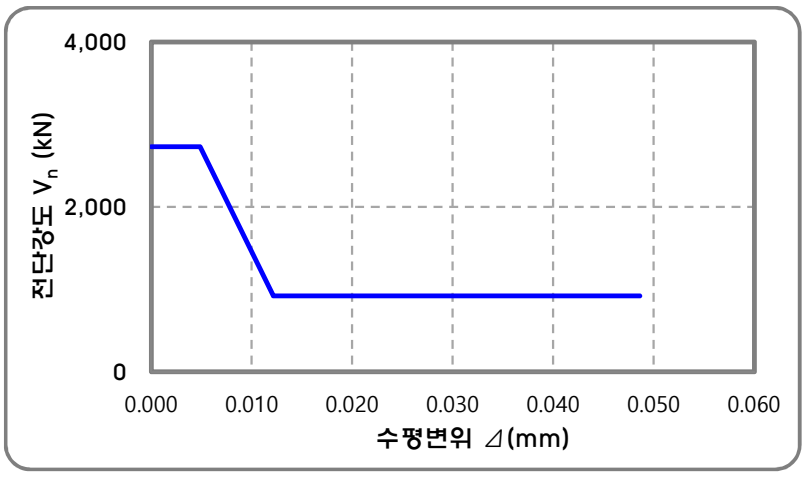
- μ_Δ = 2.0 인 경우

$V_n = V_c + V_s + V_p$ = 1,809.9 + 472.9 + 446.1 = 2,728.9 kN

- μ_Δ = 5.0 인 경우

$V_n = V_c + V_s + V_p$ = 0.0 + 472.9 + 446.1 = 919.0 kN

⑤ 전단성능 곡선



4) 교축직각방향 - 기둥상단

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우

$V_c = k\sqrt{(f_{ck})}\,A_e$ = 0.300 × √(24) × 1.232 = 1,809.9 kN

$\Delta = \mu_\Delta \cdot \Delta_y$ = 2.0 × 0.002409 = 0.004818 m

- 변위연성도 $\mu_\Delta \geq 5.0$ 인 경우

$V_c = k\sqrt{(f_{ck})}\,A_e$ = 0.000 × √(24) × 1.232 = 0.0 kN

$\Delta = \mu_\Delta \cdot \Delta_y$ = 5.0 × 0.002409 = 0.012046 m

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

- $V_s = (0.5\pi\, Av_1\, fy\, D' / S) + (Av_2\, fy\, D' / S)$

$$= \frac{0.5\pi \times 126.7 \times 300 \times 1.188}{150} + \frac{0.0 \times 300 \times 1.188}{150} = 472.9 \text{ kN}$$

여기서, A_{v1} = 126.7 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 Hoop철근의 단면적) => (D13×1ea)

A_{v2} = 0.0 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 내부구속철근 단면적) => (D16×0ea)

D' = D(기둥폭) - 2c(피복) + 축방향철근직경 + 횡방향철근직경

= 1,400 - 2 × 125 + 25.4 + 12.7 = 1188.1 mm (횡철근 중심간 거리)

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

- $V_p = 0.15 \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{3{,}618.0 \times 1.400}{1.697} =$ 447.8 kN

여기서, P = 3,617.998 kN (구조해석에서 산정된 최소 계수축력)

h = 1.400 m (=D) L_s = 1.697 m (=He)

④ 교각의 전단강도(V_n)

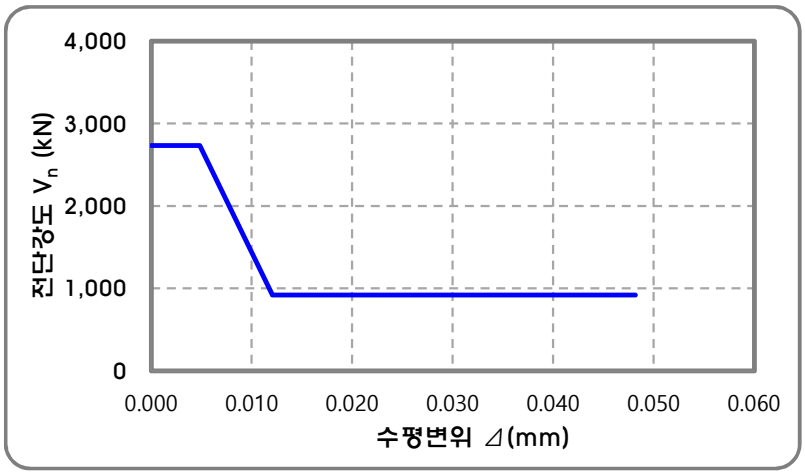
- μ_Δ = 2.0 인 경우

$V_n = V_c + V_s + V_p$ = 1,809.9 + 472.9 + 447.8 = 2,730.6 kN

- μ_Δ = 5.0 인 경우

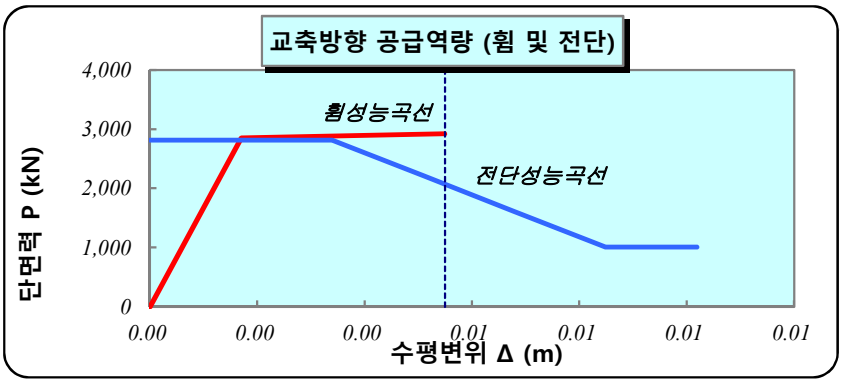
$V_n = V_c + V_s + V_p$ = 0.0 + 472.9 + 447.8 = 920.7 kN

⑤ 전단성능 곡선

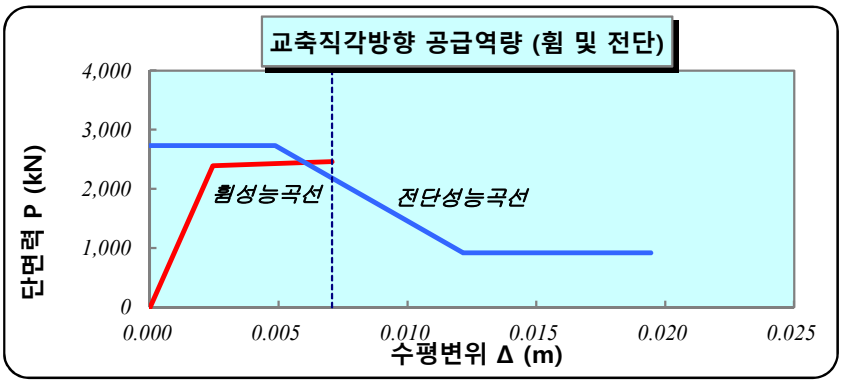


3.1.4 교각 P1 의 파괴모드 결정

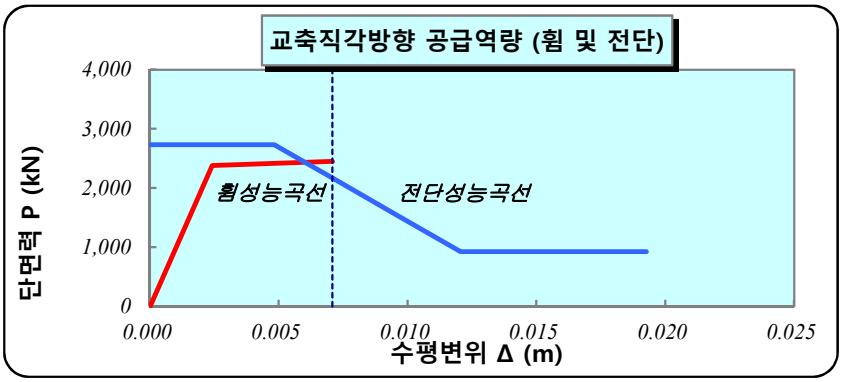
1) 교 축 방 향 - 기둥하단 : **전단 파괴모드**



3) 교축직각방향 - 기둥하단 : **휨-전단 파괴모드**



4) 교축직각방향 - 기둥상단 : **휨-전단 파괴모드**



5) 교각의 파괴모드

⇒ 교각 P1의 교축방향은 교각의 연성거동 이전에 전단파괴가 먼저 발생하는 '전단파괴모드'이며

교축직각방향은 휨항복 후 연성파괴 이전에 전단파괴가 발생하는 '휨-전단파괴 모드'로 지배된다.

3.1.5 교각 P1 의 내진성능 평가

○ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구 분	지 반 종 류				비 고
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	
Ts	0.3300	0.4400	0.6100	0.9400	도로교설계기준 2004
1.25 Ts	0.4125	0.5500	0.7625	1.1750	

1) 교축방향 (기둥하단) : 전단 파괴모드

(1) 전단소요역량 산정

- F^{L}_{pd} = $V^{L}_{E,comb}$ = 558.7 kN

(2) 내진성능평가

- 공 급 역 량 : F^{L}_{C} = 2,815.9 kN
- 소 요 역 량 : F^{L}_{d} = 558.7 kN
- 내진성능평가 : $\frac{F^{L}_{C}}{F^{L}_{d}} = \frac{2,815.9}{558.7}$ = 5.040 ≥ 1.0 **∴ O.K**

3) 교축직각방향 (기둥하단) : 휨-전단 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P \cdot \Delta_E$ = 1,242.7 + 3,618.0 × 0.0243 = 1,330.6 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 1,330.6 kN · m
- M_y = 4,163.8 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 **∴ 탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_S}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_S}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 1.0768 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가

- 공 급 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta C}$ = 2.907
- 소 요 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta d}$ = 1.000
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^{L}_{\Delta C}}{\mu^{L}_{\Delta d}} = \frac{2.907}{1.000}$ = 2.907 ≥ 1.0 **∴ O.K**

(4) 전단소요역량 산정

- F^{T}_{pd} = $V^{T}_{E,comb}$ = 580.4 kN

(5) 전단 내진성능평가

- 공 급 역 량 : F^{L}_{C} = 2,444.7 kN
- 소 요 역 량 : F^{L}_{d} = 580.4 kN
- 내진성능평가 : $\frac{F^{L}_{C}}{F^{L}_{d}} = \frac{2,444.7}{580.4}$ = 4.212 ≥ 1.0 ∴ 0.K

4) 교축직각방향 (기둥상단) : 휨-전단 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P \cdot \Delta_E$ = 705.6 + 3,618.0 × 0.0243 = 793.4 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 793.4 kN · m
- M_y = 4,126.7 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 ∴ 탄성영역에서 거동

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_S}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_S}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 1.0768 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가

- 공 급 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta C}$ = 2.939
- 소 요 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta d}$ = 1.000
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^{L}_{\Delta C}}{\mu^{L}_{\Delta d}} = \frac{2.939}{1.000}$ = 2.939 ≥ 1.0 ∴ 0.K

(4) 전단소요역량 산정

- F^{T}_{pd} = $V^{T}_{E,comb}$ = 1,697.0 kN

(5) 전단 내진성능평가

- 공 급 역 량 : F^{L}_{C} = 2,432.0 kN
- 소 요 역 량 : F^{L}_{d} = 1,697.0 kN
- 내진성능평가 : $\frac{F^{L}_{C}}{F^{L}_{d}} = \frac{2,432.0}{1,697.0}$ = 1.433 ≥ 1.0 ∴ 0.K

3.2 교량 받침의 내진성능 평가

3.2.1 교각 P1 받침평가 (최대 지진력 발생 교각부)

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.1.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 135.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 135.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 135.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 135.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MIN [F^L_n, $[V^L_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) / 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [2,923.0 , 556.6] × 2 / 10 = 111.3 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MIN [F^T_n, $[V^T_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [2,461.0 , 576.0] × 2 / 10 = 115.2 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{135.0}{111.3} = 1.213 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{135.0}{115.2} = 1.172 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 60.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 60.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
전단변위 (mm)	29.68	18.06	20.63	48.55

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [29.68 , 20.63] = 29.68 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [18.06 , 48.55] = 48.55 mm

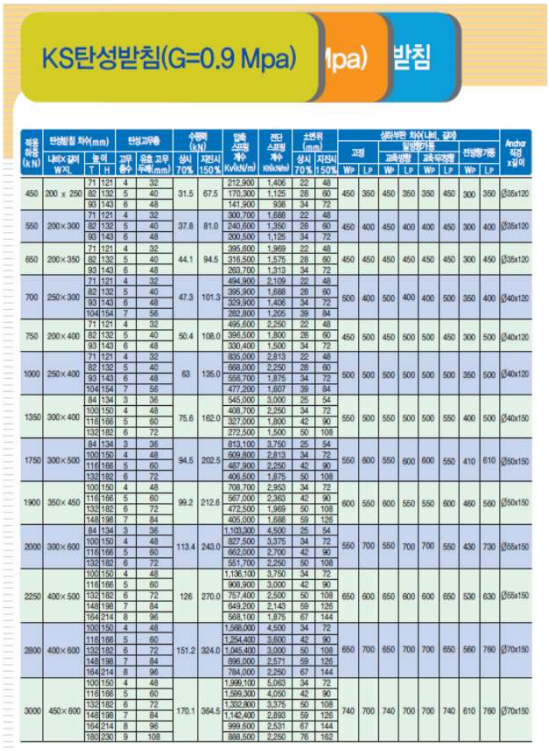
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{60.00}{29.68} = 2.022 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{60.00}{48.55} = 1.236 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격



제품 하중 (kN)	탄성받침 치수(mm) 내외× 길이 W×L	높이 T	H	보강 층수	유효 고무 두께(mm)	수평력 (kN) 상시 70%	지진시 150%	압축 스프링 계수 KN/m/m	전단 스프링 계수 KN/m/m	수평변위 (mm) 상시 70%	지진시 150%	상부부반 치수(나비, 길이) 고정 Wp	Lp	활동받침 Wp	Lp	교축방향 Wp	Lp	직각방향 Wp	Lp	Anchor 직경 x길이
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	450	300	350	Ø35x120	
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60									
		93	143	6	48			141,900	938	34	72									
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	450	300	400	Ø35x120	
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60									
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72									
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120	
		82	132	5	40			316,500	1,575	28	60									
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72									
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	500	350	400	Ø40x120	
		82	132	5	40			395,900	1,688	28	60									
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72									
		104	154	7	56			282,800	1,205	39	84									
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	495,500	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120
		82	132	5	40			396,500	1,800	28	60									
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72									
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	835,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		82	132	5	40			668,000	2,250	28	60									
		93	143	6	48			556,700	1,875	34	72									
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84									
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	550	400	500	Ø40x150	
		100	150	4	48			408,700	2,250	34	72									
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90									
		132	182	6	72			272,500	1,500	50	108									
1750	300×500	84	134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100	150	4	48			609,800	2,813	34	72									
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90									
		132	182	6	72			406,500	1,875	50	108									
1900	350×450	100	150	4	48	99.2	212.6	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	600	460	560	Ø50x150	
		116	166	5	60			567,000	2,363	42	90									
		132	182	6	72			472,500	1,969	50	108									
		148	198	7	84			405,000	1,688	59	126									
2000	300×600	84	134	3	36	113.4	243.0	1,103,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø65x150
		100	150	4	48			827,500	3,375	34	72									
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90									
		132	182	6	72			551,700	2,250	50	108									
2250	400×500	100	150	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø65x150
		116	166	5	60			908,900	3,000	42	90									
		132	182	6	72			757,400	2,500	50	108									
		148	198	7	84			649,200	2,143	59	126									
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144									
2800	400×600	100	150	4	48	151.2	324.0	1,568,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,254,400	3,600	42	90									
		132	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108									
		148	198	7	84			896,000	2,571	59	126									
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144									
3000	450×600	100	150	4	48	170.1	364.5	1,999,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,599,300	4,050	42	90									
		132	182	6	72			1,332,800	3,375	50	108									
		148	198	7	84			1,142,400	2,893	59	126									
		164	214	8	96			999,800	2,531	67	144									
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	162									

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 24 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \frac{F^{L}_{B,D}}{n^{L}_{B}} = \frac{111.3}{1} = 111.3$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \frac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{115.2}{1} = 115.2$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \frac{434.3}{111.3} = 3.901 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \frac{434.3}{115.2} = 3.770 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)

○ $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b$

여기서, A_{Vc} : 단일앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vc} = [\ 1.5 \cdot C_{a1} + \sum S_i + 1.5 \cdot C_{a1}\ ] \times 1.5 C_{a1}$ ($C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$, $h_a \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우)

A_{Vco} : 연단거리 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vco} = 4.5 \cdot C_{a1}^2$

$\varphi_{ed,V}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 1.0$

$C_{a2} < 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\ (\ C_{a2} / 1.5 C_{a1}\ )$

$\varphi_{c,V}$: 콘크리트 균열 및 보조철근 유무에 따른 전단강도 수정계수

비균열 콘크리트 또는 보조철근과 100mm이하 간격의 스터럽 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.4$

균열콘크리트 : 보조철근 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.2$, 보조철근 미사용시 $\varphi_{c,V} = 1.0$

V_b : 균열 콘크리트에서 전단을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트파괴강도, N

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

$V_b = 0.7\ (\ l_e / d_o\ )^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ ($d_0 \geq 10$㎜, 헤드스터드, 헤드볼트, 갈고리볼트)

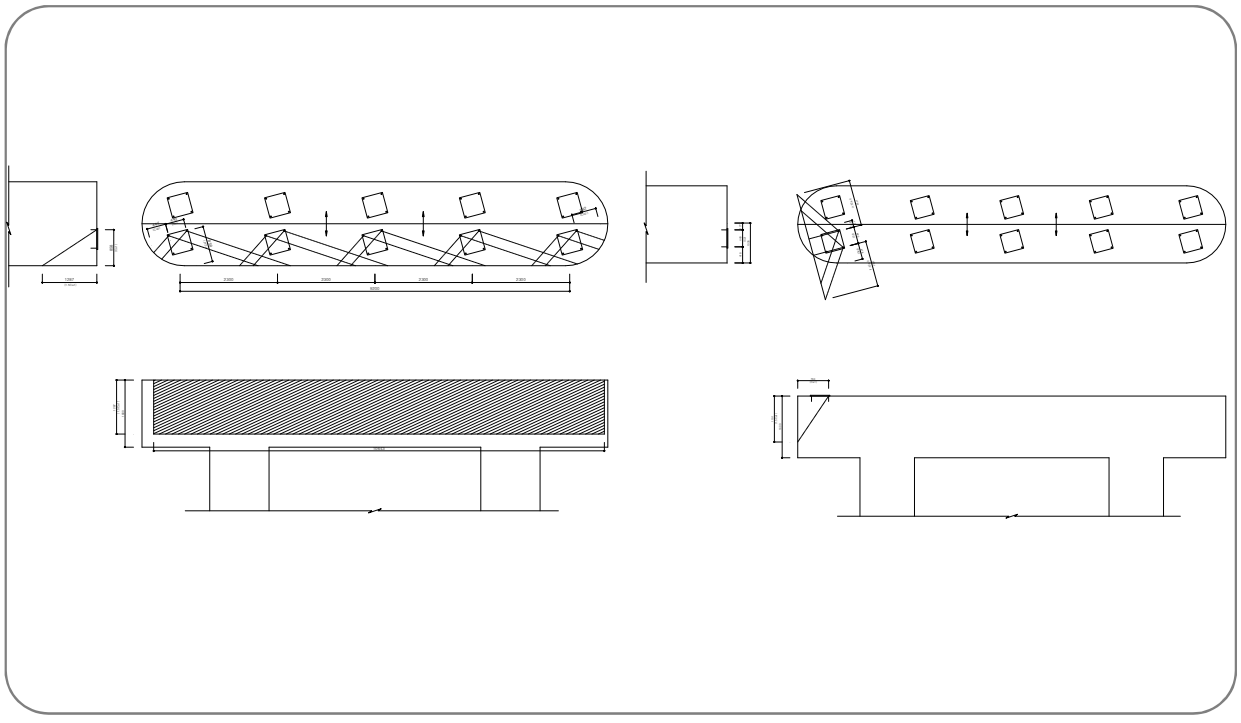
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

C_{a2} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

S_1 : 하중 작용 직각방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

S_2 : 하중 작용 방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

h_a : 앵커가 정착되는 기초(코핑)콘크리트 두께, ㎜



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (447 + 9,614 + 582) × 1,287 = 13,697,541 mm^2

  여기서, C_{a1} = 858 mm , C_{a1}' = 858 mm

  C_{a21} = 447 mm , C_{a22} = 582 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 9,614 mm , S_{max} = 1,878 mm , h_a = 1,600 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 858 ^{2} = 3,312,738 mm^2

∴ A_{Vc} ≥ n·A_{Vco} = 2 × 3,312,738 = 6,625,476 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{6,625,476}{3,312,738} \times 0.804 \times 1.00 \times 582 = 936.1$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.804 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 582 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 320] = 120 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (418 + 440 + 177) × 1,191 = 1,232,685 mm^2

  여기서, C_{a1} = 794 mm , C_{a1}' = 794 mm

  C_{a21} = 418 mm , C_{a22} = 177 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 440 mm , S_{max} = 440 mm , h_a = 1,600 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 794 ^{2} = 2,836,962 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 2,836,962 = 5,673,924 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{1,232,685}{2,836,962} \times 0.745 \times 1.00 \times 518 = 167.6$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.745 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 518 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 320] = 120 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 0.5C_{a1} 과 0.3C_{a2} 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as}$ = n_{as}·$\varnothing_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 9922.7 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as}$ = n_{as}·$\varnothing_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 618.5 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , $V^L_{s,as}$) = MAX (936.1 , 0.0) = 936.1 kN

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (167.6 , 0.0) = 167.6 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AC,D} = F^{L}_{AS,D} \times n^{L}_{B} = 111.3 \times 5 = 556.6$ kN ($n^{L}_{B} = 5$)
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} = 115.2 \times 1 = 115.2$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^{L}_{cbg}}{F^{L}_{AC,D}} = \frac{936.1}{556.6} = 1.682 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \frac{167.6}{115.2} = 1.455 \geq 1.0$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)

○ $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$

여기서, k_{cp} : 콘크리트 프라이아웃 강도 계수

$h_{ef} < 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 1.0$

$h_{ef} \geq 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 2.0$

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커그룹의 콘크리트 파괴강도, N

○ $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$

여기서, A_{Nc} : 인장강도 산정을 위한 단일앵커 또는 앵커그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nc} = [2\times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_1] \times [2 \times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_2]$ ($C_{a1} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$, $C_{a2} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우)

A_{Nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도 산정을 위한 단일앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nco} = 9 \cdot h^2_{ef}$

$\varphi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 대한 인장강도 수정계수

$C_{a,min} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,N} = 1.0$

$C_{a,min} < 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 (C_{a,min} / 1.5 h_{ef})$

$\varphi_{c,N}$: 균열유무에 따른 인장강도 수정계수 (균열제어 철근 배근시 비균열 콘크리트로 간주)

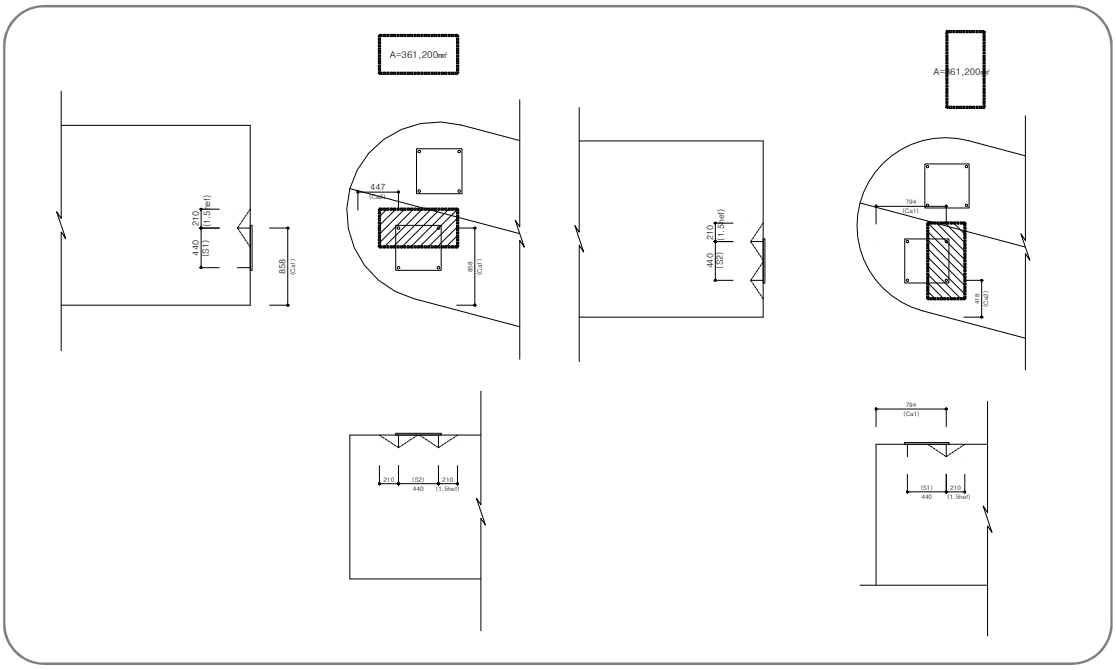
비균열 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.25$: 선설치 앵커, $\varphi_{c,N} = 1.40$: 후설치 앵커

균열(폭 0.3mm초과) 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.0$

N_b : 인장력을 받는 단일앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N

$N_b = k_c \sqrt{fck} \cdot h^{1.5}_{ef}$ ($k_c = 10$: 선설치앵커, $k_c = 7$: 후설치앵커)

$N_b = 3.9 \sqrt{fck} \cdot h^{5/3}_{ef}$ ($280 \leq h_{ef} \leq 635$㎜ 인 헤드스터드와 헤드볼트)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 361,200 mm^2

  여기서, C_{a11} = 585 mm , C_{a12} = 585 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 447 mm , C_{a22} = 582 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120.0 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600.0 mm^2

∴ A_{Nc} ≥ $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 45.1 = 90.2$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = $7.0 \times \sqrt{24} \times 120.0^{1.5}$ = 45.1 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 90.2 = 180.3 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 361,200 mm^2

  여기서, C_{a11} = 794 mm , C_{a12} = 794 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 418 mm , C_{a22} = 177 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600.0 mm^2

∴ A_{Nc} ≥ $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 0.995 \times 1.00 \times 45.1 = 89.7$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N} = 0.995$ (Ca,min < 1.5·hef 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca,min / 1.5hef))

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{24} \times 120.0^{1.5} = 45.1$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 89.7 = 179.4$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX (V^L_{cpg} , V^L_{s,at}) = MAX (180.3 , 0.0) = 180.3$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX (V^T_{cpg} , V^T_{s,at}) = MAX (179.4 , 0.0) = 179.4$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 111.3 \times 1 = 111.3$ kN ($n^L_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 115.2 \times 1 = 115.2$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{180.3}{111.3} = 1.620 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{179.4}{115.2} = 1.558 \geq 1.0$ ∴ O.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	111.3	O.K 3.901	434.3	115.2	O.K 3.770
콘크리트전단파괴	936.1	556.6	O.K 1.682	167.6	115.2	O.K 1.455
프라이아웃 파괴	180.3	111.3	O.K 1.620	179.4	115.2	O.K 1.558

3.2.2 교대 A1 받침평가

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.2.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 135.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 135.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 135.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 135.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	115.36	42.93	47.18	111.41

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [115.4 , 47.2] = 115.4 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [42.9 , 111.4] = 111.4 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{135.0}{115.4} = 1.170 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{135.0}{111.4} = 1.212 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.2.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 60.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 60.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	51.28	19.08	20.97	49.51

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [51.28 , 20.97] = 51.28 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [19.08 , 49.51] = 49.51 mm

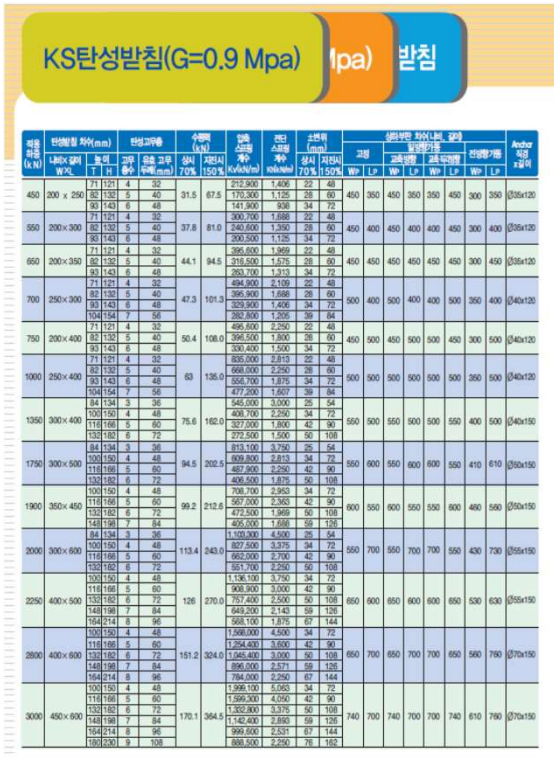
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{60.00}{51.28} = 1.170 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{60.00}{49.51} = 1.212 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.2.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격



제품 표기 (± kN)	본체 W×L (mm)	높이 T	높이 H	고무 층수	고무 두께 (mm)	수평력 (kN) 상시 70%	수평력 (kN) 지진시 150%	압축 스프링 계수 (kN/mm)	전단 스프링 계수 (kN/mm)	스트로크 (mm) 상시 70%	스트로크 (mm) 지진시 150%	상판부판 치수(L, 폭) 고정 Wp	고정 Lp	일반단가동 교축방향 Wp	일반단가동 교축방향 Lp	일반단가동 교축직각방향 Wp	일반단가동 교축직각방향 Lp	전방향가동 Wp	전방향가동 Lp	Anchor 직경 x 길이
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	450	350	300	350	Ø35x120
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60									
		93	143	6	48			141,900	938	34	72									
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	450	400	300	400	Ø35x120
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60									
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72									
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120
		82	132	5	40			316,500	1,575	28	60									
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72									
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	500	400	350	400	Ø40x120
		82	132	5	40			395,900	1,688	28	60									
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72									
		104	154	7	56			282,800	1,205	39	84									
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120
		82	132	5	40			396,500	1,800	28	60									
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72									
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	835,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		82	132	5	40			668,000	2,250	28	60									
		93	143	6	48			556,700	1,875	34	72									
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84									
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	550	400	500	Ø40x150	
		100	150	4	48			406,700	2,250	34	72									
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90									
		132	182	6	72			272,500	1,500	50	108									
1750	300×500	84	134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100	150	4	48			609,800	2,813	34	72									
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90									
		132	182	6	72			406,500	1,875	50	108									
1900	350×450	100	150	4	48	99.2	212.6	708,700	2,963	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150
		116	166	5	60			567,000	2,363	42	90									
		132	182	6	72			472,500	1,969	50	108									
		148	198	7	84			405,000	1,688	59	126									
2000	300×600	84	134	3	36	113.4	243.0	1,100,000	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150
		100	150	4	48			827,500	3,375	34	72									
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90									
		132	182	6	72			551,700	2,250	50	108									
2250	400×500	100	150	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150
		116	166	5	60			908,900	3,000	42	90									
		132	182	6	72			757,400	2,500	50	108									
		148	198	7	84			649,200	2,143	59	126									
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144									
2800	400×600	100	150	4	48	151.2	324.0	1,568,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,254,400	3,600	42	90									
		132	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108									
		148	198	7	84			896,000	2,571	59	126									
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144									
3000	450×600	100	150	4	48	170.1	364.5	1,998,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	780	Ø70x150
		116	166	5	60			1,599,300	4,050	42	90									
		132	182	6	72			1,332,800	3,375	50	108									
		148	198	7	84			1,142,400	2,893	59	126									
		164	214	8	96			999,600	2,531	67	144									
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	162									

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 24 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

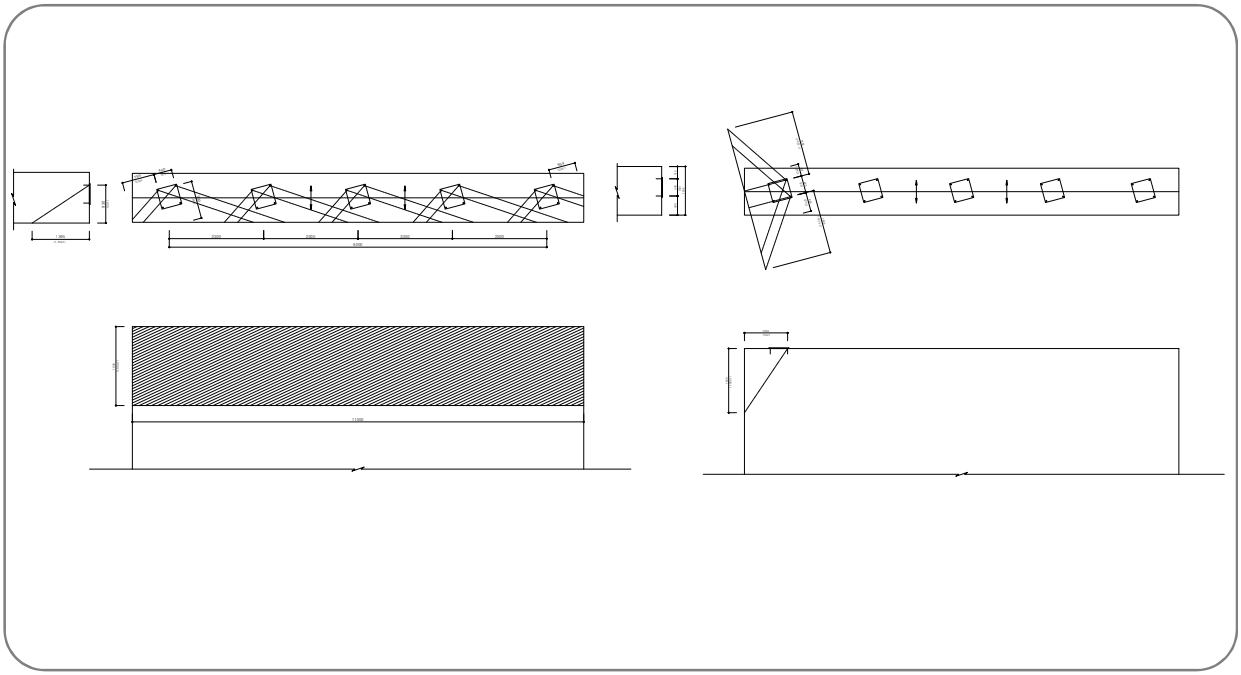
- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \frac{F^{L}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{115.4}{1} = 115.4$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \frac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{111.4}{1} = 111.4$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \frac{434.3}{115.4} = 3.765 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \frac{434.3}{111.4} = 3.898 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- $A_{Vc} = [\, C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}' \,] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\quad 795 + 9,551 + 654) \times 1,395 = 15,345,000 \ mm^2$

  여기서, $C_{a1} = 930$ mm , $C_{a1}' = 930$ mm

  $C_{a21} = 795$ mm , $C_{a22} = 654$ mm

  $\sum S_i = 9,551$ mm , $S_{max} = 1,878$ mm , $h_a = 4,000$ mm

- $A_{Vco} = 4.5 \, (C_{a1}')^2 = 4.5 \times 930^{\,2} = 3,892,050 \ mm^2$

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 3,892,050 = 7,784,100 \ mm^2$

- $V_{cbg} = \dfrac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \dfrac{7,784,100}{3,892,050} \times 0.841 \times 1.00 \times 657 = 1,104.3$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V} = 0.841$ Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V} = 1.000$ (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  $V_b = 0.6 \ (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 657$ kN

  $l_e = MIN \, [\, h_{ef}, 8d_0 \,] = MIN \, [\quad 120 , \quad 320 \,] = 120$ mm

  $d_0 = 40$ mm (앵커소켓 직경) , $h_{ef} = 120$ mm

○ 교축직각방향

- $A_{Vc} = [\, C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}' \,] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\quad 490 + 440 + 312) \times 1,640 = 2,036,259 \ mm^2$

  여기서, $C_{a1} = 1,093$ mm , $C_{a1}' = 1,093$ mm

  $C_{a21} = 490$ mm , $C_{a22} = 312$ mm , $H = 132$ mm

  $\sum S_i = 440$ mm , $S_{max} = 440$ mm , $h_a = 4,000$ mm

- $A_{Vco} = 4.5 \, (C_{a1}')^2 = 4.5 \times 1,093^{\,2} = 5,375,921 \ mm^2$

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 5,375,921 = 10,751,841 \ mm^2$

• $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{2,036,259}{5,375,921} \times 0.757 \times 1.00 \times 837 = 240.0$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.757 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 837$ kN

l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [120 , 320] = 120 mm

d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 9985.7 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 680.6 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , V^L_{s,as})$ = MAX (1,104.3 , 0.0) = 1,104.3 kN

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , V^T_{s,as})$ = MAX (240.0 , 0.0) = 240.0 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

• 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B$ = 115.4 × 5 = 576.8 kN (n^T_B = 5)

• 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B$ = 111.4 × 1 = 111.4 kN (n^T_B = 1)

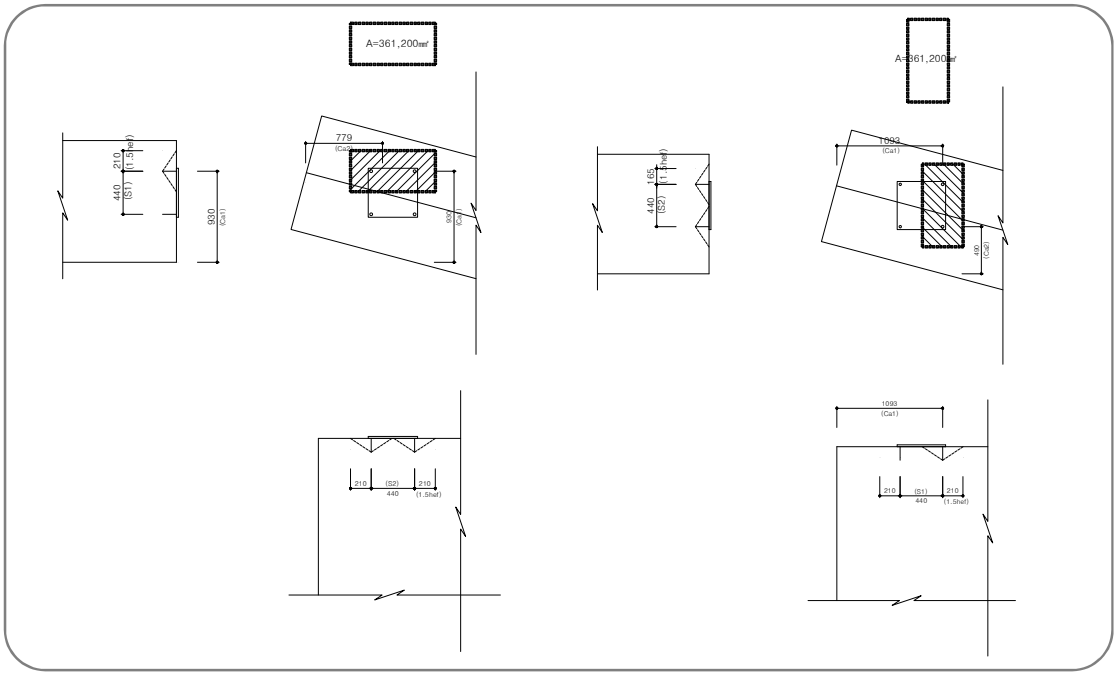
③ 평가

• 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{1,104.3}{576.8} = 1.914 \geq 1.00$ ∴ O.K

• 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{240.0}{111.4} = 2.154 \geq 1.00$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 361,200 mm^2

  여기서, C_{a11} = 930 mm , C_{a12} = 930 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 795 mm , C_{a22} = 654 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9\cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600 mm^2

- ∴ A_{Nc} ≥ $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- N_{cbg} = $\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$ = $\frac{259,200}{129,600}$ × 1.000 × 1.00 × 45.1 = 90.2 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0\sqrt{fck}\times hef^{1.5}$ = 7.0 × √ 24 × 120.0 $^{1.5}$ = 45.1 kN

- V_{cpg} = $k_{cp}\cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 90.2 = 180.3 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 361,200 mm^2

  여기서, C_{a11} = 1,093 mm , C_{a12} = 1,093 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 490 mm , C_{a22} = 312 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 120.0^{\ 2} = 129,600 \ mm^2$

$\therefore A_{Nc} \geq n \cdot A_{Nco} = 2 \times 129,600.0 = 259,200.0 \ mm^2$ (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 45.1 = 90.2$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{24} \times 120.0^{1.5} = 45.1$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 90.2 = 180.3$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX (V^L_{cpg} , V^L_{s,at}) = MAX (180.3 , 0.0) = 180.3$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX (V^T_{cpg} , V^T_{s,at}) = MAX (180.3 , 0.0) = 180.3$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 115.4 \times 1 = 115.4$ kN ($n^T_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 111.4 \times 1 = 111.4$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{180.3}{115.4} = 1.563 \geq 1.00$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{180.3}{111.4} = 1.619 \geq 1.00$ ∴ O.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	115.4	O.K 3.765	434.3	111.4	O.K 3.898
콘크리트전단파괴	1,104.3	576.8	O.K 1.914	240.0	111.4	O.K 2.154
프라이아웃 파괴	180.3	115.4	O.K 1.563	180.3	111.4	O.K 1.619

3.2.3 교대 A2 받침평가

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.3.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 135.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 135.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 135.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 135.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	115.36	42.93	47.18	111.41

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [115.4 , 47.2] = 115.4 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [42.9 , 111.4] = 111.4 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{135.0}{115.4} = 1.170 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{135.0}{111.4} = 1.212 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.3.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 60.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 60.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	50.28	19.08	20.67	49.51

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [50.28 , 20.67] = 50.28 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [19.08 , 49.51] = 49.51 mm

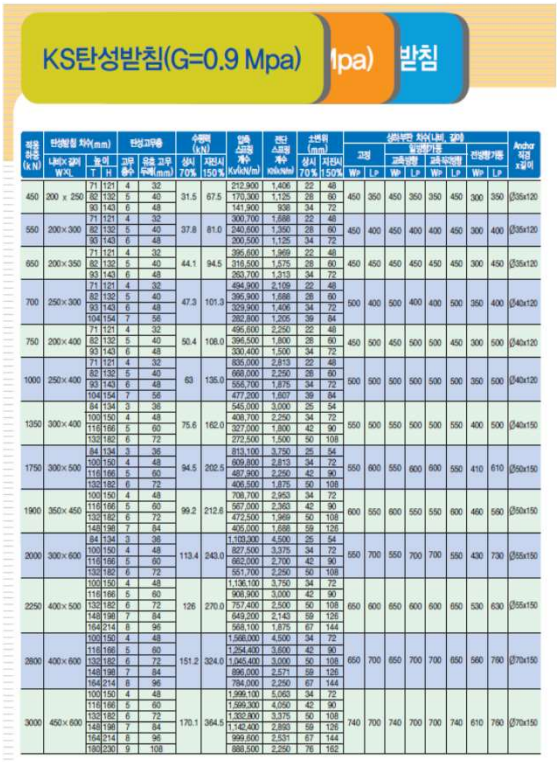
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{60.00}{50.28} = 1.193 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{60.00}{49.51} = 1.212 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.3.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침카달로그 참조)

① 본체 규격



계획 최대 (kN)	탄성받침 치수(mm)			탄성고무층		수평력 (kN)		압축 스프링 계수	전단 스프링 계수	소변위 (mm)		상판부만 치수(내부, 길이)								Anchor 직경 x길이
	내부(x 길이 W x L	높이 T	H	고무 층수	유효 고무 두께(mm)	상시 70%	지진시 150%	kN/mm	kN/m/m	상시 70%	지진시 150%	고정		탈원방향		전방향				
														고속방향		고속직각방향				
												Wp	Lp	Wp	Lp	Wp	Lp	Wp	Lp	
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	350	450	300	350	Ø35x120
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60									
		93	143	6	48			141,900	938	34	72									
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	400	450	300	400	Ø35x120
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60									
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72									
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120
		82	132	5	40			316,500	1,575	28	60									
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72									
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	400	500	350	400	Ø40x120
		82	132	5	40			396,900	1,688	28	60									
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72									
		104	154	7	56			282,800	1,205	39	84									
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120
		82	132	5	40			396,500	1,800	28	60									
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72									
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	635,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		82	132	5	40			668,000	2,250	28	60									
		93	143	6	48			556,700	1,875	34	72									
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84									
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	500	550	400	500	Ø40x150
		100	150	4	48			408,700	2,250	34	72									
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90									
		132	182	6	72			272,500	1,500	50	108									
1750	300×500	84	134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100	150	4	48			609,800	2,813	34	72									
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90									
		132	182	6	72			406,500	1,875	50	108									
1900	350×450	100	150	4	48	99.2	212.8	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	590	Ø50x150
		116	166	5	60			567,000	2,363	42	90									
		132	182	6	72			472,500	1,969	50	108									
		148	198	7	84			405,000	1,688	59	126									
2000	300×600	84	134	3	36	113.4	243.0	1,103,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150
		100	150	4	48			827,500	3,375	34	72									
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90									
		132	182	6	72			551,700	2,250	50	108									
2250	400×500	100	150	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150
		116	166	5	60			908,900	3,000	42	90									
		132	182	6	72			757,400	2,500	50	108									
		148	198	7	84			649,200	2,143	59	126									
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144									
2800	400×600	100	150	4	48	151.2	324.0	1,568,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,254,400	3,600	42	90									
		132	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108									
		148	198	7	84			896,000	2,571	59	126									
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144									
3000	450×600	100	150	4	48	170.1	364.5	1,999,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,599,300	4,050	42	90									
		132	182	6	72			1,332,800	3,375	50	108									
		148	198	7	84			1,142,400	2,893	59	126									
		164	214	8	96			999,600	2,531	67	144									
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	162									

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 24 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

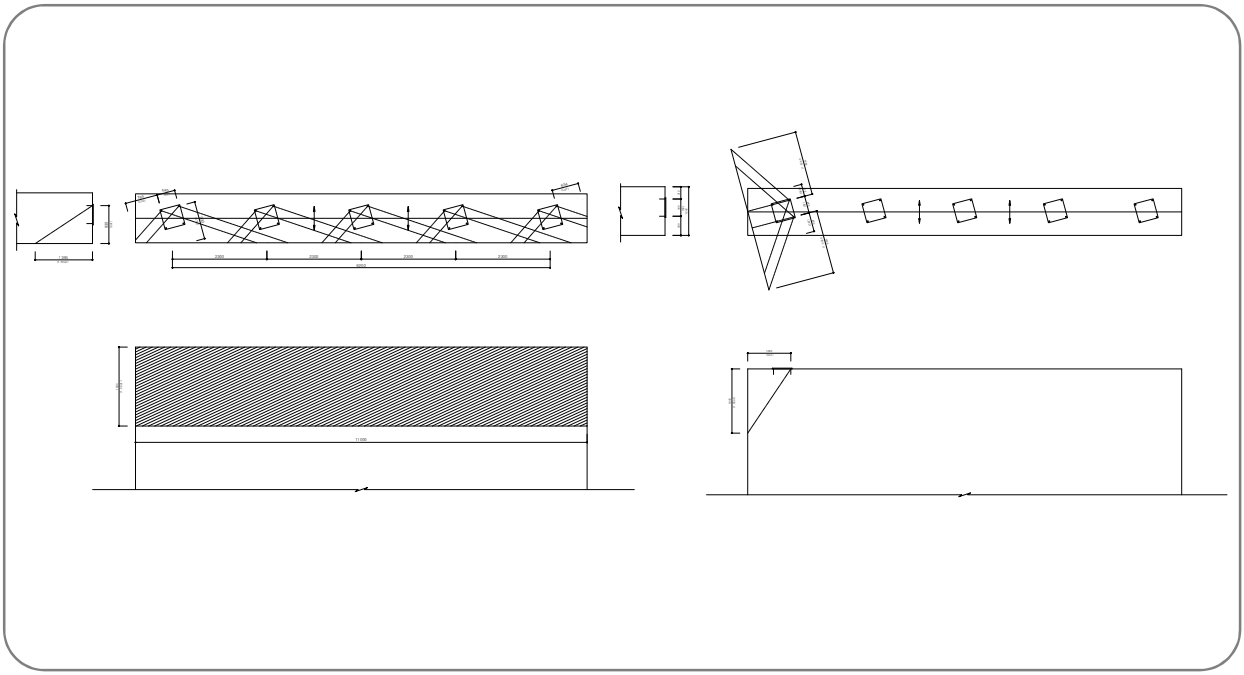
- 교축방향 $F_{AS,D}^{L} = \frac{F_{B,D}^{L}}{n_{B}^{T}} = \frac{115.4}{1} = 115.4$ kN
- 교축직각방향 $F_{AS,D}^{T} = \frac{F_{B,D}^{T}}{n_{B}^{T}} = \frac{111.4}{1} = 111.4$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F_{AS,D}^{L}} = \frac{434.3}{115.4} = 3.765 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F_{AS,D}^{T}} = \frac{434.3}{111.4} = 3.898 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (795 + 9,551 + 654) × 1,395 = 15,345,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 930 mm , C_{a1}' = 930 mm

  C_{a21} = 795 mm , C_{a22} = 654 mm

  $\sum S_i$ = 9,551 mm , S_{max} = 1,878 mm , h_a = 4,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 930 ^{2} = 3,892,050 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 3,892,050 = 7,784,100 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{7,784,100}{3,892,050} \times 0.841 \times 1.00 \times 657 = 1,104.3$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.841 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 657 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 320] = 120 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (490 + 440 + 312) × 1,640 = 2,036,259 mm^2

  여기서, C_{a1} = 1,093 mm , C_{a1}' = 1,093 mm

  C_{a21} = 490 mm , C_{a22} = 312 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 440 mm , S_{max} = 440 mm , h_a = mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 1,093 ^{2} = 5,375,921 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 5,375,921 = 10,751,841 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{2,036,259}{5,375,921} \times 0.757 \times 1.00 \times 837 = 240.0$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.757 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 \left(l_e / d_o \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 837$ kN

l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [120 , 320] = 120 mm

d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 해당 방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 9985.7 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 680.6 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , V^L_{s,as})$ = MAX (1,104.3 , 0.0) = 1,104.3 kN

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , V^T_{s,as})$ = MAX (240.0 , 0.0) = 240.0 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

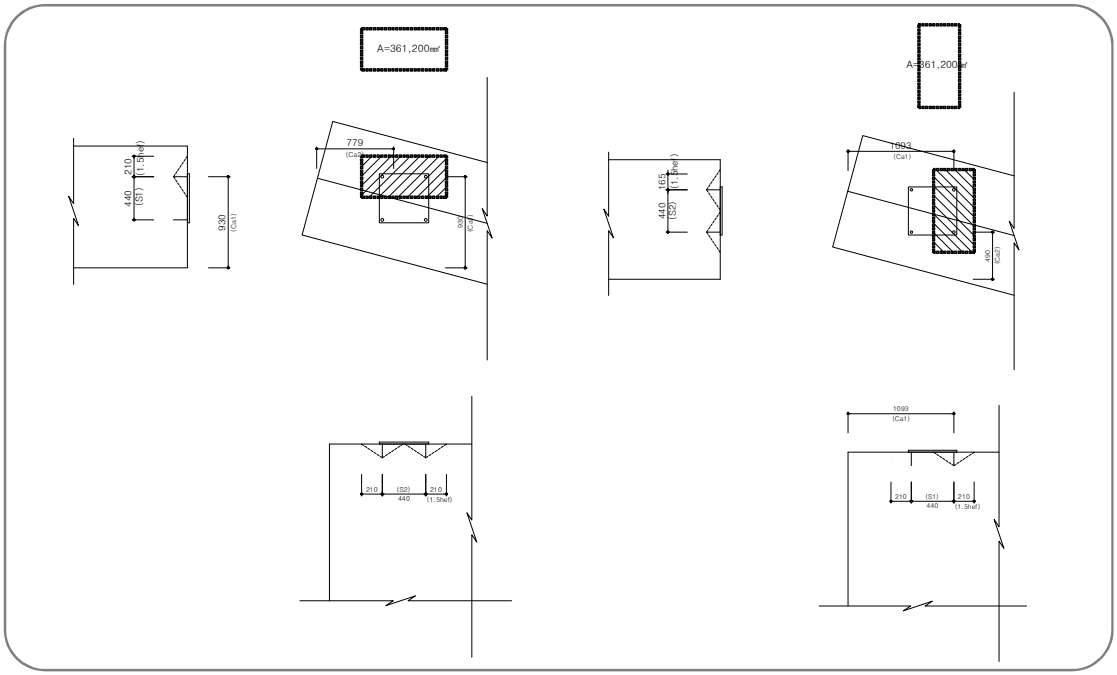
- 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B$ = 115.4 × 5 = 576.8 kN (n^T_B = 5)
- 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B$ = 111.4 × 1 = 111.4 kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{1,104.3}{576.8} = 1.914 \geq 1.00$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{240.0}{111.4} = 2.154 \geq 1.00$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 361,200 mm^2

  여기서, C_{a11} = 930 mm , C_{a12} = 930 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 795 mm , C_{a22} = 645 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9\cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600 mm^2

- ∴ $A_{Nc} \geq n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$ = $\frac{259,200}{129,600}$ × 1.000 × 1.00 × 45.1 = 90.2 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = 7.0 √ fck × hef $^{1.5}$ = 7.0 × √ 24 × 120.0 $^{1.5}$ = 45.1 kN

- V_{cpg} = $k_{cp}\cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 90.2 = 180.3 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 361,200 mm^2

  여기서, C_{a11} = 1,093 mm , C_{a12} = 1,093 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 490 mm , C_{a22} = 312 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 120.0^{\ 2} = 129,600.0 \ mm^2$

$\therefore A_{Nc} \geq n \cdot A_{Nco} = 2 \times 129,600.0 = 259,200.0 \ mm^2$ (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 45.1 = 90.2$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{24} \times 120.0^{1.5} = 45.1$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 90.2 = 180.3$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX(V^L_{cpg}, V^L_{s,at}) = MAX(180.3, 0.0) = 180.3$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^T_{cpg}, V^T_{s,at}) = MAX(180.3, 0.0) = 180.3$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 115.4 \times 1 = 115.4$ kN ($n^T_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 111.4 \times 1 = 111.4$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{180.3}{115.4} = 1.563 \geq 1.00$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{180.3}{111.4} = 1.619 \geq 1.00$ ∴ O.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	115.4	O.K 3.765	434.3	111.4	O.K 3.898
콘크리트전단파괴	1,104.3	576.8	O.K 1.914	240.0	111.4	O.K 2.154
프라이아웃 파괴	180.3	115.4	O.K 1.563	180.3	111.4	O.K 1.619

3.3 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- N_C = 1159.1 mm (현장 실측값)

2) 소요역량 N_D

○ N_D = MAX [응답변위, N_{min}] = MAX [51.28 , 375.85] = 375.85 mm

- 응답변위 = MAX [교대1 교축방향 변위, 교대2 교축방향 변위]
  = MAX [51.28 , 50.28] = 51.28 mm

- N_{min} = (200 + 1.67·L + 6.66·H) × (1 + 0.000125·θ²) = 375.85 mm
  여기서, L = 80.00 m (연속경간장)
  H = 4.80 m (교각 높이)
  θ = 15.00 ° (사각)

3) 내진성능 평가

○ $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1,159.1}{375.9} = 3.084 \geq 1.00$ ∴ O.K

3.4 기초의 내진성능 평가

3.4.1 확대기초 및 지반 평가

○고정단 교각의 확대기초부 내진성능평가는 기초의 안정성 평가와 강도설계법에 의한 기초본체검토를 수행한다.

1) 지진력 산정

-. 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 계산한다.

- 기초부 교축방향

H^L_E = Min [H^L_n , $H^L_{E,comb}$] × n^L = Min [2,923 , 559] × 2 = 1,117.5 kN

M^L_E = Min [M^L_n , $M^L_{E,comb}$] × n^L = Min [4,166 , 2,695] × 2 = 5,389.8 kN

- 기초부 교축직각방향

H^T_E = Min [H^T_n , $H^T_{E,comb}$] × n^T = Min [2,461 , 580] × 2 = 1,160.9 kN

M^T_E = Min [M^T_n , $M^T_{E,comb}$] × n^T = Min [4,164 , 1,243] × 2 = 2,485.5 kN

① 교축방향 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 3,703.5 × 2 = 7,407.1 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 1,117.5 = 1,117.5 kN

-. 모멘트 M = 5,389.8 = 5,389.8 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 7,407.1 +(10.800 × 4.400 × (1.500 × 25 + 1.000 × 19))

= 10,092.0 kN

-. 수평력 H_f = 1,117.5 kN

-. 모멘트 M_f = 5,389.8 + (1,117.5 × 1.500)

= 7,066.1 kN · m

② 교축직각 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 3,703.5 × 2 = 7,407.1 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 1,160.9 = 1,160.9 kN

-. 모멘트 M = 2,485.5 = 2,485.5 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 7,407.1 +(10.800 × 4.400 × (1.500 × 25 + 1.000 × 19))

= 10,092.0 kN

-. 수평력 H_f = 1,160.9 kN

-. 모멘트 M_f = 2,485.5 + (1,160.9 × 1.500)

= 4,226.8 kN · m

2) 기초하단에 작용하는 지진력

구 분	연직력 V (kN)	수평력 H (kN)	모멘트 M_o (kN · m)	저항모멘트Mr(kN · m)
교 축 방 향	10,091.97	1,117.48	7,066.05	22,202.33
교축직각방향	10,091.97	1,160.86	4,226.76	54,496.62

3.4.2 확대기초의 두께 평가

○ 확대기초 두께에 대한 강체 검토

-. 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다.

-. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 또는 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

• $\beta \cdot \lambda \leq 1.0$ 인 경우 강체로 취급

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 88{,}930}{25{,}811{,}006 \times 1.500^3}} = 0.235 \ (m^{-1})$$

여기서, k = 88,930.2 kN/㎥ (직접기초인 경우 : k_v , 말뚝기초인 경우 : k_p)

k_v = 88,930.2 kN/㎥ (연직방향 지반반력계수)

k_{vo} = 933,333.3 kN/㎥ (1/0.3× αE_o , 지진시 α = 2)

L = 4.400 m B = 10.800 m

B_C = 1.400 m L_C = 1.400 m

h = 1.500 m (확대기초의 두께)

D_f = 2.500 m (기초의 근입깊이)

N = 50 (기초 저면부 표준관입시험 N값)

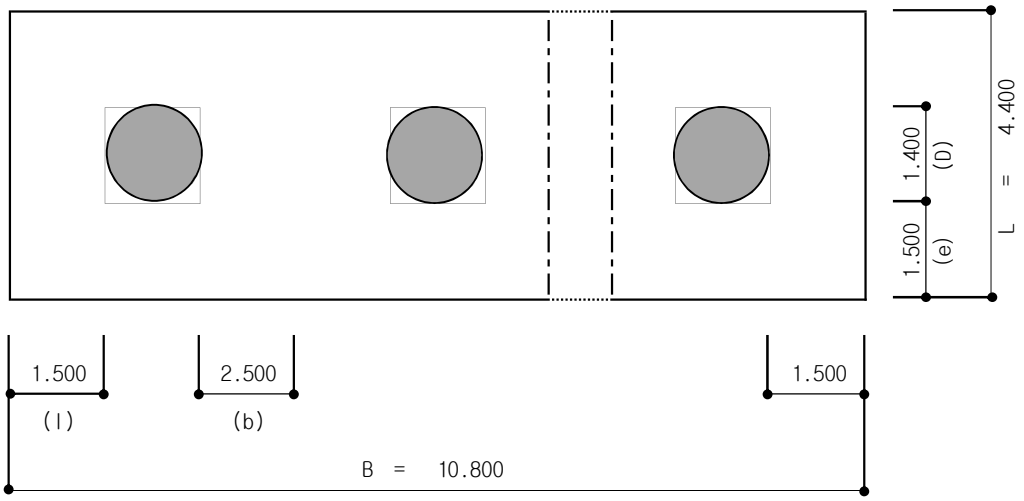
E_0 = 140,000.0 kN/㎥ (지진시 지반변형계수, E_0=2,800N)

E = 25,811,006.3 kN/㎥

$$\lambda = a \times \frac{\lambda'^2 + e^2}{\lambda' + e} = 1.30 \times \frac{6.250 + 2.250}{2.500 + 1.500} = 2.763 \ m$$

여기서, λ : 확대기초 환산 돌출길이, a = 1.300 , e = 1.500

$\lambda' = Max(l,b) = Max(1.500 , 2.500) = 2.500$ m



• $\beta \cdot \lambda$ = 0.235 × 2.763 = 0.650 ≤ 1.0 이므로, ∴ O.K (강체로 취급)

3.4.3 확대기초의 안정성 평가

1) 전도에 대한 안정검토

구 분	M_r(kN·m)	M_o(kN·m)	V (kN)	S.F	편심e (m)	허용편심(m)	비 고
교 축 방 향	22,202.3	7,066.1	10,092.0	3.142	0.700	1.467	O.K
교축직각방향	54,496.6	4,226.8	10,092.0	12.893	0.419	3.600	O.K

-. 지진시 전도에 대한 안전율 S.F는 1.5 이상 (S.F ≥ 1.5)

-. 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥면의 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3 이내

-. $e = B / 2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$

2) 지지력에 대한 안정검토

① 지반의 극한지지력 (q_C)

- $Q_C = \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq$

여기서, q_C : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한 지지력 (kN/㎡)

Nc, Nr, Nq : 지지력 계수

Ø : 기초지반의 내부마찰각 (= 35 °)

α, β : 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

C : 기초저면의 점착력 (= 150.00 kN/㎡)

γ_1 : 기초저면 암반의 단위중량 (= 23.0 kN/m³)

γ_2 : 기초의 근입깊이에 관계되는 흙의 단위중량 (= 19.0 kN/m³)

A' : 유효재하면적 (m^2)

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭 (m)

$$Nq = \frac{e^{2(3\pi/4-\emptyset/2)\tan\emptyset}}{2\cos^2(45+\emptyset/2)} = 41.440$$

$$Nc = (Nq-1)\cot\emptyset = 57.754$$

$$Nr = \frac{2(Nq+1)\tan\emptyset}{1+0.4\sin(4\emptyset)} = 47.277$$

구 분	B (m)	L (m)	형상계수 α	형상계수 β	유효폭 B'(m)	극한지지력 Q_c (kN/㎡)
교 축 방 향	4.400	10.800	1.122	0.459	3.000	13,188.3
교축직각방향	10.800	4.400	1.300	0.400	9.962	17,563.6

② 지지력에 대한 안정검토

구 분	작 용 하 중		편 심	지반반력 Q_D (KN/m^2)		극한지지력	비 고	
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Q_C (KN/m^2)	Q_C / Q_D	판정
교 축 방 향	7,066.1	10,092.0	0.700	415.1	9.605	13,188.3	31.77	O.K
교축직각방향	4,226.8	10,092.0	0.419	261.8	162.958	17,563.6	67.09	O.K

-. 사다리꼴 반력분포시 : $Q_{1,2} = \sum V / (B \cdot L) \times (1 \pm 6e / B)$

-. 삼각형 반력분포시 : $Q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot X)$ 여기서, $X = 3 \times (B / 2 - e)$

-. 지진시 지지력에 대한 안전율 S.F는 2 이상 ($Q_C / Q_D \geq$ 2.0)

3) 활동에 대한 안정검토

구 분	V (kN)	A'(㎡)	H_C (kN)	H_D (kN)	H_C / H_D	허용안전율	비 고
교 축 방 향	10,091.97	32.40	6,055.18	1,117.48	5.419	1.20	O.K
교축직각방향	10,091.97	43.83	6,055.18	1,160.86	5.216	1.20	O.K

- $H_c = C_b \cdot A' + V \cdot \tan\varnothing_B$ (기초저면이 암지반이면 $\tan\varnothing_B$= 0.6)

  여기서, H_c : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력 (kN)

  C_b : 기초저면과 지반과의 부착력 (= 0.0 kN/㎡)

  A' : 기초저면의 유효재하면적 (㎡)

  $\varnothing_B$: 기초저면과 지반과의 마찰각 (degree) (= 2/3 Ø)

3.4.4 확대기초의 단면력 계산

1) 위험단면 선정

- 휨에 대한 위험단면

  -. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급

  -. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 결정

  교 축 방 향 : X_b^L = 1.580 m

  교축직각방향 : X_b^T = 1.580 m

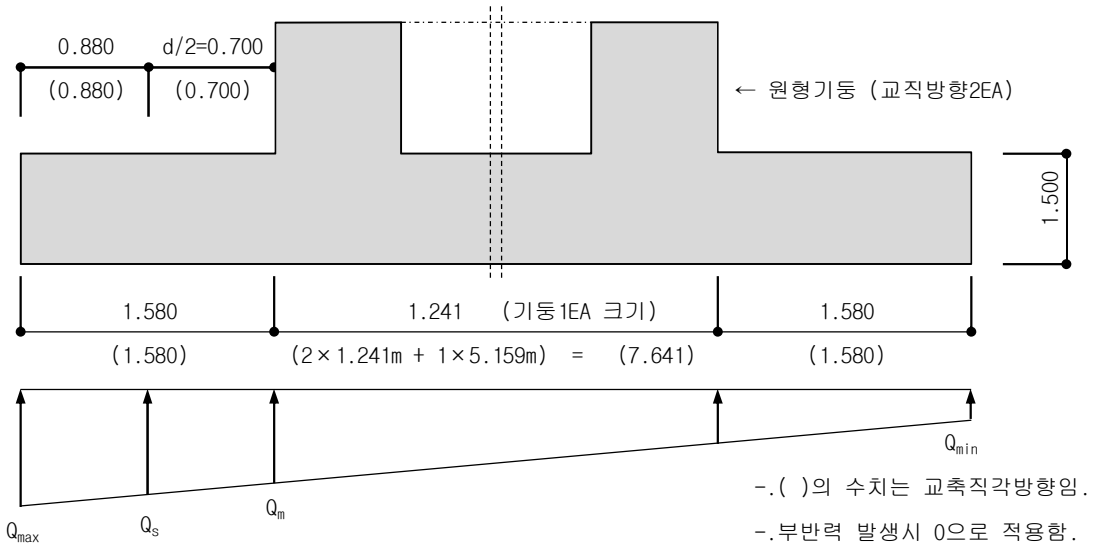
- 전단에 대한 위험단면

  -. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 d/2거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정

  교 축 방 향 : X_V^L = 1.580 - 0.700 = 0.880 m

  교축직각방향 : X_V^T = 1.580 - 0.700 = 0.880 m

2) 지반반력 계산



구 분	작 용 하 중		편 심	교축방향 지반반력(kN/㎡)			
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Qm	Qs
교 축 방 향	7,066.05	10,091.97	0.700	415.141	9.605	269.559	334.072
교축직각방향	4,226.76	10,091.97	0.419	261.788	162.958	247.333	253.738

3) 부재력 산정

구 분	지 반 반 력		기초자중 및 재토하중		검토부재력	
	Mb (KN.m)	V (KN)	Mb (KN.m)	V (KN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
교 축 방 향	457.399	329.519	70.491	49.700	386.908	279.819
교축직각방향	320.604	226.739	70.491	49.700	250.113	177.039

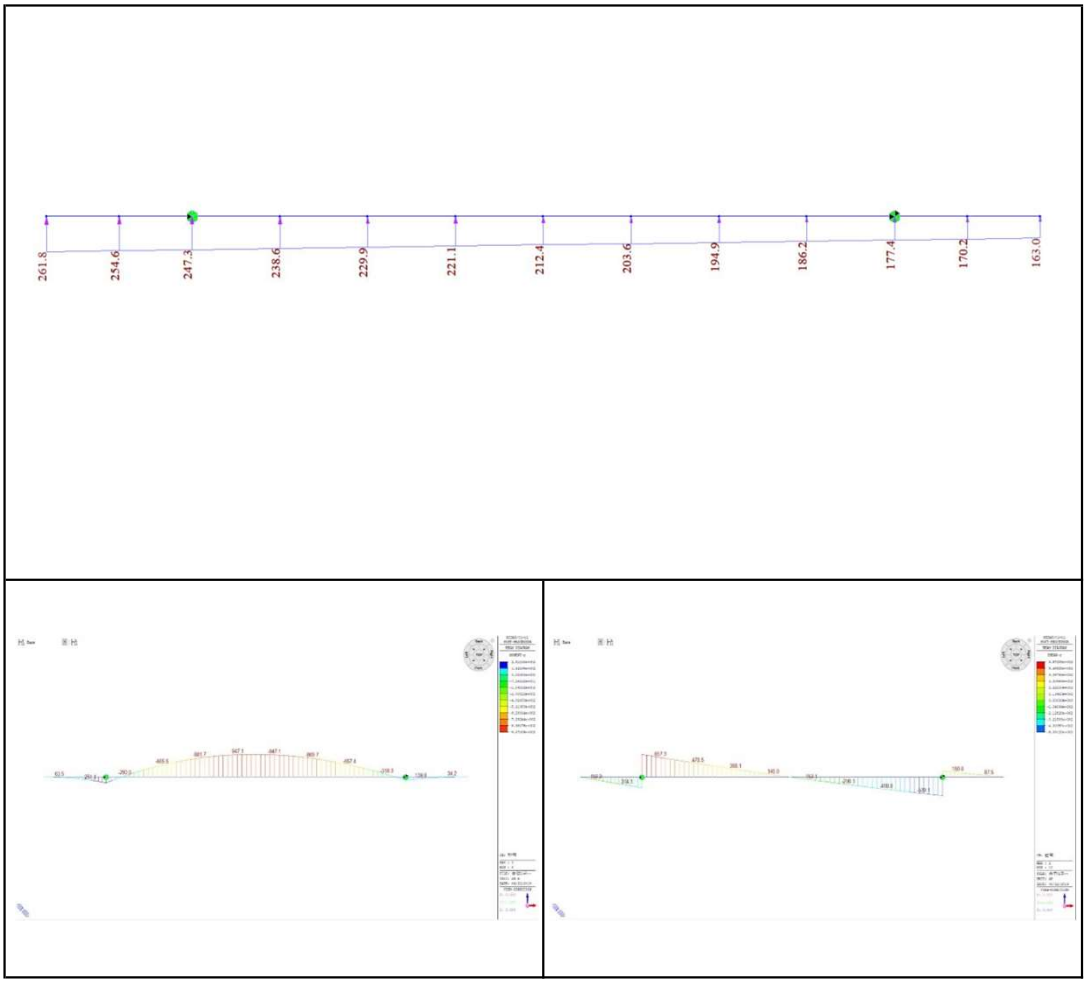
※ 교축직각방향은 켄틸레버부 부재력임

4) 교축직각방향 연속보 해석

○ 연속보 구조해석

-. 기둥을 지지점으로하고 지반반력과 자중이 작용하는 연속보를 해석하여 부재력을 산정한다.

-. 교축방향 단위폭으로 모델링하고 작용하는 모든 하중을 단위폭 당으로 재하하여 해석한다.



절점수(ea)	요소수(ea)	요소단면적A(m^2)	단면2차모멘트I(m^4)	최대모멘트(kN.m)	최대전단력(kN)
13	12	1.500	0.281250	947.105	657.288

5) 확대기초 검토 단면력

구 분	휨모멘트 (kN · m)	전 단 력 (kN)	비 고
교 축 방 향	386.908	279.819	단위폭당 작용 단면력
교축직각방향	947.105	657.288	

3.4.5 확대기초의 단면 평가

1) 교축방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	24 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	386.908 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	279.819 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1500 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	1400 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03853

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00164)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 33.706 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.11048 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003 · (H − a/$\beta 1$ − Dc_min) / (a/$\beta 1$)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D − a/2) = 951051918 N·mm

= 951.052 kN·m ≥ Mu = 386.908 kN·m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 13.613 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 925.710 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 13.613 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00066 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00088

∴ 필요철근량 req.As = 925.710 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 1400 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 1143.095 kN

ϕ_v · Vc = 1143.095 kN ≥ Vu = 279.819 kN ∴ 전단철근 필요없음.

사용 전단철근량 : Av = D 16 × 1.667 ea/m = 331.066 ㎟ (간격 s = 600.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 600.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 600.0 mm ∴ O.K

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 231.746 kN

전단강도 검토 ØVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 1374.842 kN ≥ Vu = 279.819 kN ∴ O.K

2) 교축직각방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	24 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	947.105 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	657.288 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1500 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	1400 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03853

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00164)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 33.706 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.11048 ≥ 0.004 ∴ **O.K**

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/$\beta 1$ - Dc_min) / (a/$\beta 1$)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ϕMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 951051918 N·mm

= 951.052 kN·m ≥ Mu = 947.105 kN·m ∴ **O.K**

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 33.564 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 2282.371 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 33.564 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00163 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00217

∴ 필요철근량 req.As = 2282.371 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ **O.K**

철근비검토 : P < Pmin ∴ **N.G**

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 1400 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 1143.095 kN

ϕ_v · Vc = 1143.095 kN ≥ Vu = 657.288 kN ∴ **전단철근 필요없음.**

사용 전단철근량 : Av = D 16 × 1.667 ea/m = 331.066 ㎟ (간격 s = 600.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 600.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 600.0 mm ∴ **O.K**

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 231.746 kN

전단강도 검토 ϕVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 1374.842 kN ≥ Vu = 657.288 kN ∴ **O.K**

3) 확대기초의 단면력 평가

구 분		공급역량	소요역량	안전율	판 정	비 고
교축방향	휨모멘트 (kN·m)	951.05	386.91	2.458	O.K	
	전단력 (kN)	1,374.84	279.82	4.913	O.K	
교축직각방향	휨모멘트 (kN·m)	951.05	947.11	1.004	O.K	
	전단력 (kN)	1,374.84	657.29	2.092	O.K	

3.5 A1 ~ A2 구간 내진성능 평가 결과

- 교 량 명: 송전2교
- 위　　치: 경기도 용인시(지진Ⅰ구역)
- 내진등급: 내진Ⅰ등급교
- 지반종류: Ⅱ
- 설계하중: DB-18
- 연속경간: 25+30+25 = 80.0m
- 교　　폭: 11.000m
- 사각/곡률반경: 15°/직교

- 내진성능 평가 결과 요약

구　　분	내진성능 평가구간 : A1 ~ A2
대상교량 특징	- 상부형식: PSCI　　- 내진성능평가 교각: P1 - 교대형식: 역T형식　　- 교대기초: 확대기초 - 교각형식: 라멘식교각　　- 교각기초: 확대기초 - 교각단면: 원형 (D=1.400m)　　- 받침제원: 탄성받침 ☞ 교각P1:1000kN(10EA), 교대A1:1000kN(5EA), 교대A2:1000kN(5EA)
	▣ 교각부: O.K,　　기초부: O.K,　　받침부: O.K

구　　분				공급역량	소요역량	비　고	
고정단 교각부 평가 (Rs = 교축: 1, 교직하단: 1, 교직상단: 1)							
기둥부	전단파괴모드 (kN)		교축하단	2,815.9	558.7	5.040	O.K
	휨-전단파괴모드 (kN,m)		교직하단	2.907	1.000	2.907	O.K
	휨-전단파괴모드 (kN,m)		교직상단	2,432.0	1,697.0	1.433	O.K
고정단 교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도(kN·m) (안전율 : 1.5)	교축	22,202.3	7,066.1	3.142	O.K
			교직	54,496.6	4,226.8	12.893	O.K
		지지력(kN/㎡) (안전율 : 2.0)	교축	13,188.3	415.1	31.768	O.K
			교직	17,563.6	261.8	67.091	O.K
		활동(kN) (안전율 : 1.2)	교축	6,055.2	1,117.5	5.419	O.K
			교직	6,055.2	1,160.9	5.216	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트(kN·m)	교축	951.1	386.9	2.458	O.K
			교직	951.1	947.1	1.004	O.K
		전단력(kN)	교축	1,374.8	279.8	4.913	O.K
			교직	1,374.8	657.3	2.092	O.K
받침부 평가 (교각부, 교대부, 교대부)							
P1교각부(kN)		탄성받침본체-수평력(kN)	교축	135.0	111.3	1.213	O.K
			교직	135.0	115.2	1.172	O.K
		받침본체-변위(mm)	교축	60.0	29.7	2.022	O.K
			교직	60.0	48.6	1.236	O.K
		앵커볼트-강재강도	교축	434.3	111.3	3.901	O.K
			교직	434.3	115.2	3.770	O.K
		앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	936.1	556.6	1.682	O.K
			교직	167.6	115.2	1.455	O.K
		앵커볼트-프라이아웃강도	교축	180.3	111.3	1.620	O.K
			교직	179.4	115.2	1.558	O.K

구 분			공급역량	소요역량	비 고	
A1교대부(kN)	탄성받침본체-수평력(kN)	교축	135.0	115.4	1.170	O.K
		교직	135.0	111.4	1.212	O.K
	받침본체-변위(mm)	교축	60.0	51.3	1.170	O.K
		교직	60.0	49.5	1.212	O.K
	앵커볼트-강재강도	교축	434.3	115.4	3.765	O.K
		교직	434.3	111.4	3.898	O.K
	앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	1,104.3	576.8	1.914	O.K
		교직	240.0	111.4	2.154	O.K
	앵커볼트-프라이아웃강도	교축	180.3	115.4	1.563	O.K
		교직	180.3	111.4	1.619	O.K
A2교대부(kN)	탄성받침본체-수평력(kN)	교축	135.0	115.4	1.170	O.K
		교직	135.0	111.4	1.212	O.K
	받침본체-변위(mm)	교축	60.0	50.3	1.193	O.K
		교직	60.0	49.5	1.212	O.K
	앵커볼트-강재강도	교축	434.3	115.4	3.765	O.K
		교직	434.3	111.4	3.898	O.K
	앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	1,104.3	576.8	1.914	O.K
		교직	240.0	111.4	2.154	O.K
	앵커볼트-프라이아웃강도	교축	180.3	115.4	1.563	O.K
		교직	180.3	111.4	1.619	O.K
받침지지길이(mm)			1,159.1	375.9	3.084	O.K

제1천리교

기존교량 내진성능평가

2019.5

1. 현장조사 결과

1.1 자료조사 결과

1.1.1 구조물 현황

1) 위　　치 : 경기도 용인시 처인구 이동면 천리 141

2) 구　　조 : 라멘교

3) 폭 및 연장 : B= 10.5 m L= 53 m

4) 준 공 년 도 : 1991 년

1.1.2 내진해석 조건

1) 구역계수 = 0.110 (경기도 용인시)

2) 위험계수 = 1.400 (내진 1등급)

3) 지반계수 = 1.2 (지반계수, 지반종류 II 지역)

1.2 설계기준강도

1.2.1 콘크리트 강도

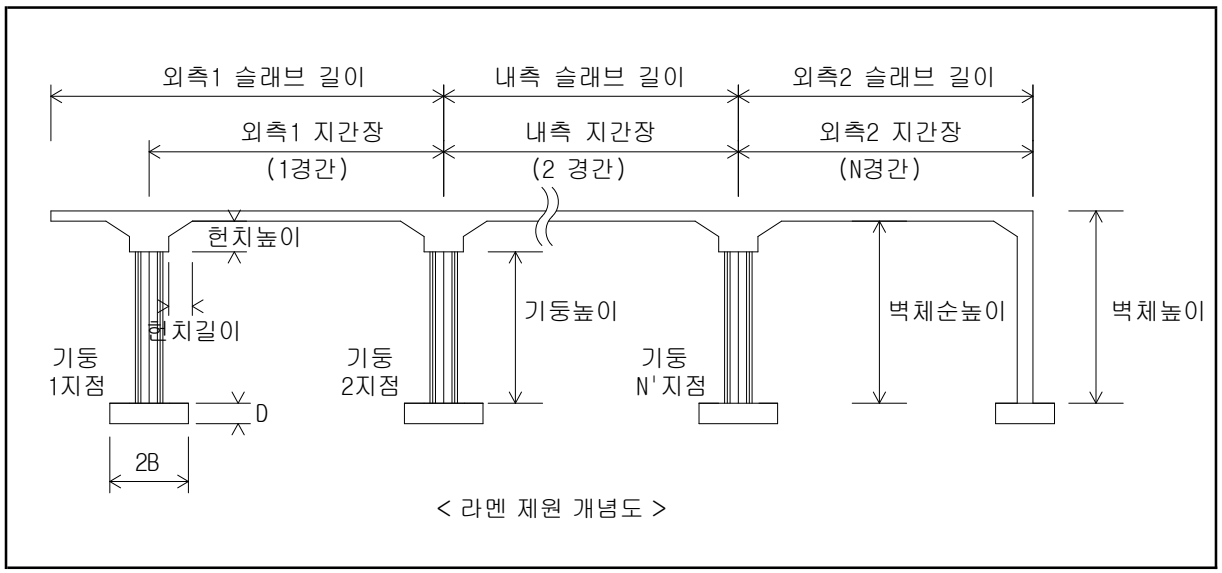
- 상부구조 : f_{ck} = 21 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_{ck} = 21 MPa (교각, 교대)

1.2.2 철근강도

- 상부구조 : f_y = 300 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_y = 300 MPa (교각, 교대)

1.3 교량 제원

단위 : m



< 라멘 제원 개념도 >

* 공통사항

토피	포장	방호벽	
		폭	높이
0	0.08	1	0.4

* 벽체 제원

구분	두께	높이	순높이
좌측	0.55	3.60	3.00
우측	0.55	3.60	3.00

* 상부슬래브 제원 (단, 헌치와 보의 제원은 1,2경간의 종점부의 및 N경간의 시점부의 치수임)

구분	슬래브		헌치		거더	
	두께	길이	높이	길이	폭	높이
1경간	0.60	12.50	0.25	0.84	-	-
2경간	0.60	14.00	0.25	0.84	-	-
N경간	0.60	14.00	0.25	0.84	-	-

* 기둥 제원

구분	기둥(타원형)				지간장
	높이	가로	세로	직경	
1지점	4.00	0.55	10.50	-	12.50
2지점	4.00	0.55	10.50	-	14.00
N'지점	4.00	0.55	10.50	-	14.00

* 기초제원

구 분	기둥1	기둥2~N-1	기둥N
기초형식	직접		
독립기초 폭(2B)	2.55	2.55	2.55
길이(2L)	12.50	12.50	12.50
두께(D)	1.00	1.00	1.00
확대기초 전폭	2.55		

1.4 철근배근

1.4.1 슬래브 및 벽체

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	피복	직경	간격	피복	직경	간격	피복
슬래브	좌측단부	22	150	40	22	150	40	22	150	40
	중앙부	22	150	40	22	150	40	22	150	40
	우측단부	22	150	40	22	150	40	22	150	40
벽체	상단 외측	22	150	40	19	250	40	22	150	40
	상단 내측	22	150	40	19	250	40	22	150	40
	중앙 내측	22	150	40	19	250	40	22	150	40
	중앙 외측	22	150	40	19	250	40	22	150	40
	하단 내측	22	150	40	19	250	40	22	150	40
	하단 외측	22	150	40	19	250	40	22	150	40

2) 기둥 및 보 철근

구 분		직경	간격		철근개수	피복	단수
			가로간격개수	세로간격개수			
기둥	사각	19	41	2	86	40	1

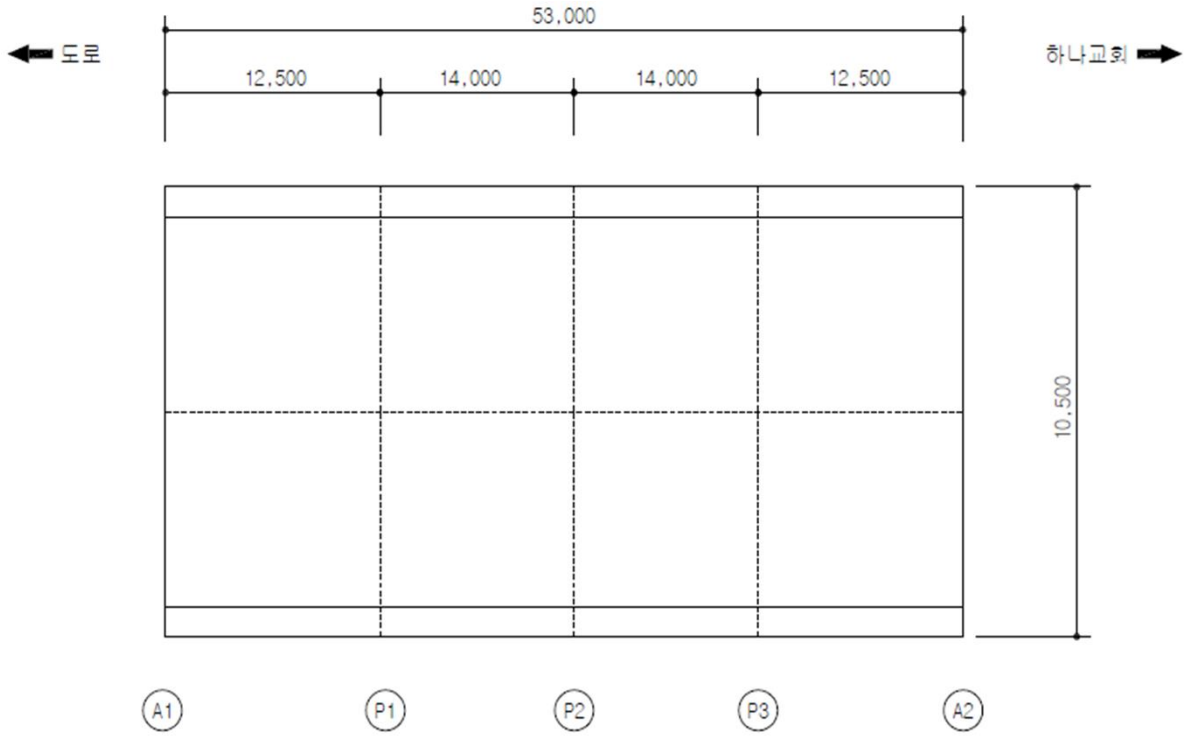
1.4.2 전단철근

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	다리수	직경	간격	다리수	직경	간격	다리수
상부슬래브		13	300	2	13	300	2	13	300	2
벽체	상단	13	500	2	13	500	2	13	500	2
	중앙	13	500	2	13	500	2	13	500	2
	하단	13	500	2	13	500	2	13	500	2

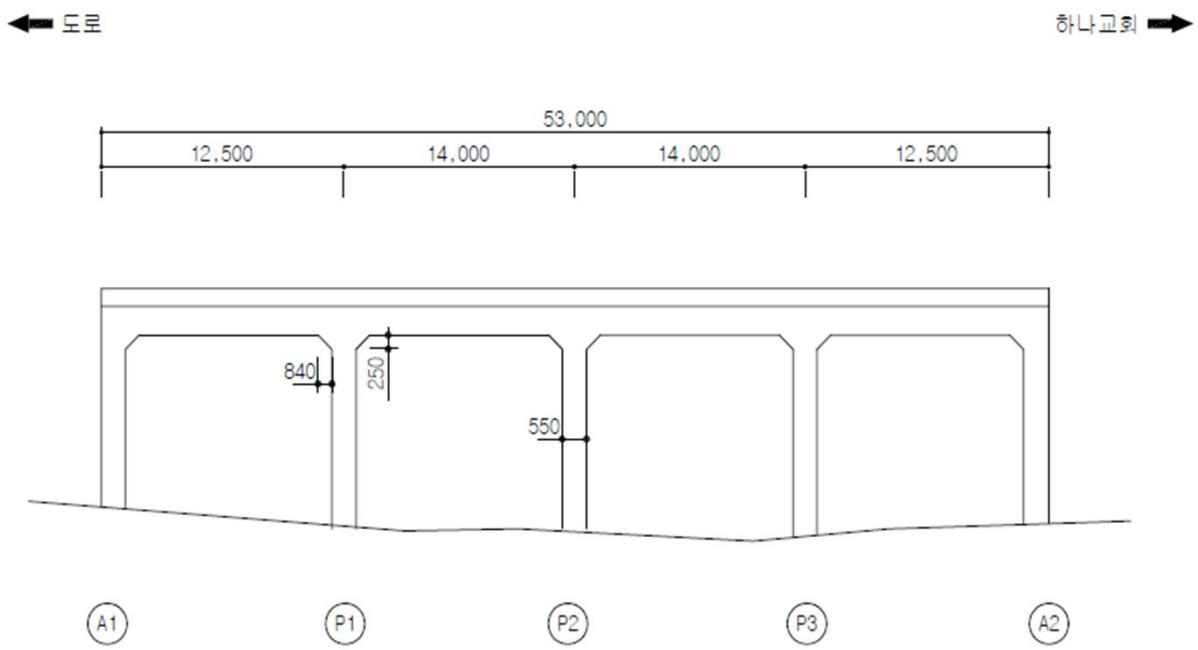
구 분	직경	간격	다리수
기둥	13	200	2

1.5 교량 종평면도

1.5.1 평면도



1.5.2 종단면도



2. 검토조건

2.1 일반사항

교량형식	4 경간 라멘교	교량연장	53 m	교량사각	90 °	기초형식	직접 기초
교량등급	내진 1등급 교량	교량폭원	10.5 m	평면선형	직선		

2.2 하 중

2.2.1 고정하중

1) 철근 콘크리트 γ_{c1} = 25.000 kN/㎥
2) 무근 콘크리트 γ_{c2} = 23.500 kN/㎥
3) 뒷채움 토사 γ_s = 18.000 kN/㎥
4) 교면 포장층 γ_a = 23.000 kN/㎥
5) 지 하 수 γ_w = 10.000 kN/㎥

2.2.2 토압

- 안정계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식
- 단면계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식

1) 상시토압

라멘 벽체는 주동토압이 발생할 수 있는 연직벽 상대변위가 발생치 않으므로 정지토압 적용.

K_o = 1 - SIN Φ = 0.5000

Φ = 30.000 °

2) 지진시 토압

(1) 정적토압

K_a = 0.333

Φ = 30.000 ° δ = 0.000 °

θ = 0.000 ° α = 0.000 °

(2) 동적영향을 고려한 토압 (Mononobe Okabe 공식 적용)

K_{ea} = 0.381 (지진 토압계수)

Φ = 30.000 ° (뒷채움 흙의 마찰각)

δ = 0.000 ° (흙과 교대사이의 마찰각)

i = 0.000 ° (뒷채움 흙의 경사각)

β = 0.000 ° (교대배면의 수직에 대한 값)

a = 0.110 (지진 구역계수)

I = 1.400 (중요한 교량으로 평균재현주기 1000년)

A = a x I = 0.154 (지진 가속도 계수)

K_h = 0.500 x A = 0.077 (수평지반 가속도 계수= 변위를 허용)

K_v = 0.000 (연직지반 가속도 계수, 고려하지 않음)

θ = $\tan^{-1}\{K_h / (1-K_v)\}$ = 4.403 °

2.3 사용재료 및 특성치

1) 콘 크 리 트 = min(설계강도, 측정강도) [설계강도 = 21 MPa 측정강도 = 21 MPa]

f_{ck} = 21.000 Mpa E_c = 26115 Mpa

2) 철 근

f_y = 300.000 Mpa E_s = 200,000 Mpa

f_{sa} = 150.000 Mpa

3) 뒷 채 움 토

Φ = 30.000 °

2.4 구조검토 일반사항

2.4.1 강도감소계수

Φ_m = 0.850 (휨에 대한 강도 감소계수)

Φ_v = 0.800 (전단에 대한 강도 감소계수)

Φ_c = 0.650 (축력에 대한 강도감소계수)

2.5 내진검토 조건

1) 내진등급 = 내진 1등급 교량

구역계수 = 0.11 (경기도 용인시)

위험계수 = 1.4 (내진 1등급)

A = 지진구역 계수 X 위험도 계수 = 0.154

S = 1.200 (지반계수)

2) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis (단일모드 해석법)

3) 해석을 위한 토질정수의 산정

(1) 벽체 뒷채움

E_{o1} = 28N X 100 = 42,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 15 (교대 뒷채움재의 N값)

G_1 = E_{o1} / { 2 (1+υ) } = 14,685 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.430 (측벽 토층 평균값 적용) (대상지반의 프와송 비)

(2) 기초위치의 지반

E_{o2} = 28N X 100 = 140,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 50 (기초지반의 N값)

G_2 = E_{o2} / { 2 (1+υ) } = 52,632 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.330 (대상지반의 프와송 비)

2.6 구조해석 PROGRAM ☞ MIDAS CIVIL 2012

2.7 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (국토해양부, 2010.11)

2) 콘크리트 구조기준 (국토해양부, 2012.10)

3) 도로교표준시방서(건설교통부,1996.4)

4) 도로설계편람(건설교통부,2008.5)

5) 도로교 설계 기준 해설 (대한토목학회, 2008.1)

6) 단지조성에 따른 시설물의 내진연구 (한국토지공사, 2001.7)

7) 고속도로 교량의 내진설계편람 (한국도로공사, 1999.12)

8) 교량설계기준 (한국도로공사 2000.12)

3. 단면정수의 산정

3.1 설계경간 및 슬래브 두께의 검토

1) 설계경간의 결정 (도로교설계기준(2010) 4.8.3.2)

B = 10.500 m

구분	Ls	Ln	Ls / B	L
1경간	12.50	12.50	1.19	12.50
2경간	14.00	14.00	1.33	14.00
N경간	14.00	14.00	1.33	14.00

∴ L = 사각 ≥ 75° 이므로 직교로 가정

2) 슬래브 최소두께의 검토 (도로교설계기준(2010) 4.7.4.1)

구분	L	Tmin	Tuse	판정
1경간	12.50	0.51	0.60	O.K
2경간	14.00	0.55	0.60	O.K
3경간	14.00	0.55	0.60	O.K

* 차도부분의 최소두께(≥220mm)

- 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우
- L은 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

단순판		40 L+130
연속판		30 L+130
캔틸레버판	L≤0.25	280 L+180
	L>0.25	80 L+230

3.2 단면제원의 산정

구조계산 폭원 : 10.50 m [단위 : m]

구분		폭	두께	직경	C.T.C	A(㎡)	I_{22}(㎥)	I_{33}(㎥)
슬래브		10.500	0.600	-	-	6.300	0.189	57.881
벽체		10.500	0.550	-	-	5.775	0.146	53.058
기둥	사각	10.500	0.550	-	12.500	5.775	0.146	53.058
	원형	-	-	-	-	-	-	-

4. 지반 SPRING계수의 산정(지진 계산시)

4.1 기초부 (도로교표준시방서(1996),P.809~P.811)

* 기둥 기초 상단과 기둥 하단부의 접점은 고정단으로 고려함.

4.2 라멘형 벽체 (도로교표준시방서(1996), p.807)

1) 종방향 (교축방향 : X - DIR) 변위강성 <수평방향 변위>

Ks = 0.425 E_{o1} B = 187,425 kN/m

2) 횡방향 (교축직각방향 : Y - DIR) 회전강성 <회전 변위>

Kr = 0.072 E_{o1} B H^2 = ##### kN·m/rad

HA = 3.900 m (A1, A2 구간 슬래브 도심에서 저판상단까지)

3) Y-축, Z-축으로의 변위강성과 X-축,Z-축에 대한 회전강성은 무시함.

■ 수평변위강성 Ks = 187,425 kN/m

구분	Kv	절점번호
1	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 93,713	1,18
2	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 187,425	2,19
3	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 187,425	3,20
4	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 93,713	4,8

■ 회전강성 Kr = 482,948 kN·m/rad

구분	Ksb	절점번호
1	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 241,474	1,18
2	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 482,948	2,19
3	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 482,948	3,20
4	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 241,474	4,8

5. 지진성능검토를 위한 하중의 계산

5.1 종방향 지진하중의 산정

1) 지진거동에 영향을 주는 연직하중의 산정

고정하중 종류	계 산 식	계산값(kN/m)
포장층 자중	23.000(γ) X 0.080(t) X 10.50(계산폭)	19.320
SLAB 자중	25.00(γ) X 0.60(t) X 10.50(계산폭)	157.500
헌 치 자 중	25.00(γ) X 1/2 X (0.250 × 0.84) X 8ea X 10.50(계산폭)/ 53.00(연장)	4.160
보도부	10.000 x 2ea	20.000
지진고려 연직력 합계		200.980

2) 상부구조 각 부재에 종방향으로 단위하중(1.0kn/m) 재하시 발생변위를 취하여 진동주기 계산

- P_o = 1.000 kN/m (등가단위하중)

단위 : m

v_s	0.0000145

(하중Po에 의한 정적처짐)

3) α,β,γ 계수 산정

- ω(x) = 200.980 kN/m

(교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중)

$\int dx$ = 10.500 m (= L)

$\alpha\ (=\int v_s(x)dx)$	0.000151725
$\beta\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)dx)$	0.030493748
$\gamma\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)^2dx)$	0.000000441

4) 교량의 주기 계산 (T)

- $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_o\ g\ \alpha}} \times 2\pi$ g = 9.810 m/sec^2

단위 : sec

T	0.108

5) 탄성지진 응답계수(C_S) 계산

- A= 0.154 , S= 1.2

① $1.2\ A\ S\ /\ T^{2/3}$	0.978
② 2.5 A	0.385
적용값 = min(①,②)	0.385

6) 등가정적 지진하중의 산정

- $P_{ey} = (\beta\ C_s\ /\ \gamma) \times (\omega_y\ v_x)$

단위 : kN/m

P_{ey}	77.377

5.2 횡방향 지진하중의 산정

: 라멘교의 경우 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 해석은 무시할 수 있다.

5.3 고정하중의 산정

단위 : kN/m

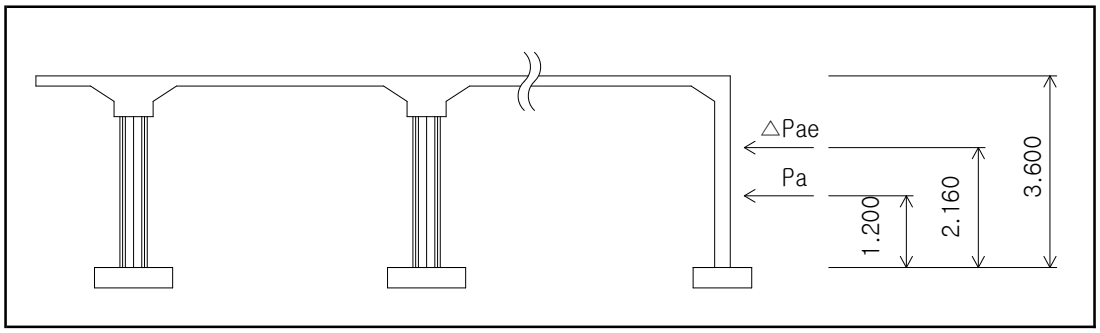
고정하중 종류	계 산 값
포장층 자중	19.320
상부토사자중	0.000
합계	19.320

5.4 지진 발생시 작용하는 토압의 산정

$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 B$ = 478.64 kN (상시 주동토압)

$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma_s H^2 B$ = 547.63 kN (지진시 주동토압, 시종점 동일)

$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$ = 547.628 − 478.636 = 68.992 kN (평상시 주동토압)



< 지진시 토압 작용 개념도 >

지진시 주동토압 작용점

$h = (P_a * H / 3) + (\Delta P_{ae}\ 0.6H) / P_{ae}$

= ((478.636 × 3.900 /3) + (68.992 X 0.6 X 3.900)) / 547.628

= 1.431 m

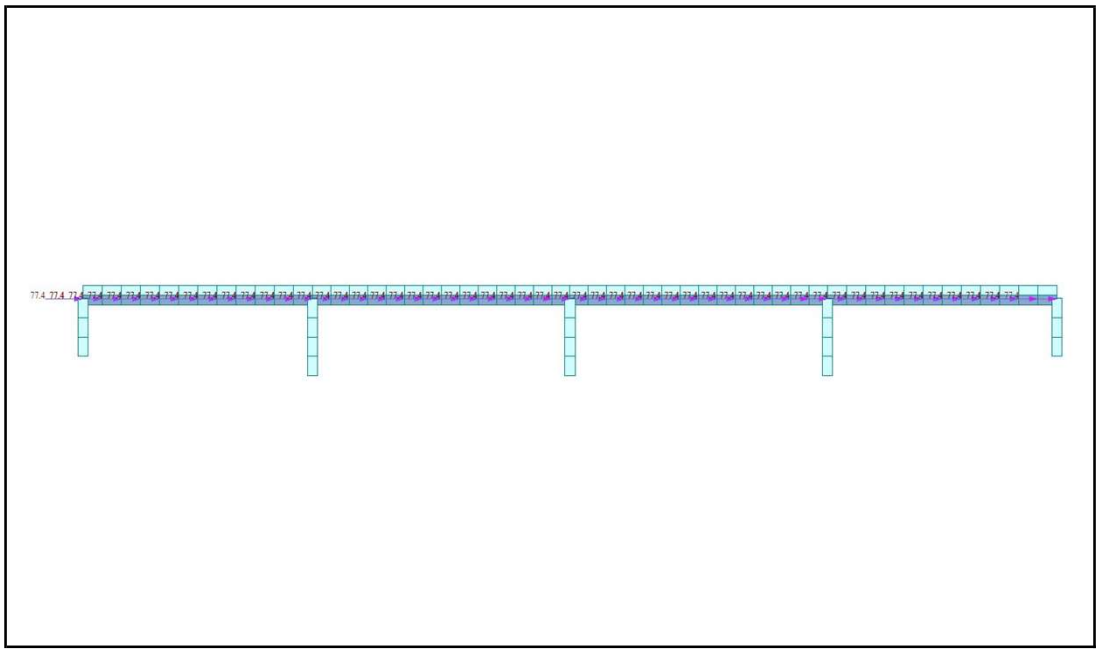
☞ 토압하중 재하시 정적분력은 1/3 H 지점, 동적 분력은 0.6 H 지점에 하중을 재하한다.

5.5.하중의 재하도

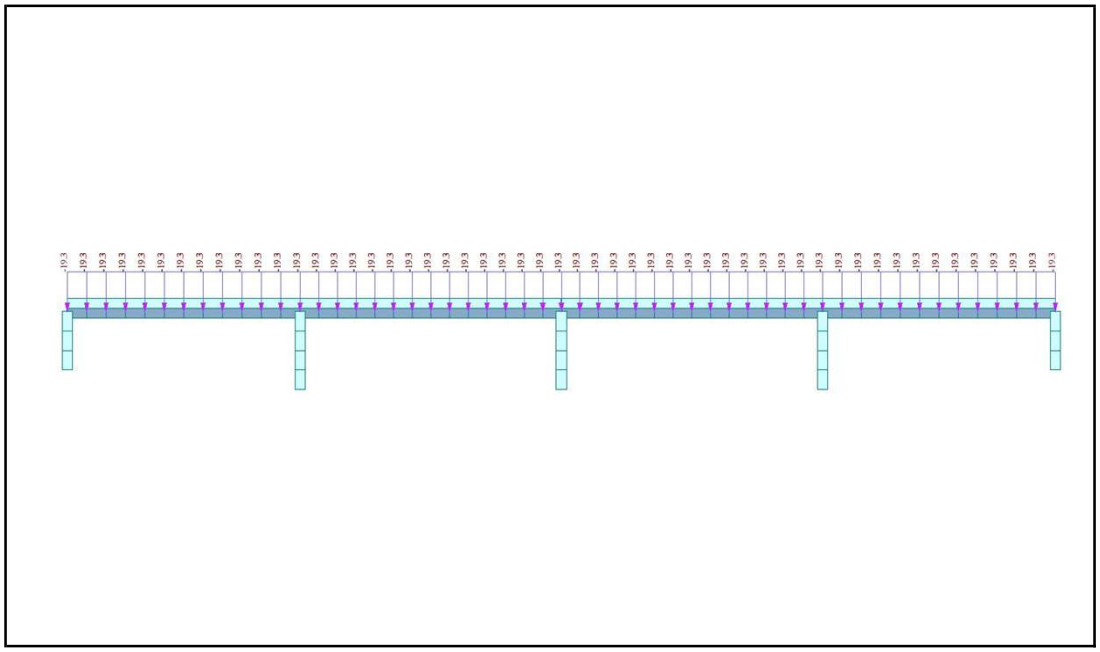
- 지진시 하중 CASE

1) LOAD CASE 1 : 지진시 관성력(종방향)

P_{ey}	77.377



2) LOAD CASE 2 : 고정하중



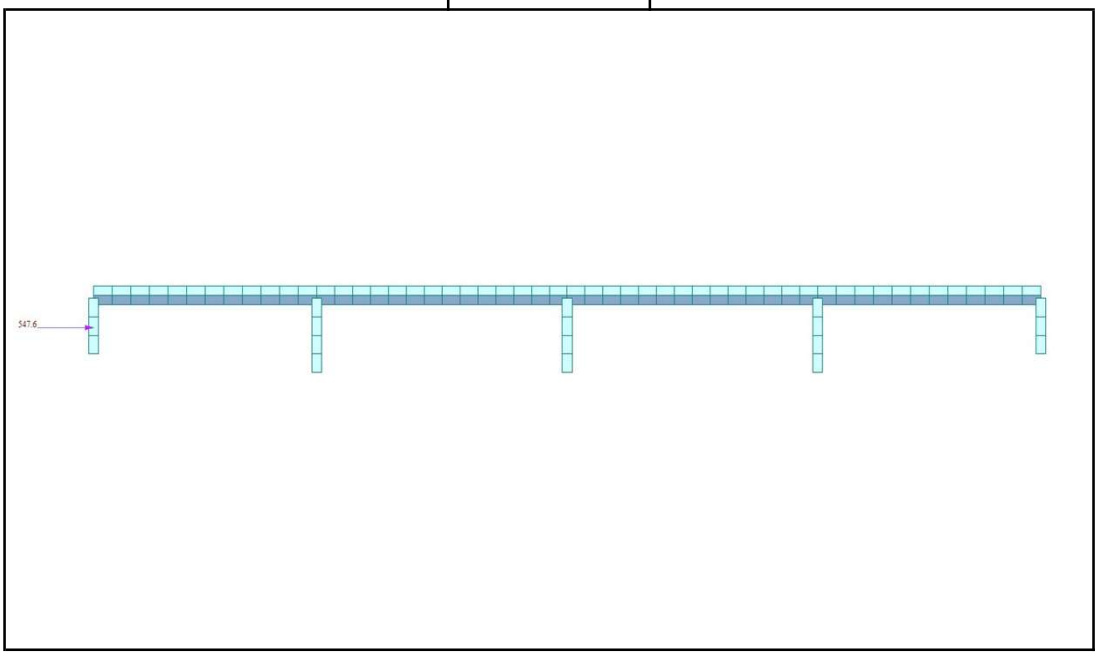
자중+헌치 : program내 자동계산

포장 : 19.320 kN/m

상부토사 : 0.000 kN/m

3) LOAD CASE 3 : 지진시 토압

구분	하중크기	작용점
Pae	547.628	1.431



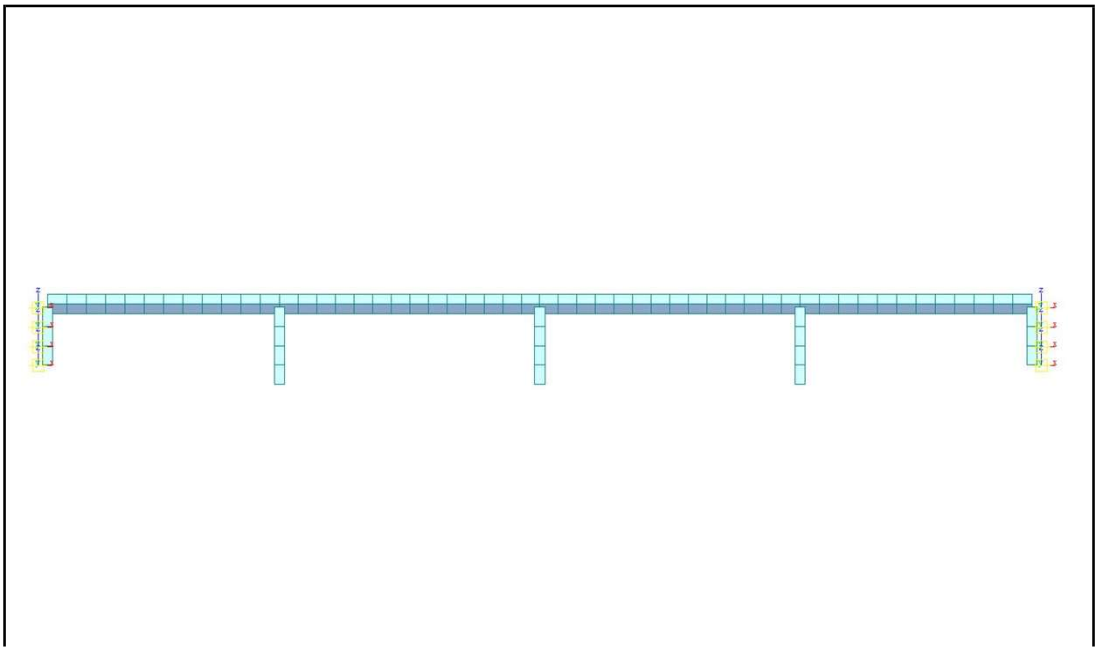
5.6 하 중 조 합

조합 \ 하중	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb 1	1.000	1.000	1.000
Comb 2	1.000	1.000	0.650
Comb 3	0.300	0.300	0.300
Comb 4	0.300	0.300	0.195

※ 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 지진하중 하중조합은 생략함

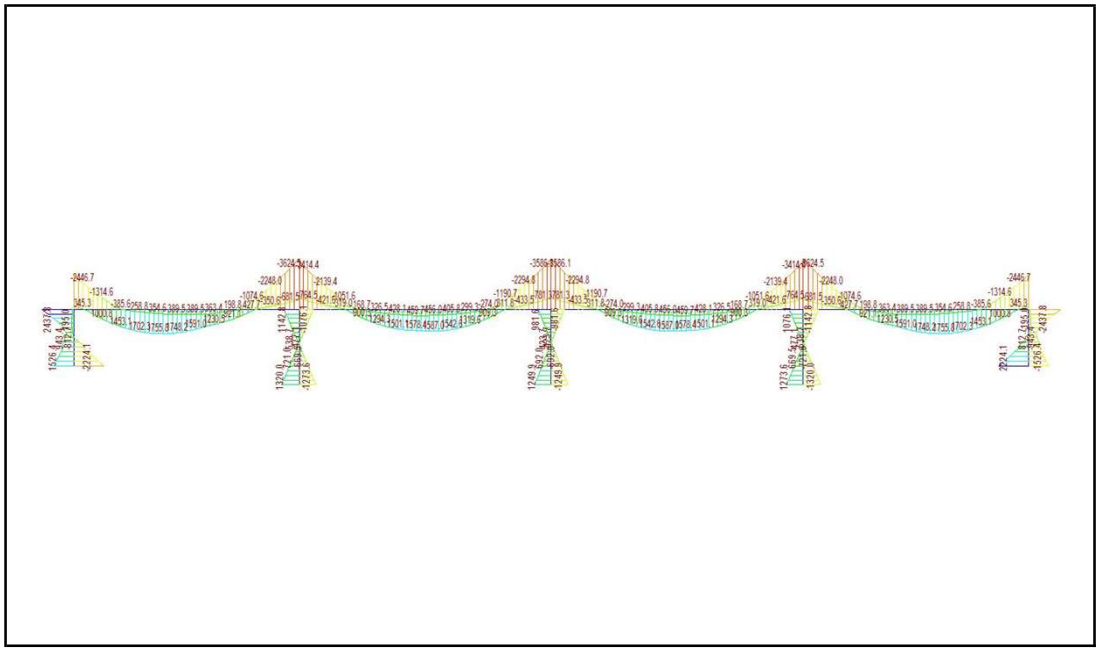
6. MODELING & 구조해석 (지진시)

6.1 MODELING

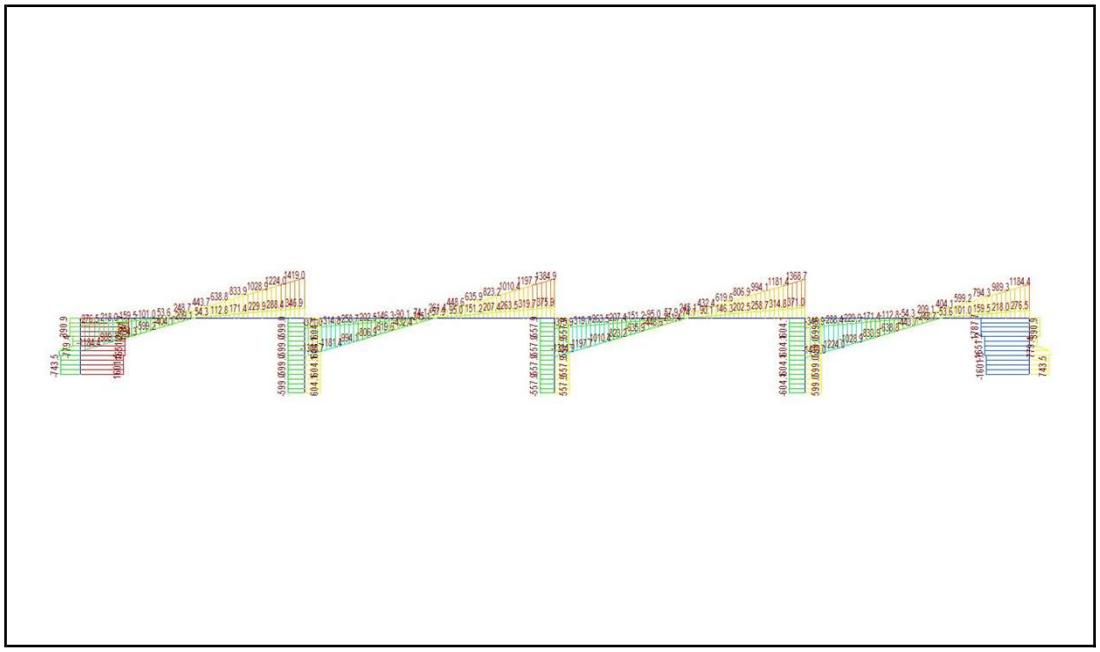


6.2 구조해석 결과 (B.M.D 및 S.F.D)

1) 지진시 (B.M.D)



2) 지진시 (S.F.D)



7. 구조해석 결과 SUMMARY

[구조계산 폭원 : 10.50 m]

구 분			휨모멘트(kN・m)/m		전단력(kN)/m		비 고
			전폭	단위폭	전폭	단위폭	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	2446.7	233.0	1184.4	112.8	
		중앙부	1755.8	167.2	-	-	
		우측단부	3624.5	345.2	1419.0	135.1	
	내측	좌측단부	3414.4	325.2	1368.7	130.4	
		중앙부	1578.4	150.3	-	-	
		우측단부	3586.1	341.5	1384.9	131.9	
	외측2	좌측단부	3624.5	345.2	1419.0	135.1	
		중앙부	1755.8	167.2	-	-	
		우측단부	2446.7	233.0	1184.4	112.8	
벽 체	상단	전면	2437.8	232.2	1787.7	170.3	
		배면	195.0	18.6			
	중앙	전면	943.4	89.8	1651.2	157.3	
		배면	812.7	77.4			
	하단	전면	1526.4	145.4	1601.5	152.5	
		배면	2224.1	211.8			

구 분		휨모멘트 (kN・m)/m	축력 (Kn)	전단력 (Kn)	비 고
기둥	최대 휨모멘트시	1320.000	3222.100	599.000	
	최대 축력시	1299.700	3223.200	590.200	단위길이당 축력 : 306.971
기둥2	최대 휨모멘트시	1249.900	3204.200	557.900	
	최대 축력시	1231.400	3203.800	549.500	단위길이당 축력 : 305.124

8. 안전검토 (1.4 철근배근 참고)

8.1 상부슬래브 외측1 좌측단부

□ 기본사항

Mu	233.019 kN·m	Vu	112.800 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 43.373 mm

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

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (560 − 43.373 / 2) / 1000000

= 354.248 kN·m > M_u = 233.019 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= { 0.8 × (1 / 6) × √ 21 × 1,000 × 560 } / 1000

= 342.166 kN > V_u = 112.800 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 171.083 kN > V_u = 112.800 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.2 상부슬래브 외측1 중앙부

□ 기본사항

Mu	167.219 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 43.373 mm

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

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (560 − 43.373 / 2) / 1000000

= 354.248 kN·m > M_u = 167.219 kN·m ∴ O.K

8.3 상부슬래브 외측1 우측단부

□ 기본사항

Mu	345.19 kN·m	Vu	135.14 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 43.373 mm

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

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (560 − 43.373 / 2) / 1000000

= 354.248 kN·m > M_u = 345.190 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 560 / 1000

= 342.166 kN > V_u = 135.143 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 171.083 kN > V_u = 135.143 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.4 상부슬래브 내측 좌측단부

□ 기본사항

Mu	325.181 kN·m	Vu	130.352 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 43.373 mm

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

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (560 − 43.373 / 2) / 1000000

= 354.248 kN·m > M_u = 325.181 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 560 / 1000

= 342.166 kN > V_u = 130.352 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 171.083 kN > V_u = 130.352 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.5 상부슬래브 내측 중앙부

□ 기본사항

Mu	150.324 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 43.373 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (560 − 43.373 / 2) / 1000000

= 354.248 kN·m > M_u = 150.324 kN·m ∴ O.K

8.6 상부슬래브 내측 우측단부

□ 기본사항

Mu	341.53 kN·m	Vu	131.90 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 43.373 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (560 − 43.373 / 2) / 1000000

= 354.248 kN·m > M_u = 341.533 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 560 / 1000

= 342.166 kN > V_u = 131.895 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 171.083 kN > V_u = 131.895 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.7 상부슬래브 외측2 좌측단부

□ 기본사항

Mu	345.190 kN·m	Vu	135.143 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 43.373 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (560 − 43.373 / 2) / 1000000

= 354.248 kN·m > M_u = 345.190 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 560 / 1000

= 342.166 kN > V_u = 135.143 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 171.083 kN > V_u = 135.143 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.8 상부슬래브 외측2 중앙부

□ 기본사항

Mu	150.324 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 43.373 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (560 − 43.373 / 2) / 1000000

= 354.248 kN·m > M_u = 150.324 kN·m ∴ O.K

8.9 상부슬래브 외측2 우측단부

□ 기본사항

Mu	233.02 kN·m	Vu	112.80 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 43.373 mm

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

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (560 − 43.373 / 2) / 1000000

= 354.248 kN·m > M_u = 233.019 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 560 / 1000

= 342.166 kN > V_u = 112.800 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 171.083 kN > V_u = 112.800 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.10 기둥

▶ 제1천리교 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 제1천리교

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 21 MPa, fy = 300 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 24830 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.85

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 550.00 mm
단 면 높 이 (H) : 10500.00 mm
철근 피복두께(d') : 40.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 4000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 1.20
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : D19 × 86ea = 24639.0 ㎟ (dc = 40.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 24639.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 3222.100 KN

계수모멘트(X) : Mux = 1320.000 KN·m
Mux.ns= 1320.000 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 1.6
Y축 세장비 : λy = 30.2

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.007

X축 확대모멘트 : δMux = 1320.000 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 1320.000 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 1042.46 mm
작 용 편 심 : e = 409.67 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 6973.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 58191.595 + 3455.131 + -1352.325 = 60294.402 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 133045.383 + 9160.158 + 5678.082 = 147883.624 KN·m

평 형 편 심 : eb = 2452.69 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 39191.36 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 96124.35 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.427 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 12127.500 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000148 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

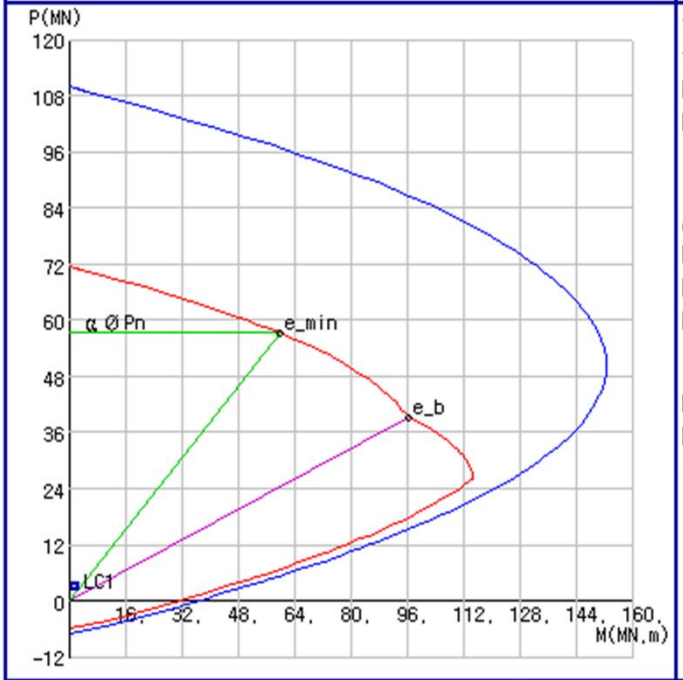
αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 88028.516 KN
Mn = αPn × e_min = 91765.914 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800

설계축하중강도 : α ØPn = 57218.534 KN ≥ Pu = 3222.100 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 59647.839 KN · m ≥ Mu = 1320.000 KN · m ∴ O.K

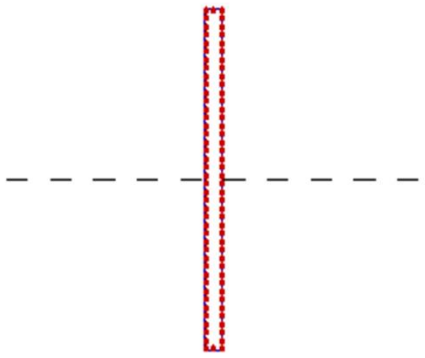
검토단면 : 제1천리교



검 토 조 건

fck	=	21 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	24830 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	5.306 E+13 mm⁴
Iy	=	1.456 E+11 mm⁴
Ag	=	5.775 E+06 mm²
Lu	=	4000.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	0.427 %
Pu	=	3222.100 KN
Mu	=	1320.000 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 1042.457 mm

ØP_min = 57218.540 KN

ØM_min = 59647.840 KN · m

▷ 평형 편심 상태

eb = 2452.693 mm

ØPb = 39191.360 KN

ØMb = 96124.350 KN · m

▷ 작용편심에서의 설계강도

e < e_min ∴ 최소편심구간

ØPn = 57218.540 KN(=ØPmin)

ØMn = 59647.840 KN · m(=ØMmin)

▷ 사용철근량

A_rebar = 24639.000 mm²

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 3223.200 KN

계수모멘트(X) : Mux = 1299.700 KN·m
Mux.ns= 1299.700 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 1.6
Y축 세장비 : λy = 30.2

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.007

X축 확대모멘트 : δMux = 1299.700 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 1299.700 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 1042.46 mm
작 용 편 심 : e = 403.23 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 6973.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 58191.595 + 3455.131 + -1352.325 = 60294.402 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 133045.383 + 9160.158 + 5678.082 = 147883.624 KN·m

평 형 편 심 : eb = 2452.69 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 39191.36 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 96124.35 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

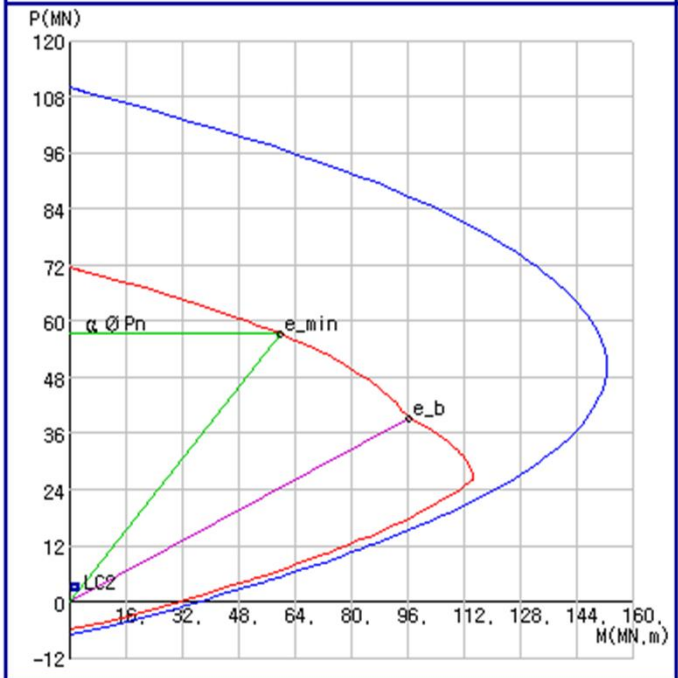
사용철근비 : Pused = 0.427 %

계수축력 Pu < 0.1 · fck · Ag = 12127.500 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000148 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α ×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 88028.516 KN
Mn = αPn × e_min = 91765.914 KN · m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 57218.534 KN ≥ Pu = 3223.200 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 59647.839 KN · m ≥ Mu = 1299.700 KN · m ∴ O.K

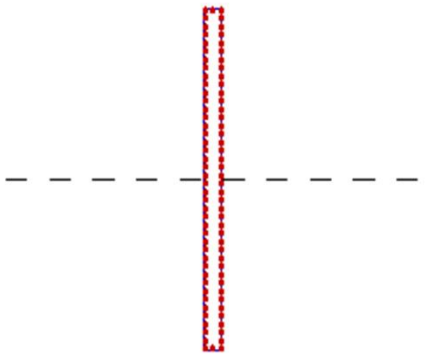
검토단면 : 제1천리교



검 토 조 건

fck	=	21 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	24830 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	5.306 E+13 mm⁴
Iy	=	1.456 E+11 mm⁴
Ag	=	5.775 E+06 mm²
Lu	=	4000.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	0.427 %
Pu	=	3223.200 KN
Mu	=	1299.700 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
e_min = 1042.457 mm
ØP_min = 57218.540 KN
ØM_min = 59647.840 KN · m
▷ 평형 편심 상태
eb = 2452.693 mm
ØPb = 39191.360 KN
ØMb = 96124.350 KN · m
▷ 작용편심에서의 설계강도
e < e_min ∴ 최소편심구간
ØPn = 57218.540 KN(=ØPmin)
ØMn = 59647.840 KN · m(=ØMmin)
▷ 사용철근량
A_rebar = 24639.000 mm²

8.11 기둥 - 전단검토

□ 전단검토

Vu	599.000 kN	기둥폭	10500.00 mm	Φ_v	0.800
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa	형식	사각

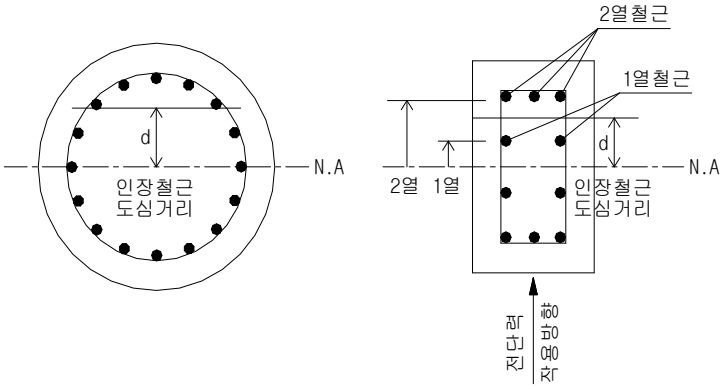
[원형단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	피복	개수	철근단면적	비 고
1단	0	0	0	-	-
2단	-	-	-	-	-
계				-	-

[사각단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	도심거리	개수	철근단면적	비 고
1열	19	0.04	86	24,639	-
2열				-	-
3열				-	-
4열				-	-
5열				-	-
계				24,639	-

< d 값 산출 개념도 >



d = 315 mm (인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리)

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= \{ 0.8 \times (1 / 6) \times \sqrt{21} \times 10,500 \times 315 \} / 1000$

$= 2020.916$ kN > V_u = 599.000 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 1010.458 kN > V_u = 599.000 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.12 벽체 상단 내측

□ 기본사항

Mu	232.171 kN·m	Vu	170.257 kN	Φ_m	0.850
H	633 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	593 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 43.373 mm

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

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (593 − 43.373 / 2) / 1000000

= 376.184 kN·m > M_u = 232.171 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 510 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 510 / 1000

= 311.615 kN > V_u = 170.257 kN

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 155.808 kN < V_u = 170.257 kN ∴ **최소전단철근 배근**

8.13 벽체 상단 외측

□ 기본사항

Mu	18.571 kN·m	Vu	170.257 kN	Φ_m	0.850
H	550 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	510 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 43.373 mm

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

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (510 − 43.373 / 2) / 1000000

= 321.345 kN·m > M_u = 18.571 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 510 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 510 / 1000

= 311.615 kN > V_u = 170.257 kN

1/2 $\Phi_v V_c$ = 155.808 kN < V_u = 170.257 kN ∴ **최소전단철근 배근**

8.14 벽체 중앙 내측

□ 기본사항

Mu	89.848 kN·m	Vu	157.257 kN	Φ_m	0.850
H	550 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	510 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 43.373 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (510 − 43.373 / 2) / 1000000

= 321.345 kN·m > M_u = 89.848 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 510 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 510 / 1000

= 311.615 kN > V_u = 157.257 kN

1/2 $\Phi_v V_c$ = 155.808 kN < V_u = 157.257 kN ∴ **최소전단철근 배근**

8.15 벽체 중앙 외측

□ 기본사항

Mu	77.400 kN·m	Vu	157.257 kN	Φ_m	0.850
H	550 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	510 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 43.373 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (510 − 43.373 / 2) / 1000000

= 321.345 kN·m > M_u = 77.400 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 510 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 510 / 1000

= 311.615 kN > V_u = 157.257 kN

1/2 $\Phi_v V_c$ = 155.808 kN < V_u = 157.257 kN ∴ **최소전단철근 배근**

8.16 벽체 하단 내측

□ 기본사항

Mu	145.371 kN·m	Vu	152.524 kN	Φ_m	0.850
H	550 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	510 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 43.373 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (510 − 43.373 / 2) / 1000000

= 321.345 kN·m > M_u = 145.371 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 510 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 510 / 1000

= 311.615 kN > V_u = 152.524 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 155.808 kN > V_u = 152.524 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.17 벽체 하단 외측

□ 기본사항

Mu	211.819 kN·m	Vu	152.524 kN	Φ_m	0.850
H	550 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	510 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	인장부

TOTAL 2580.7 ㎟

$a = 2{,}580.7 \times 300 / (0.850 \times 21 \times 1{,}000) = 43.373$ mm

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

$= 0.850 \times 2{,}580.7 \times 300 \times (510 - 43.373 / 2) / 1000000$

$= 321.345$ kN·m > $M_u = 211.819$ kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

$d = 510$ mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= 0.800 \times (1 / 6) \times \sqrt{(21)} \times 1{,}000 \times 510 / 1000$

$= 311.615$ kN > $V_u = 152.524$ kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c = 155.808$ kN > $V_u = 152.524$ kN ∴ **전단철근 필요 없음**

9. 안전검토결과 요약

구 분			휨검토(kN・m)			전단검토(kN)			비 고
			ΦM_n	Mu	판정	ΦVn	Vu	판정	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	354.25	233.02	O.K	342.17	112.80	O.K	
		중앙부	354.25	167.22	O.K	-	-	-	
		우측단부	354.25	345.19	O.K	342.17	135.14	O.K	
	내측	좌측단부	354.25	325.18	O.K	342.17	130.35	O.K	
		중앙부	354.25	150.32	O.K	-	-	-	
		우측단부	354.25	341.53	O.K	342.17	131.90	O.K	
	외측2	좌측단부	354.25	345.19	O.K	342.17	135.14	O.K	
		중앙부	354.25	150.32	O.K	-	-	-	
		우측단부	354.25	233.02	O.K	342.17	112.80	O.K	
벽 체	상단	전면	376.18	232.17	O.K	311.62	170.26	O.K	
		배면	321.35	18.57	O.K	311.62	170.26	O.K	
	중앙	전면	321.35	89.85	O.K	311.62	157.26	O.K	
		배면	321.35	77.40	O.K	311.62	157.26	O.K	
	하단	전면	321.35	145.37	O.K	311.62	152.52	O.K	
		배면	321.35	211.82	O.K	311.62	152.52	O.K	

구 분		P-M 상관 검토			전단검토(kN)			비 고
		Mu (kN・m)	P (kN)	판정	ΦVn	Vu	판정	
기 둥	Mmax	1320.00	3222.10	O.K	2020.92	599.00	O.K	기둥 P-M 상관도 참고
	Pmax	1299.70	3223.20	O.K				"

천리2교

기 존 교 량 내 진 성 능 평 가

2019. 05

1. 개 요

1.1 교량현황

1.1.1 교량제원

1) 교 량 명 : 천리2교

2) 교 량 등 급 : 1 종 (DB-18)

3) 관 리 주 체 : 경기도 용인시

4) 소 재 지 : 경기도 용인시 처인구 이동면 천리 701-1

5) 준 공 년 도 : 1983 년

6) 상부구조형식 : RCS (RC 슬래브교)

7) 교 량 연 장 : 54.000 m (=12+2@15+12)

8) 교 량 폭 원 : 11.500 m

9) 받 침 형 식 : 탄성패드

10) 교 각 형 식 : 벽식 교각 (기둥 1 EA, 단면적 = 7.123 ㎡)

- 축방향철근 배근상태 : D19 (126 EA (1 단))
- 축방향철근 겹침이음 : 무
- 피 복 두 께 : 40 mm
- 횡방향철근 배근상태 : D16 @ 200 mm

11) 교 대 형 식

- A1 교대 : 중력식 교대
- A2 교대 : 중력식 교대

12) 기 초 형 식

- 교 대 : 확대기초 (A1, A2)
- 교 각 : 확대기초 (P1 ~ P3)

1.1.2 사용재료

1) 콘크리트 바닥판

콘크리트 : fck = 24.0 MPa , Ec = 25,811 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000 MPa

2) 거 더 (강 거 더)

주부재 강종 : SM490

부부재 강종 : SM400

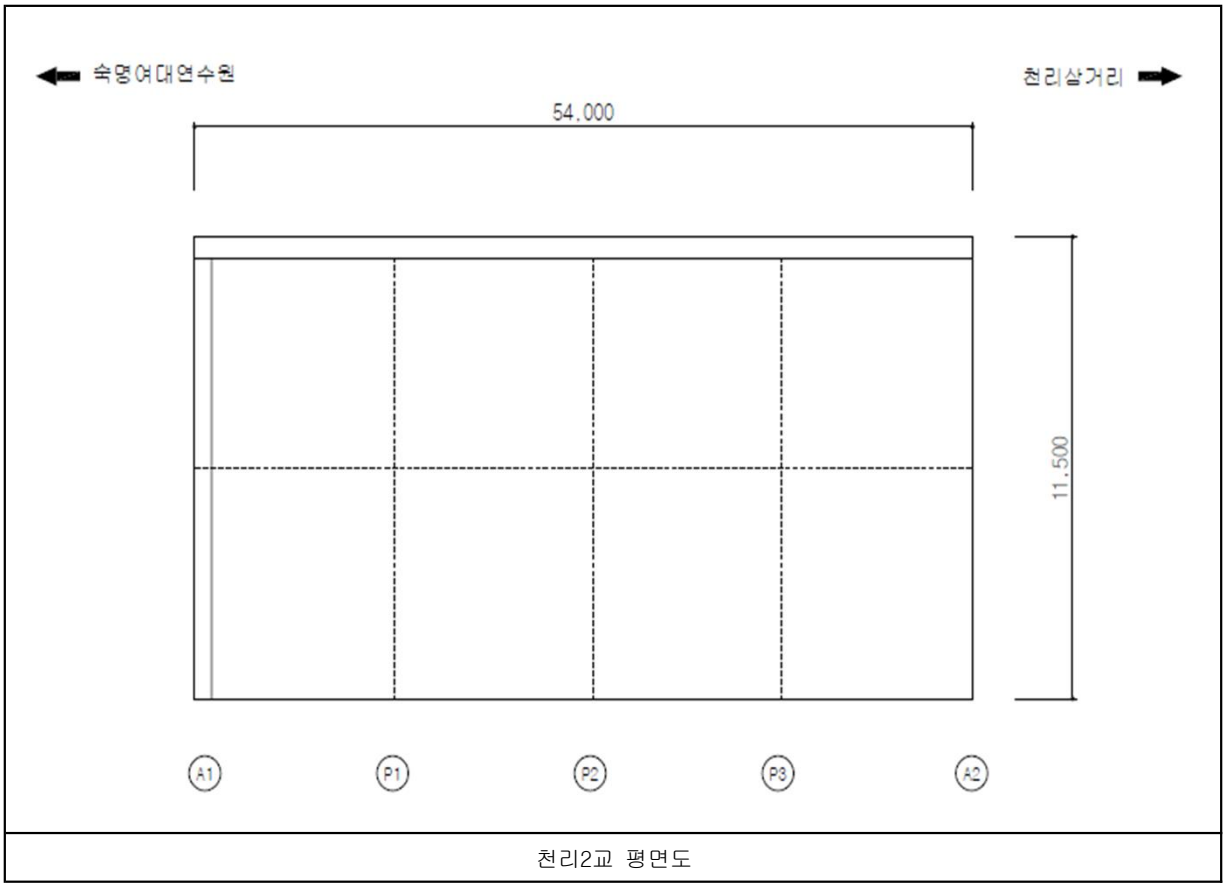
탄성계수 Es : 205,000 MPa

3) 하부구조

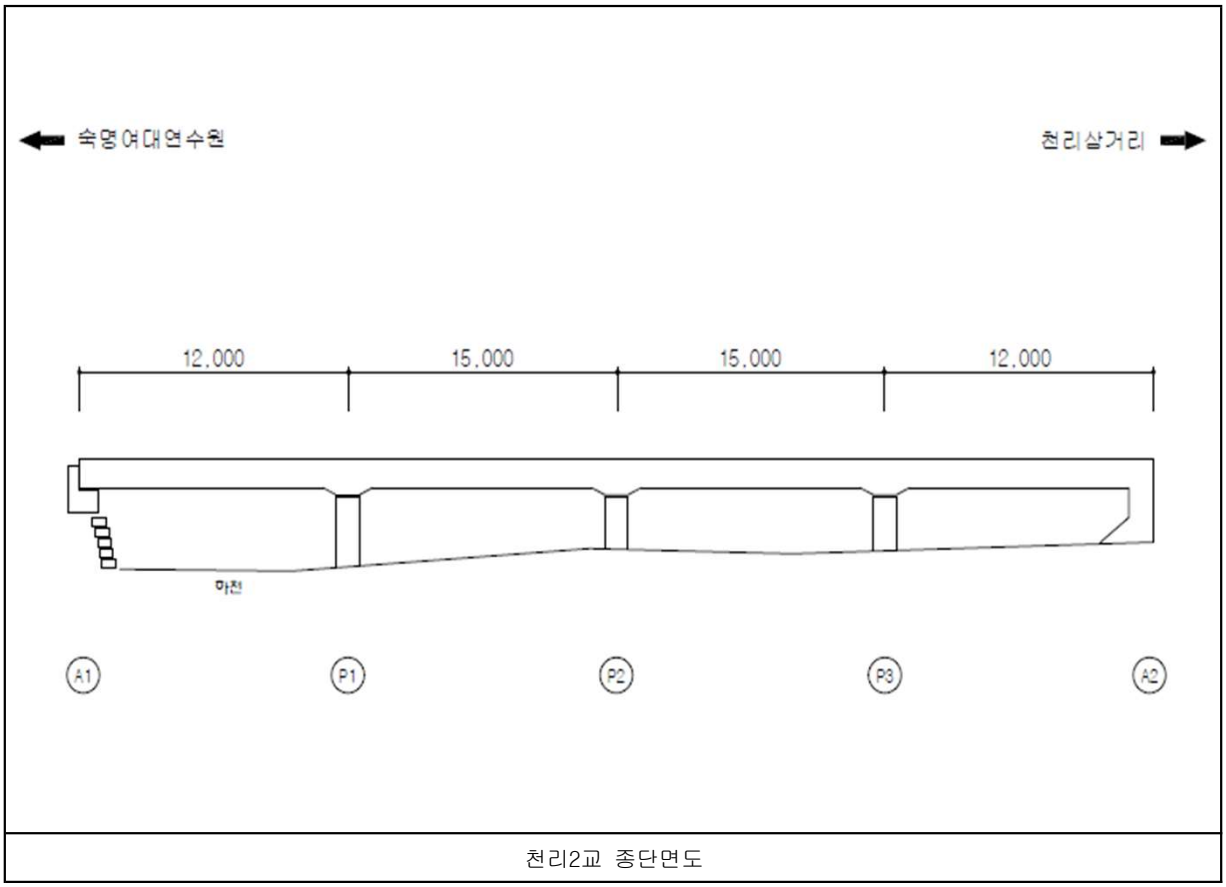
콘크리트 : fck = 24.0 MPa , Ec = 25,811.0 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000.0 MPa

1.1.3 대상교량 종 · 평면도

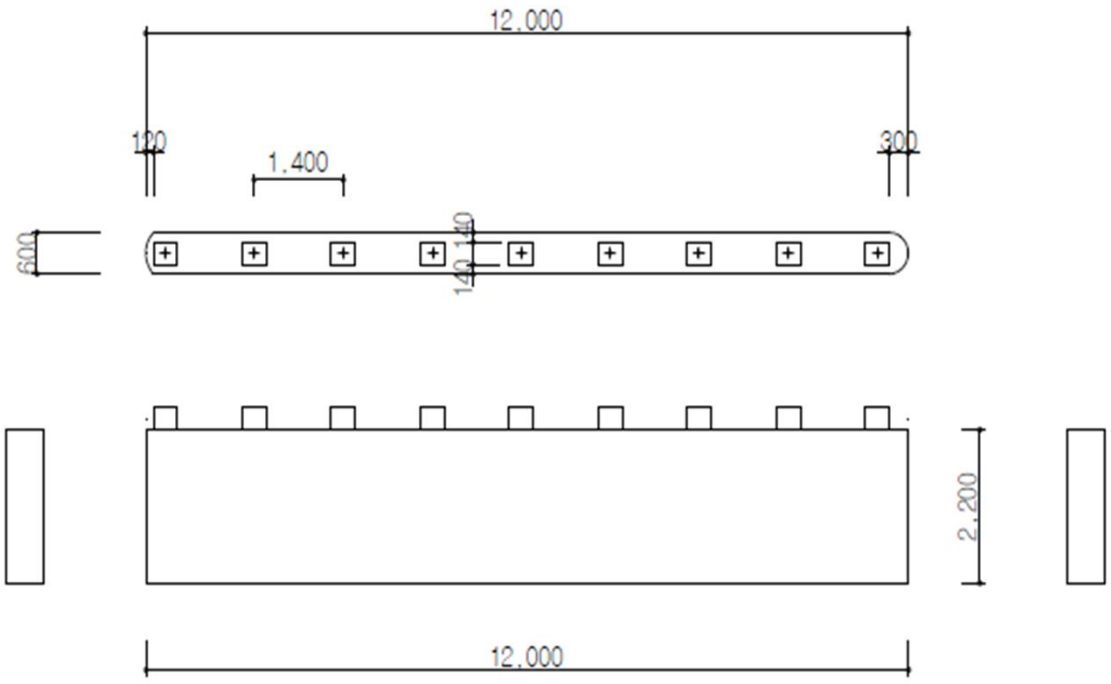


천리2교 평면도



천리2교 종단면도

1.1.5 교각 2(고정단) 일반도



천리2교 교각 2 일반도

1.3 내진설계상수

1) 내 진 등 급 : 내진 Ⅰ 등급 교량

2) 지진구역계수 : 0.110 - 지진구역Ⅰ, 경기도 용인시

3) 위험도 계수 (I) : 1.400

4) 가속도 계수 (A) : 0.154

5) 지 반 계 수 (S) : 1.200 (지반종류 : Ⅱ)

6) 고유치해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

8) 받 침 형 식 : 교 대 부 - 탄성패드 (1000 kN)

교 각 부 - 탄성패드 (1000 kN)

1.4 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	-
	콘크리트 모델	MANDER 모델	-
	철근 모델	PARK 모델	-
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS	-
탄성지진력 산정	모델	3차원 프레임해석 모델	-
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성 스프링 모델	-
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	-
	질량산정	상부 고정하중은 분포질량으로, 하부 고정하중은 단위질량으로 입력	-
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS	-

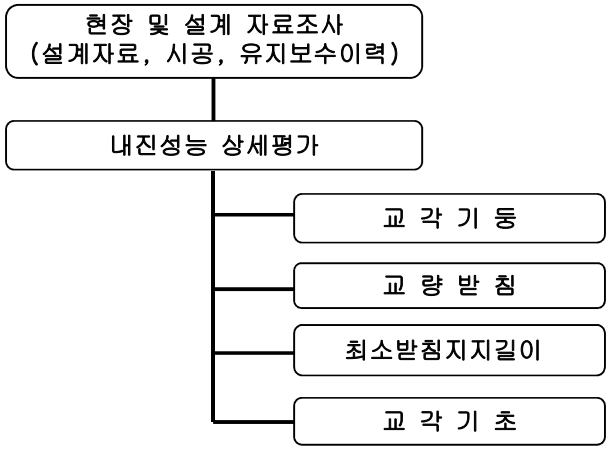
1.5 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능 상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능 상세 평가기준은 상부 구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 '기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



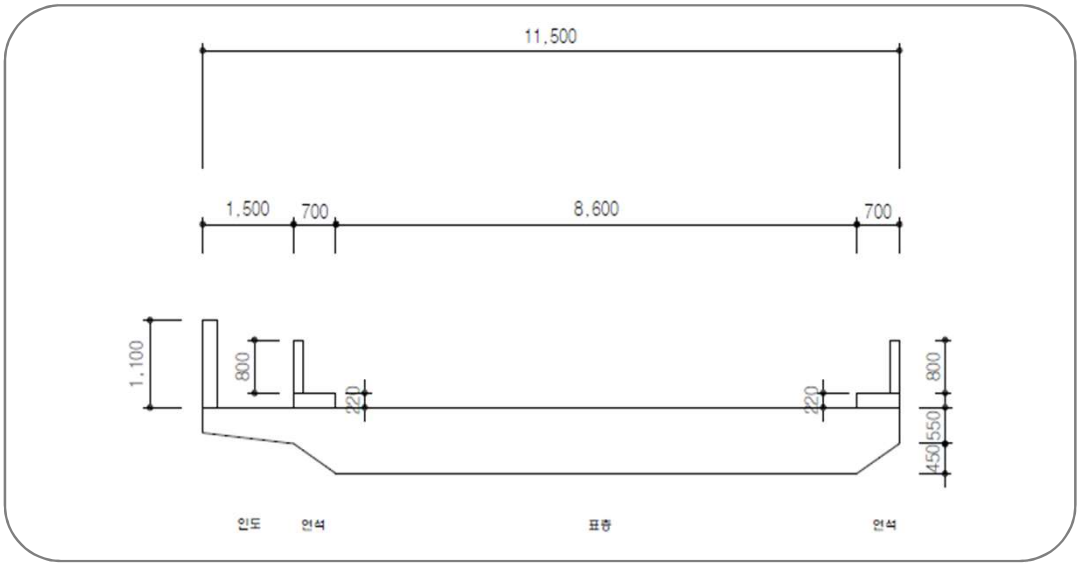
2. A1 ~ A2 구간 탄성지진력

2.1 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

- 해석대상 교량은 RCS (RC 슬래브교)교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침은 실제 거동특성과 일치되도록 NL Link를 사용하여 모델링하였다.
- 교각기둥의 강성은 축하중 산정시 전체강성을 적용 후 지진해석시 항복 유효강성을 적용하였다.

2.1.1 상부구조 특성

가. 상부구조 단면특성



구 분	A (m^2)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	비 고
슬래브	9.6850	3.097880	7.899470	7.616760	

나. 2차 고정하중

1) 포 장 : 0.6880 m^2 x 23.0 kN/m^3 = 15.8240 kN/m

2) 연 석 : 0.3080 m^2 x 25.0 kN/m^3 = 7.7000 kN/m

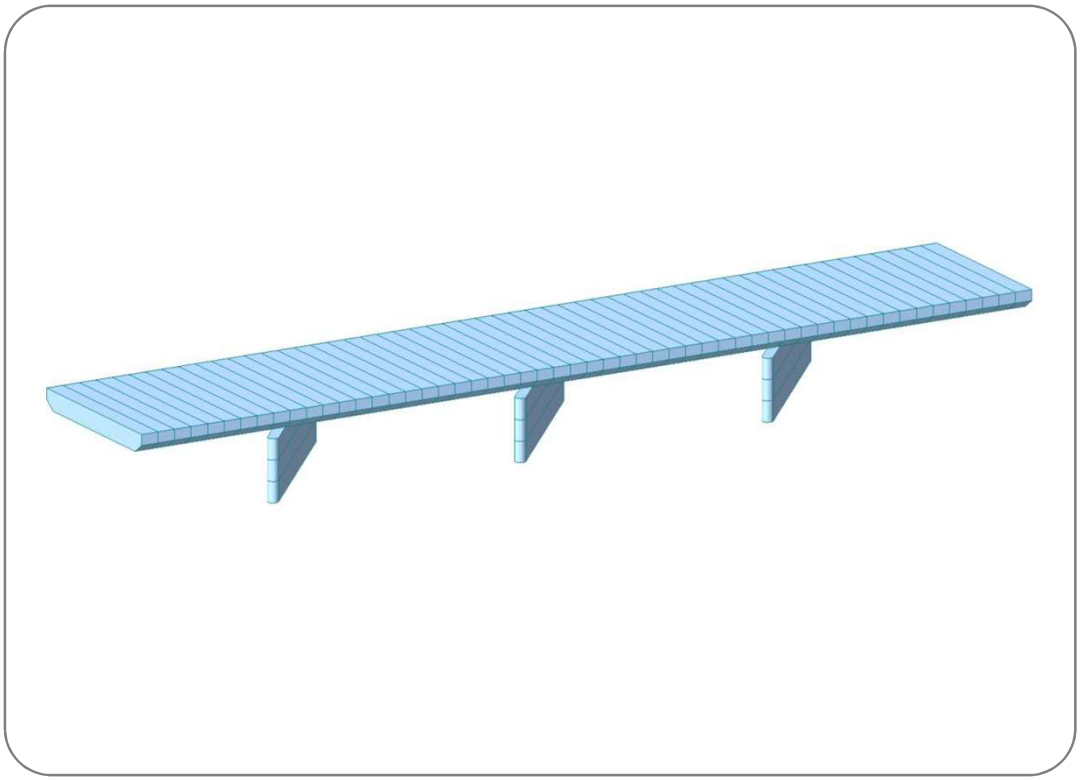
3) 보 도 부 : 10.0 kN/m x 1.0 ea = 10.0000 kN/m

3) 난 간 : 1.0 kN/m x 3.0 ea = 3.0000 kN/m

2.1.2 교각 단면 특성

구 분	A (m^2)	H (m)	콘크리트 fck	철근 fy	주철근 직경	비 고
교각 P2	7.123	3.200	24 MPa	300 MPa	D 19	하단기준

2.1.3 구조해석 모델



2.1.4 자중해석에 의한 축력 산정

1) 교량 받침부 반력(교각 상부 축력)

(단위 : kN)

받침번호	A1	P1	P2	P3	A2		합 계
1	192.8	421.4	474.7	442.4	103.6		
2	182.2	425.5	476.2	441.2	115.2		
3	171.5	429.5	477.8	440.0	126.8		
4	160.8	433.3	479.1	438.6	138.4		
5	149.8	436.7	479.9	436.7	149.8		
6	138.4	438.6	479.1	433.3	160.8		
7	126.8	440.0	477.8	429.5	171.5		
8	115.2	441.2	476.2	425.5	182.2		
9	103.6	442.4	474.7	421.4	192.8		
소 계	1,341	3,908	4,295	3,908	1,341	0	14,794

2) 교량 하부 축하중

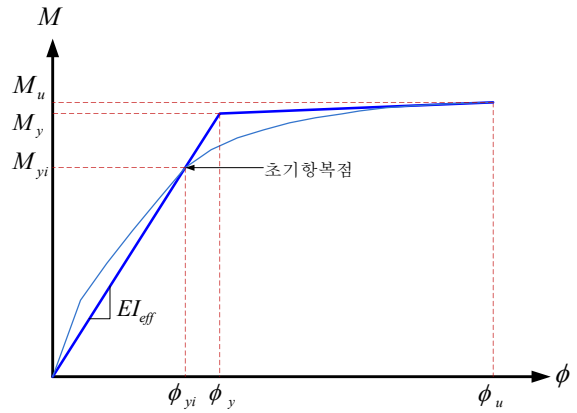
(단위 : kN)

구 분	P1	P2	P3			비 고
교각하부	4,467.2	4,854.1	4,467.2			P2 선정

2.2 교각 P2 모멘트-곡률 해석

2.2.1 개요

- 교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성을 산정하기 위하여 단면해석프로그램인 "MIDAS Civil"을 통해 앞에서 구한 축력의 효과를 고려하여 아래 그림과 같은 모멘트-곡률 관계곡선을 산정한다.



< 모멘트 - 곡률 관계 곡선 >

여기서 ..

M_{yi} : 초기항복시의 초기항복휨강도

M_y : 항복시의 항복휨강도

M_u : 극한시의 휨강도

$Ø_{yi}$: 초기항복시 곡률

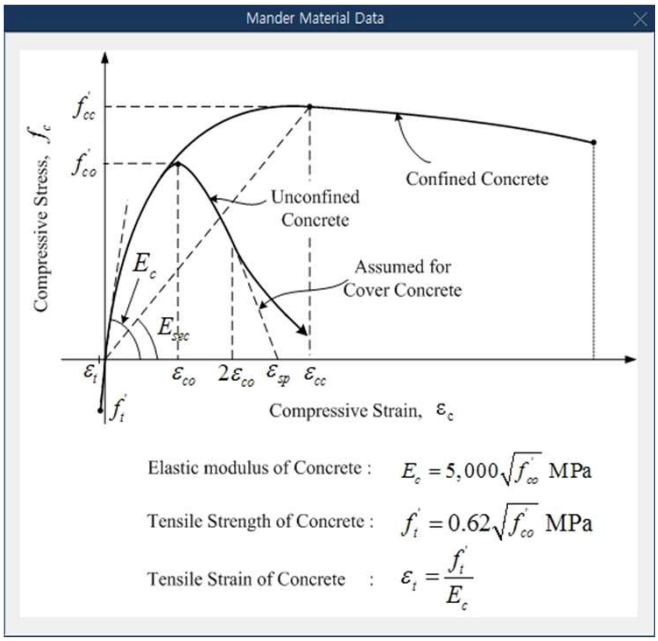
$Ø_y$: 항복시 곡률

$Ø_u$: 극한시 곡률

- 대상부재의 모멘트-곡률 관계곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선을 산정하고 초기항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형율이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다.
  단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

2.2.2 콘크리트 모델 : Mander Concrete Model

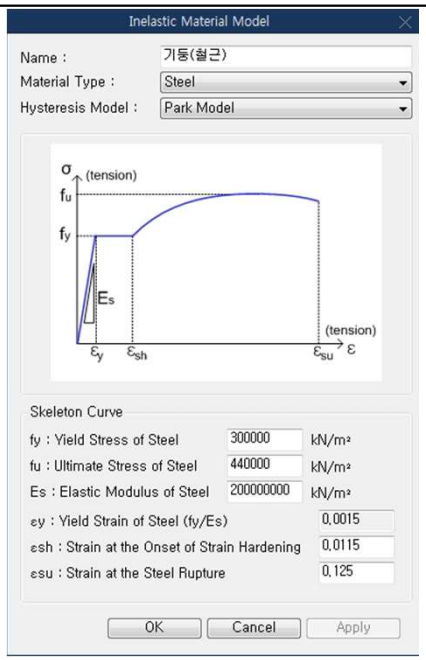
설계강도 f_{ck} (MPa)	최대압축강도 $f'_{co} = f'_{cc}$ (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_{cy} = 0.7\varepsilon_{cc}$		최대변형률 $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}$		극한변형률 ε_{cu}		탄성계수 E_c (MPa)
		교축	교직	교축	교직	교축	교직	
24	24	0.0005	0.0014	0.0007	0.0020	0.0007	0.0020	25,811



Concrete Model

2.2.3 철근모델 : Parabolic Strain Hardening Steel Model

항복강도 f_y (MPa)	극한강도 f_{su} (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_y = f_y / E_s$	경화시변형률 ε_{sh}	극한변형률 ε_{su}	탄성계수 E_s (MPa)	비 고
300	440	0.0015	0.0115	0.1250	200,000	

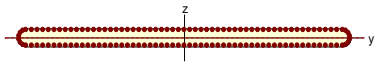


Steel Model

2.2.4 모멘트-곡률 해석 결과

1) 교축방향 해석

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^{L} = 3,710.0	Φ_{yi}^{L} = 0.003512	
항 복 시	M_{y}^{L} = 4,490.3	Φ_{y}^{L} = 0.004251	
극 한 시	M_{u}^{L} = 4,979.2	Φ_{u}^{L} = 0.057845	



Axial Force (kN) : 4854.1

Neutral Axis Angle : 0

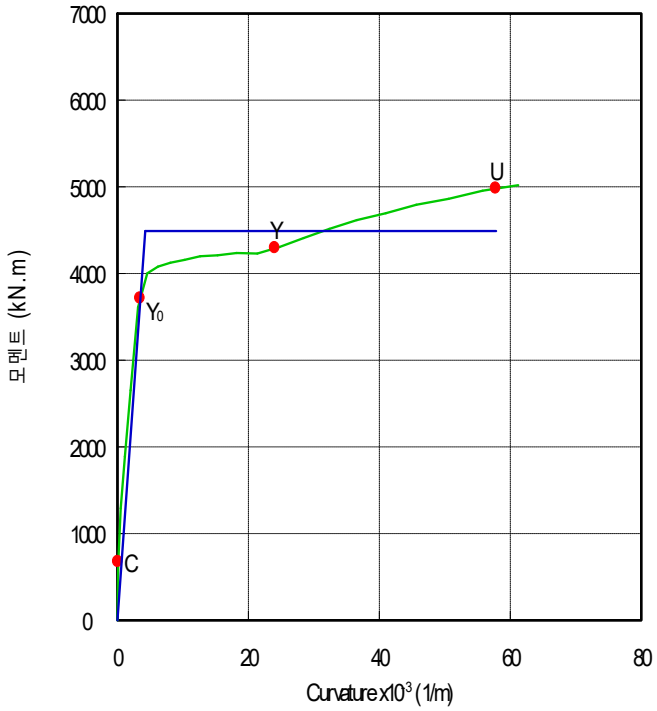
Concrete Height (m) : 0.6

Concrete Width (m) : 12.0

Concrete Area (m^2) : 7.12274

Rebar Area (m^2) : 0.036099

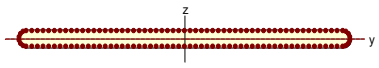
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축방향 해석) >

2) 교축직각방향 해석

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^T = 58,753.7	Φ_{yi}^T = 0.000163	
항 복 시	M_y^T = 84,727.7	Φ_y^T = 0.000298	
극 한 시	M_u^T = 90,869.6	Φ_u^T = 0.002192	



Axial Force (kN) : 4854.1

Neutral Axis Angle : 90

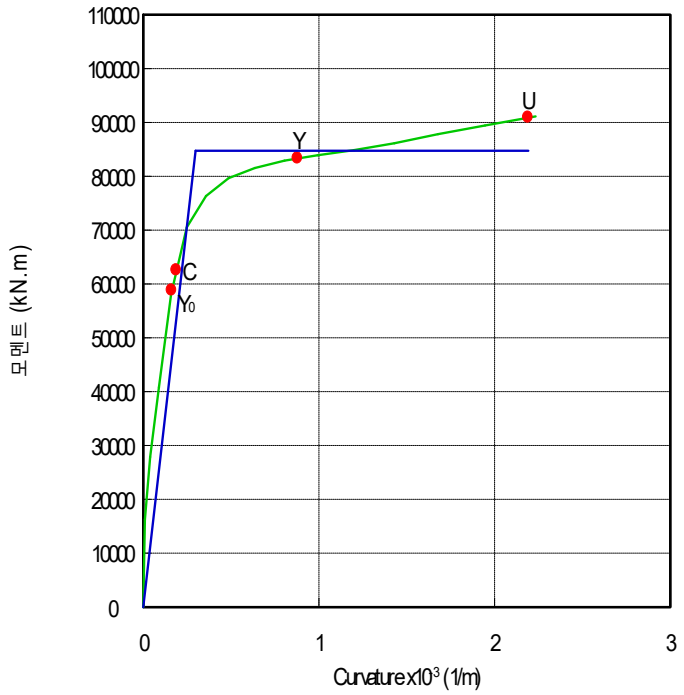
Concrete Height (m) : 0.6

Concrete Width (m) : 12.0

Concrete Area (m^2) : 7.12274

Rebar Area (m^2) : 0.036099

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축직각방향 해석) >

2.2.5 교각 기둥의 유효단면2차모멘트 산정

○ 모멘트-곡률 관계곡선의 기울기로 구한 항복유효강성값을 콘크리트 탄성계수로 나누어 구함

○ 기둥의 유효강성적용은 탄성지지력 산정시 "붕괴방지수준"에 적용

1) 교축방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{L} = \frac{M_y^{L}}{\Phi_y^{L}} = \frac{4,490.3}{0.004251 \times 1000} = 1,056.4 \ m^4$$

2) 교축직각방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{T} = \frac{M_y^{T}}{\Phi_y^{T}} = \frac{84,727.7}{0.000298 \times 1000} = 284,219.1 \ m^4$$

3) 유효단면2차모멘트

-. 교 축 방 향 : $I_{eff}^{L} = E_c I_{eff}^{L} / E_c =$ 0.040929 m^4 (0.19346 I_g)

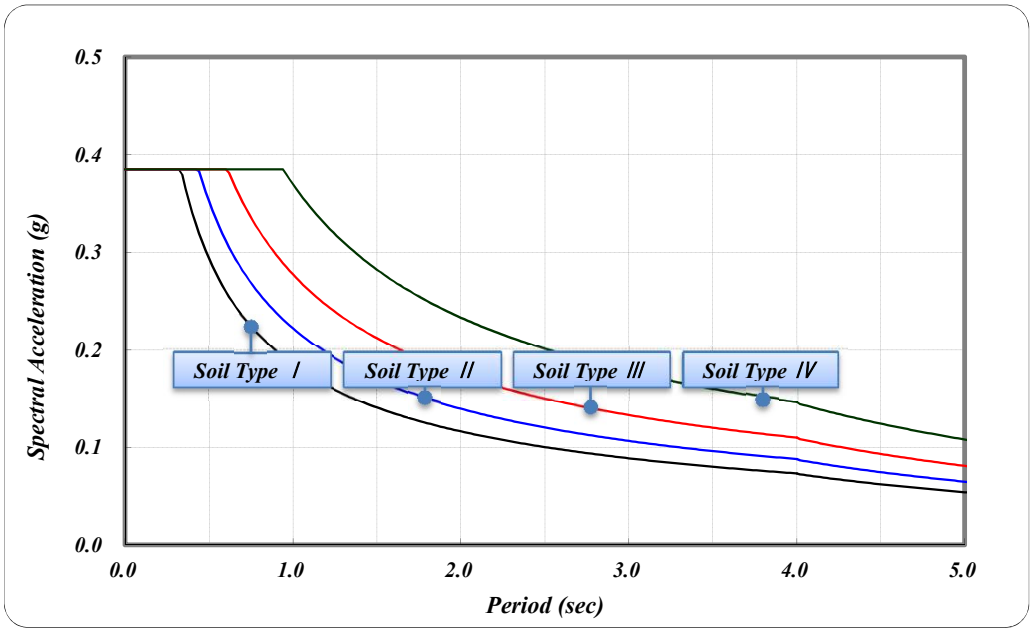
-. 교축직각방향 : $I_{eff}^{T} = E_c I_{eff}^{T} / E_c =$ 11.011546 m^4 (0.13159 I_g)

2.3 지진해석에 의한 탄성지지력 산정

○ 교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

2.3.1 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- 가속도 계수 A = 0.154 g
- 지 반 계 수 S = 1.200 (지반종류 Ⅱ)

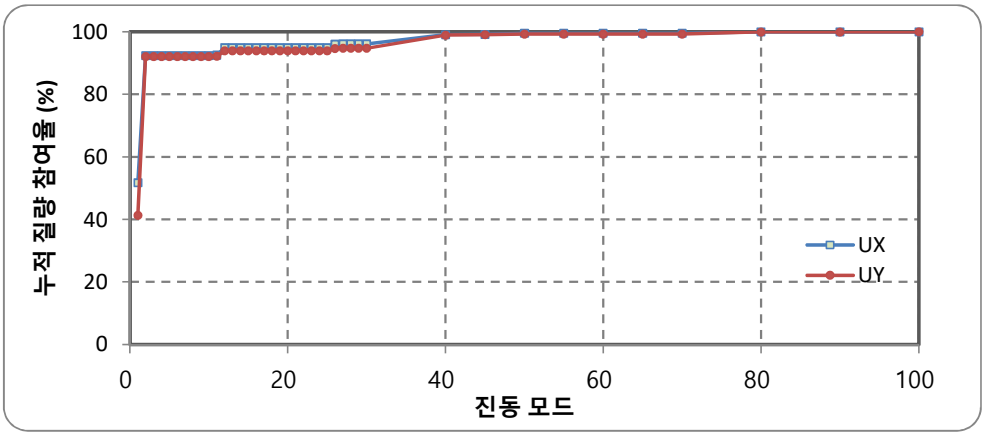


2.3.2 지진해석 결과

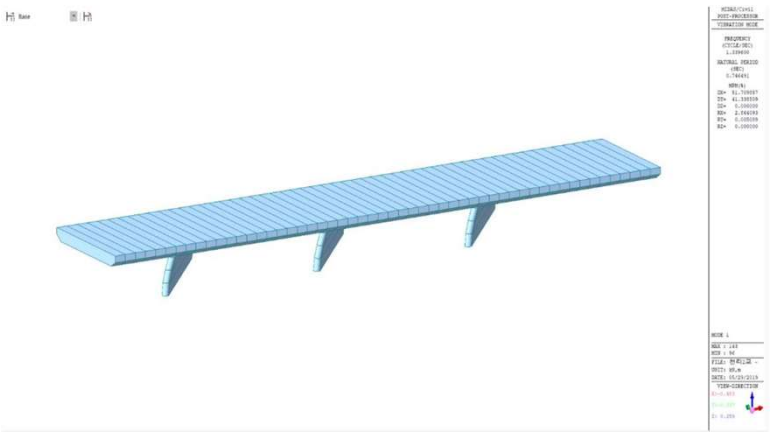
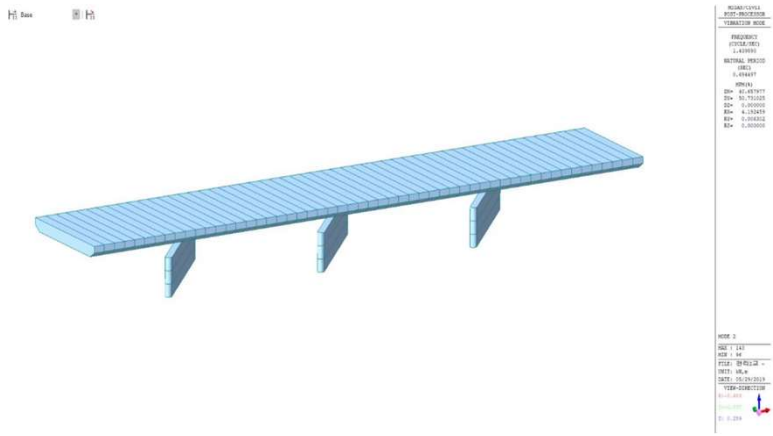
1) 고유치 해석결과 (Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비 고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	0.746	51.710	41.340	0.000	51.710	41.340	0.000	교축모드
2	0.694	40.660	50.730	0.000	92.370	92.070	0.000	교직모드
3	0.551	0.000	0.000	0.000	92.370	92.070	0.000	
4	0.168	0.000	0.000	64.540	92.370	92.070	64.540	
5	0.161	0.000	0.000	0.000	92.370	92.070	64.540	
6	0.130	0.000	0.000	23.820	92.370	92.070	88.370	
7	0.124	0.000	0.000	0.000	92.370	92.070	88.370	
8	0.098	0.000	0.010	0.000	92.370	92.080	88.370	
9	0.080	0.000	0.000	1.620	92.370	92.080	89.990	
10	0.074	0.000	0.000	0.000	92.370	92.080	89.990	
11	0.074	0.130	0.090	0.000	92.500	92.170	89.990	
12	0.074	2.470	1.750	0.000	94.980	93.920	89.990	
13	0.065	0.000	0.000	0.000	94.980	93.920	89.990	
14	0.052	0.000	0.000	0.220	94.980	93.920	90.210	
15	0.043	0.000	0.000	0.000	94.980	93.920	90.210	
16	0.040	0.000	0.000	0.000	94.980	93.920	90.210	
17	0.035	0.000	0.000	0.000	94.980	93.920	90.210	
18	0.034	0.000	0.000	1.200	94.980	93.920	91.410	
19	0.028	0.000	0.000	0.000	94.980	93.920	91.410	
20	0.024	0.000	0.000	0.000	94.980	93.920	91.410	
21	0.023	0.000	0.000	0.080	94.980	93.920	91.490	
22	0.020	0.000	0.000	0.000	94.980	93.920	91.490	
23	0.018	0.000	0.000	0.000	94.980	93.920	91.490	
24	0.017	0.000	0.000	0.010	94.980	93.920	91.500	
25	0.016	0.000	0.000	0.000	94.980	93.920	91.500	
26	0.015	1.110	0.790	0.000	96.090	94.700	91.500	
27	0.015	0.040	0.030	0.000	96.130	94.730	91.500	
28	0.015	0.000	0.000	0.000	96.130	94.730	91.500	
29	0.014	0.000	0.000	0.000	96.130	94.730	91.500	
30	0.013	0.000	0.000	0.000	96.130	94.730	91.500	
40	0.008	0.000	0.000	0.000	99.100	98.940	91.510	
45	0.007	0.000	0.000	0.000	99.190	99.070	91.510	
50	0.006	0.000	0.000	0.000	99.500	99.280	91.510	
55	0.005	0.000	0.000	0.000	99.500	99.280	91.510	
60	0.004	0.000	0.000	0.000	99.500	99.280	91.510	
65	0.004	0.000	0.000	0.010	99.500	99.290	99.370	
70	0.004	0.000	0.000	0.000	99.500	99.290	99.390	
80	0.003	0.460	0.660	0.000	99.960	99.940	99.390	
90	0.002	0.000	0.000	0.000	99.970	99.950	99.390	
100	0.002	0.000	0.000	0.570	100.000	100.000	99.960	

* 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90% 이상이 되도록 모드수를 결정하였다.



2) 주요 모드 형상 (Mode Shape)

교축방향 (T = 0.7465 sec)	
교축직각방향 (T = 0.6945 sec)	

3) 복합모드 해석결과 (D+E)

• 교축방향(X방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	32.804	814.470	-	14.529	358.270	-	교각상단 받침
P1	32.835	564.184	1,787.920	14.875	554.740	1,831.280	교각하단 기둥
P2	32.815	565.761	1,793.010	14.991	555.910	1,870.450	교각하단 기둥
P3	32.779	564.180	1,787.920	14.704	554.740	1,831.290	교각하단 기둥
A2	32.729	814.470	-	14.298	358.270	-	교각상단 받침

• 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	14.814	367.430	-	31.736	782.680	-	교각상단 받침
P1	14.825	485.050	1,537.500	32.475	648.970	2,540.150	교각하단 기둥
P2	14.803	489.920	1,553.070	32.723	656.150	2,543.370	교각하단 기둥
P3	14.778	482.050	1,537.500	32.106	648.990	2,540.080	교각하단 기둥
A2	14.753	367.430	-	31.239	782.680	-	교각상단 받침

• 탄성받침 1개당 최대발생력(kN)

구분	교축방향 지진하중 재하시		교축직각방향 지진하중 재하시		비 고
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	
A1	90.590	40.120	40.910	87.640	
P1	77.850	36.950	35.980	81.580	
A2	90.590	40.120	40.910	87.640	

• 탄성받침 1개당 최대발생변위(mm)

구분	교축방향 지진하중 재하시		교축직각방향 지진하중 재하시		비 고
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	
A1	32.804	14.529	14.814	31.736	
P1	32.815	14.911	14.803	32.723	
A2	32.729	14.298	14.753	31.239	

4) 교각 P2 복합모드 해석결과

부 재 력	교축방향 작용력		교축직각방향 작용력	
	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
기둥상단축력(kN)	4,481.565		4,481.565	
기둥하단축력(kN)	4,854.099		4,854.099	
상 단 변 위 (mm)	32.815	14.991	14.803	32.723
상단 전단력 (kN)	555.220	547.710	481.050	646.620
하단 전단력 (kN)	565.761	555.910	489.920	656.150
상단모멘트(kN · m)	592.210	709.590	513.000	1,160.170
하단모멘트(kN · m)	1,793.010	1,870.450	1,553.070	2,543.370

여기서, $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

5) 교각 P2 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부 재 력	하중 경우 1 (Comb 1)		하중 경우 2 (Comb 2)	
	$[F_E^L]_{com\ 1}$	$[F_E^T]_{com\ 1}$	$[F_E^L]_{com\ 2}$	$[F_E^T]_{com\ 2}$
기둥상단축력(kN)	4,481.565		4,481.565	
기둥하단축력(kN)	4,854.099		4,854.099	
상 단 변 위 (mm)	37.256	24.808	24.648	37.220
상단 전단력 (kN)	699.535	741.696	647.616	810.933
하단 전단력 (kN)	712.737	752.755	659.648	822.923
상단모멘트(kN · m)	746.110	1,057.641	690.663	1,373.047
하단모멘트(kN · m)	2,258.931	2,633.461	2,090.973	3,104.505

여기서, $[F_E]_{com\ 1} = 1.0\times[F_E]_L + 0.3\times[F_E]_T$, $[F_E]_{com\ 2} = 0.3\times[F_E]_L + 1.0\times[F_E]_T$

6) 교각 P2 조합지진력

부 재 력	교축방향지진력	교축직각방향지진력	기 호
	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	
기둥상단축력(kN)	4,481.565	4,481.565	P
기둥하단축력(kN)	4,854.099	4,854.099	P_{bot}
상 단 변 위 (mm)	37.256	37.220	$[\Delta_E]_{comb}$
상단 전단력 (kN)	699.535	810.933	$[V_E]_{comb,Top}$
하단 전단력 (kN)	712.737	822.923	$[V_E]_{comb,Bot}$
상단모멘트(kN · m)	746.110	1,373.047	$[M_E]_{comb,Top}$
하단모멘트(kN · m)	2,258.931	3,104.505	$[M_E]_{comb,Bot}$

여기서, $[F_E^L]_{comb} = MAX\{[F_E^L]_{com\ 1}, [F_E^L]_{com\ 2}\}$, $[F_E^T]_{comb} = MAX\{[F_E^T]_{com\ 1}, [F_E^T]_{com\ 2}\}$

3. 구성요소의 내진성능 평가

3.1 교각의 내진성능 평가

3.1.1 교각 P2 형식 특성값

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
교각 기둥의 거동형태	켄틸레버식	켄틸레버식	
콘크리트 극한변형률 ε_{co}	0.0007	0.0020	
교 각 높 이 H (m)	3.200	3.200	교직-실제높이
교각유효높이 He (m)	3.200	4.111	교직-상부구조도심
진 동 주 기 (sec)	0.7465	0.6945	해석결과

3.1.2 교각 P2 의 휨성능 곡선

3.1.2.1 휨단면강도 산정

○ 단면강도는 외부에서 작용하는 수평하중에 대하여 부재가 지지할 수 있는 최대능력(강도)을 의미한다

○ 하중작용점의 높이 : 교 축 방 향 - 교각의 상단(즉, 교각의 높이)

교축직각방향 - 상부구조 질량중심까지의 높이

1) 교축방향

- $F^L_y = M^L_y / H_e{}^L$ = 4,490.33 / 3.200 = 1,403.228 kN
- $F^L_f = M^L_n / H_e{}^L$ = 4,979.21 / 3.200 = 1,556.003 kN

2) 교축직각방향

- $F^T_y = M^T_y / H_e{}^T$ = 84,727.70 / 4.111 = 20,609.998 kN
- $F^T_f = M^T_n / H_e{}^T$ = 90,869.60 / 4.111 = 22,104.014 kN

여기서, F^L_y, F^T_y : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

F^L_f, F^T_f : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

M^L_y, M^T_y : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN-m)

M^L_n, M^T_n : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN-m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

- 교축방향 - 교각의 상단높이 적용(즉 교각높이로 적용)
- 교축직각방향 - 질량중심을 고려한 값 적용.

3.1.2.2 교각의 휨성능 곡선

○ 교각의 항복 및 극한시 변위는 비선형해석 또는 단면해석을 통하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 단, Caltrans에서는 하중단계에 따른 곡률분포를 등가소성힌지길이의 중심으로 한 2개의 직선으로 이상화하여 간략하게 평가할 수 있도록 하였다.

○ 소성변형과 관련 변수들의 기하학적인 특성을 이용하면 다음과 같은 관계를 구할 수 있다.

1) 교축방향

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^L = \dfrac{\varnothing_y^L \, H_e^2}{3} = \dfrac{0.004251 \times 3.200^2}{3} = 0.014508$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^L = 0.08 \, H_e + 0.022 \, f_y \, d_{bl} = 0.08 \times 3.200 + 0.022 \times 300 \times 0.0191 = 0.382$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0191 = 0.252$ m
- $\theta_p^L = (\varnothing_U - \varnothing_y) \, L_p^L = (0.057845 - 0.004251) \times 0.382 = 0.020476$
- $\Delta_p^L = (M_u^L / M_y^L - 1) \cdot \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2)$

  $= \left(\dfrac{4,979}{4,490} - 1 \right) \times 0.014508 + 0.020476 \times \left(3.200 - \dfrac{0.382}{2} \right)$

  $= 0.06319$ m

여기서, L_p : 등가소성힌지길이(m) θ_p : 소성회전각

f_y : 축방향철근 항복강도(MPa) d_{bl} : 교각 기둥의 축방향철근 직경(mm)

③ 극한변위(Δ_u)

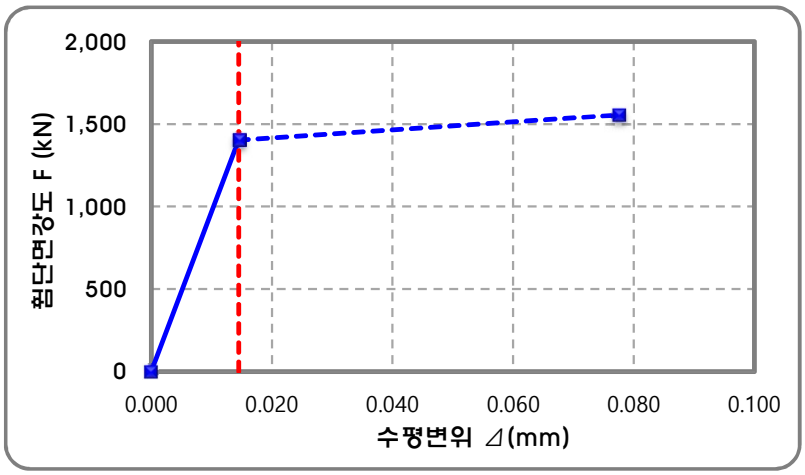
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.014508 + 0.063192 = 0.077700$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c}^L = \dfrac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \dfrac{0.077700}{0.014508} = 5.356 > 1.000$ 제한

  $= 1.000$

⑤ 휨성능 곡선



2) 교축직각방향

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^T = \dfrac{\varnothing_y^T H_e^2}{3} = \dfrac{0.000298 \times 4.111^2}{3} = 0.001679$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.111 + 0.022 \times 300 \times 0.0191 = 0.455$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0191 = 0.252$ m
- $\theta_p^T = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^T = (0.002192 - 0.000298) \times 0.455 = 0.000862$
- $\Delta_p^T = (M^T_u / M^T_y - 1) \cdot \Delta^T_y + \theta_p^T (H^T_e - L^T_p / 2)$

  $= \left(\dfrac{90,870}{84,728} - 1 \right) \times 0.001679 + 0.000862 \times \left(4.111 - \dfrac{0.455}{2} \right)$

  $= 0.00347$ m

③ 극한변위(Δ_u)

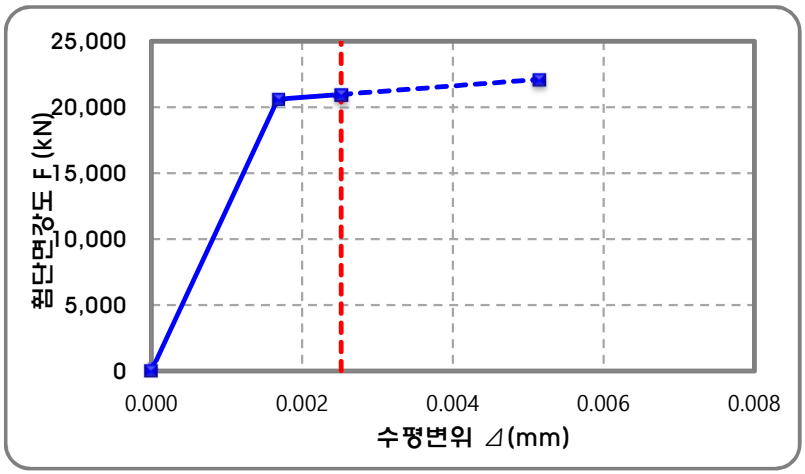
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.001679 + 0.003468 = 0.005148$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu^T_{\Delta c} = \dfrac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \dfrac{0.005148}{0.001679} = 3.065 > 1.500$ 제한

  $= 1.500$

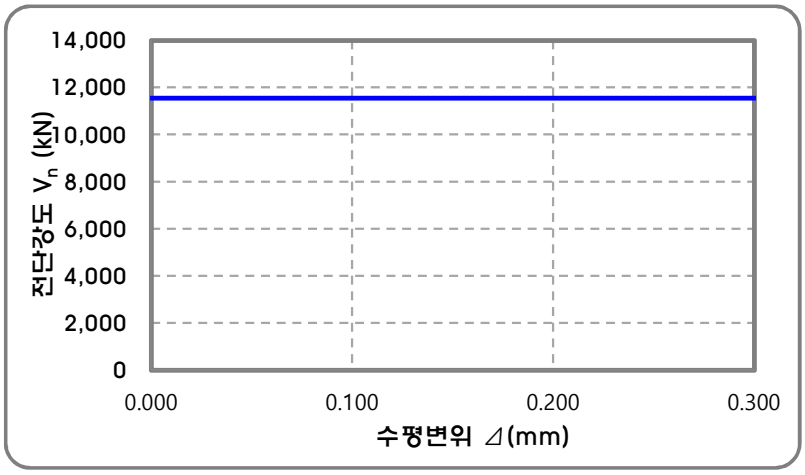
⑤ 휨성능 곡선



3.1.3 교각 P2 의 전단성능 곡선

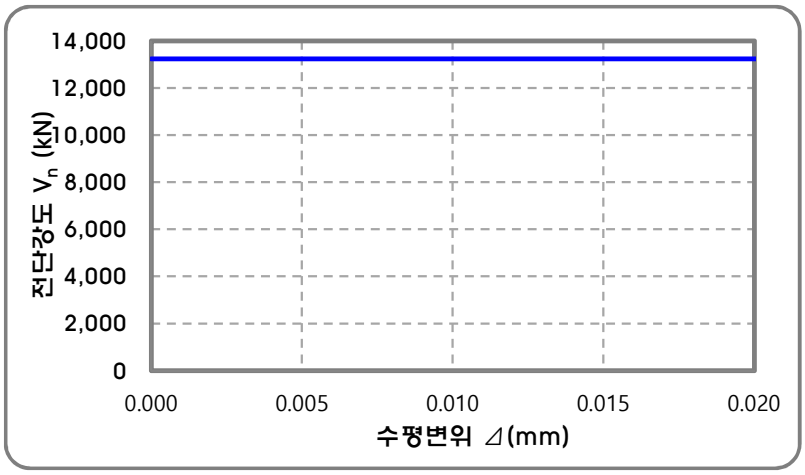
1) 교축방향

- $V_{n1} = 0.66 \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 0.660 \times \sqrt{(} 24) \times 12000 \times 520 = 20,176.0$ kN
- $V_{n2} = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) \cdot b \cdot d$
  $= (0.165 \times \sqrt{(} 24) + 0.003 \times 300) \times 12000 \times 520 = 11,537.2$ kN
- $V_n = MIN (V_{n1} , V_{n2}) = 11,537.2$ kN



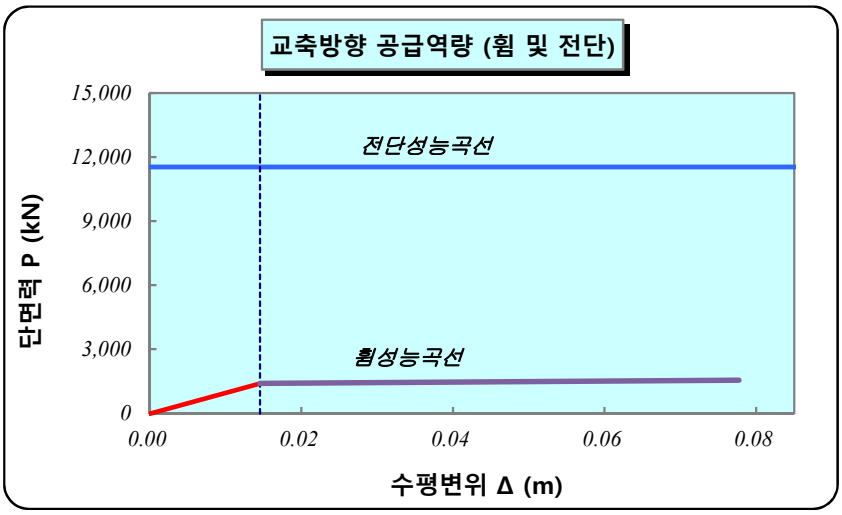
2) 교축직각방향

- $V_{n1} = 0.66 \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 0.660 \times \sqrt{(} 24) \times 600 \times 11920 = 23,124.8$ kN
- $V_{n2} = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) \cdot b \cdot d$
  $= (0.165 \times \sqrt{(} 24) + 0.003 \times 300) \times 600 \times 11920 = 13,223.4$ kN
- $V_n = MIN (V_{n1} , V_{n2}) = 13,223.4$ kN

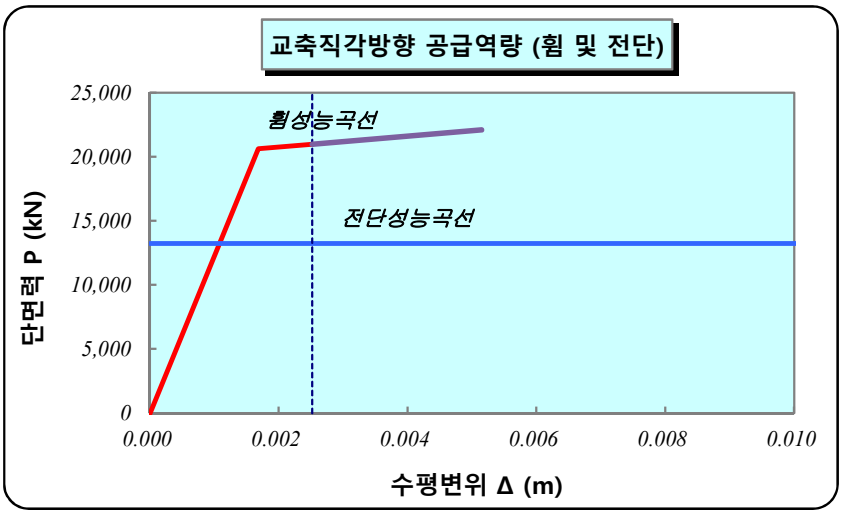


3.1.4 교각 P2 의 파괴모드 결정

1) 교 축 방 향 : **휨 파괴모드**



2) 교축직각방향 : **전단 파괴모드**



3) 교각의 파괴모드

⇒ 확인요

교축직각방향은 교각의 연성거동 이전에 전단파괴가 먼저 발생하는 '전단파괴모드'로 지배된다.

3.1.5 교각 P2 의 내진성능 평가

○ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구 분	지 반 종 류				비 고
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	
Ts	0.3300	0.4400	0.6100	0.9400	도로교설계기준 2004
1.25 Ts	0.4125	0.5500	0.7625	1.1750	

1) 교축방향 : 휨 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P \cdot \Delta_E = 2,258.9 + 4,481.6 \times 0.0373 = 2,425.9$ kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd} = 2,425.9$ kN · m
- $M_y = 4,490.3$ kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, $R_S = 1.000$ ∴ **탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_S}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_S}$
- 교각2의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 0.7465 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ $\lambda_{DR} = 1.000$

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가 (변위연성도)

- 공 급 역 량 : $\mu^L_{\Delta C} = 1.000$
- 소 요 역 량 : $\mu^L_{\Delta d} = 1.000$
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^L_{\Delta C}}{\mu^L_{\Delta d}} = \frac{1.000}{1.000} = 1.000 \geq 1.0$ ∴ 0.K

2) 교축직각방향 : 전단 파괴모드

(1) 전단소요역량 산정

- $F^T_{pd} = V^T_{E,comb} = 822.9$ kN

(2) 내진성능평가

- 공 급 역 량 : $F^L_C = 13,223.4$ kN
- 소 요 역 량 : $F^L_d = 822.9$ kN
- 내진성능평가 : $\frac{F^L_C}{F^L_d} = \frac{13,223.4}{822.9} = 16.069 \geq 1.0$ ∴ 0.K

3.2 교량 받침의 내진성능 평가

3.2.1 교각 P2 받침평가 (최대 지진력 발생 교각부)

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.1.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 104.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 104.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 104.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 104.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MIN [F^L_n, $[V^L_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) / 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [1,403.2 , 699.5] × 1 / 9 = 77.7 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MIN [F^T_n, $[V^T_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [20,971.7 , 810.9] × 1 / 9 = 90.1 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{104.0}{77.7} = 1.338 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{104.0}{90.1} = 1.154 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B.C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 37.65 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 37.65 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
전단변위 (mm)	37.26	24.73	24.65	37.20

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [37.26 , 24.65] = 37.26 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [24.73 , 37.20] = 37.20 mm

3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{37.65}{37.26} = 1.011 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{37.65}{37.20} = 1.012 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.2 교대 A1 받침평가

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.2.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 104.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 104.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 104.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 104.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	102.86	66.41	68.09	99.68

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [102.9 , 68.1] = 102.9 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [66.4 , 99.7] = 99.7 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{104.0}{102.9} = 1.011 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{104.0}{99.7} = 1.043 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.2.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B.C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 37.65 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 37.65 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	37.25	24.05	24.66	36.09

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [37.25 , 24.66] = 37.25 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [24.05 , 36.09] = 36.09 mm

3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{37.65}{37.25} = 1.011 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{37.65}{36.09} = 1.043 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.3 교대 A2 받침평가

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.3.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 104.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 104.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 104.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 104.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	102.86	66.41	68.09	99.68

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [102.9 , 68.1] = 102.9 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [66.4 , 99.7] = 99.7 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{104.0}{102.9} = 1.011 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{104.0}{99.7} = 1.043 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.3.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B.C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 37.65 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 37.65 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	37.15	23.67	24.57	35.53

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [37.15 , 24.57] = 37.15 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [23.67 , 35.53] = 35.53 mm

3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{37.65}{37.15} = 1.013 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{37.65}{35.53} = 1.060 > 1.0$ ∴ O.K

3.3 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- N_C = 1200.0 mm (현장 실측값)

2) 소요역량 N_D

○ N_D = MAX [응답변위, N_{min}] = MAX [40.01 , 373.79] = 373.79 mm

▶ 응답변위 = 비탄성 변위 Δ_{dem} = 40.010 mm

- P-Δ 효과 및 주기를 고려한 수정 탄성변위 및 비탄성변위 산정

① P-Δ 효과를 고려한 탄성변위($[\Delta_E]_{pd}$) 산정

- 30% 규정을 적용하여 산정한 탄성 변위에 P-Δ효과를 고려하여 수정 탄성변위 산정

- 교 축 방 향 $[\Delta_E^L]_{pd} = \left(1 + \frac{P \times [\Delta_E^L]_{comb}}{[M_E^L]_{comb}}\right) \times [\Delta_E^L]_{comb}$

$= \left(1 + \frac{4{,}481.6 \times 0.03726}{2{,}258.9}\right) \times 0.03726 =$ **40.010** mm

여기서, P = 4,481.6 kN

$[\Delta_E^L]_{comb}$ = 37.26 mm

$[M_E^L]_{comb}$ = 2,258.9 kN · m

- 교축직각방향 $[\Delta_E^T]_{pd} = \left(1 + \frac{P \times [\Delta_E^T]_{comb}}{[M_E^T]_{comb}}\right) \times [\Delta_E^T]_{comb}$

$= \left(1 + \frac{4{,}481.6 \times 0.03722}{3{,}104.5}\right) \times 0.03722 =$ **39.220** mm

여기서, P = 4,481.6 kN

$[\Delta_E^T]_{comb}$ = 37.22 m

$[M_E^T]_{comb}$ = 3,104.5 kN · m

② 주기를 고려한 비탄성변위(Δ_{dem}) 산정

- 수정 탄성변위에 고유주기를 고려하여 비탄성변위 산정, 이를 소요역량 산정에 반영

- 교 축 방 향

$\Delta_{dem}^L = \lambda_{DR}^L \cdot [\Delta_E^L]_{pd} = 1.000 \times 40.010 =$ **40.010** mm

- 교축직각방향

$\Delta_{dem}^T = \lambda_{DR}^T \cdot [\Delta_E^T]_{pd} = 1.000 \times 39.220 =$ **39.220** mm

▶ $N_{min} = (200 + 1.67 \cdot L + 6.66 \cdot H) \times (1 + 0.000125 \cdot \theta^2) =$ 373.79 mm

여기서, L = 54.00 m (연속경간장)

H = 3.20 m (교각 높이)

θ = 40.00 ° (사각)

3) 내진성능 평가

○ $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1{,}200.0}{373.8} = 3.210 \geq 1.00$ ∴ O.K

3.4 기초의 내진성능 평가

3.4.1 확대기초 및 지반 평가

○고정단 교각의 확대기초부 내진성능평가는 기초의 안정성 평가와 강도설계법에 의한 기초본체검토를 수행한다.

1) 지진력 산정

-. 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 계산한다.

- 기초부 교축방향

H^L_E = Min [H^L_n , $H^L_{E,comb}$] × n^L = Min [1,403 , 713] × 1 = 712.7 kN

M^L_E = Min [M^L_n , $M^L_{E,comb}$] × n^L = Min [4,490 , 2,259] × 1 = 2,258.9 kN

- 기초부 교축직각방향

H^T_E = Min [H^T_n , $H^T_{E,comb}$] × n^T = Min [20,972 , 823] × 1 = 822.9 kN

M^T_E = Min [M^T_n , $M^T_{E,comb}$] × n^T = Min [86,215 , 3,105] × 1 = 3,104.5 kN

① 교축방향 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 4,854.1 × 1 = 4,854.1 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 712.7 = 712.7 kN

-. 모멘트 M = 2,258.9 = 2,258.9 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 4,854.1 +(14.000 × 2.600 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 6,455.7 kN

-. 수평력 H_f = 712.7 kN

-. 모멘트 M_f = 2,258.9 + (712.7 × 1.000)

= 2,971.7 kN · m

② 교축직각 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 4,854.1 × 1 = 4,854.1 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 822.9 = 822.9 kN

-. 모멘트 M = 3,104.5 = 3,104.5 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 4,854.1 +(14.000 × 2.600 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 6,455.7 kN

-. 수평력 H_f = 822.9 kN

-. 모멘트 M_f = 3,104.5 + (822.9 × 1.000)

= 3,927.4 kN · m

2) 기초하단에 작용하는 지진력

구 분	연직력 V (kN)	수평력 H (kN)	모멘트 M_o (kN · m)	저항모멘트Mr(kN · m)
교 축 방 향	6,455.70	712.74	2,971.67	8,392.41
교축직각방향	6,455.70	822.92	3,927.43	45,189.89

3.4.2 확대기초의 두께 평가

○ 확대기초 두께에 대한 강체 검토

-. 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다.

-. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 또는 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

• $\beta \cdot \lambda \leq 1.0$ 인 경우 강체로 취급

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 78{,}624}{25{,}811{,}006 \times 1.000^3}} = 0.309 \ (m^{-1})$$

여기서, k = 78,623.9 kN/㎥ (직접기초인 경우 : k_v , 말뚝기초인 경우 : k_p)

k_v = 78,623.9 kN/㎥ (연직방향 지반반력계수)

k_{vo} = 746,666.7 kN/㎥ (1/0.3× αE_o , 지진시 α = 2)

L = 2.600 m B = 14.000 m

B_C = 12.000 m L_C = 0.600 m

h = 1.000 m (확대기초의 두께)

D_f = 2.000 m (기초의 근입깊이)

N = 40 (기초 저면부 표준관입시험 N값)

E_0 = 112,000.0 kN/㎥ (지진시 지반변형계수, E_0=2,800N)

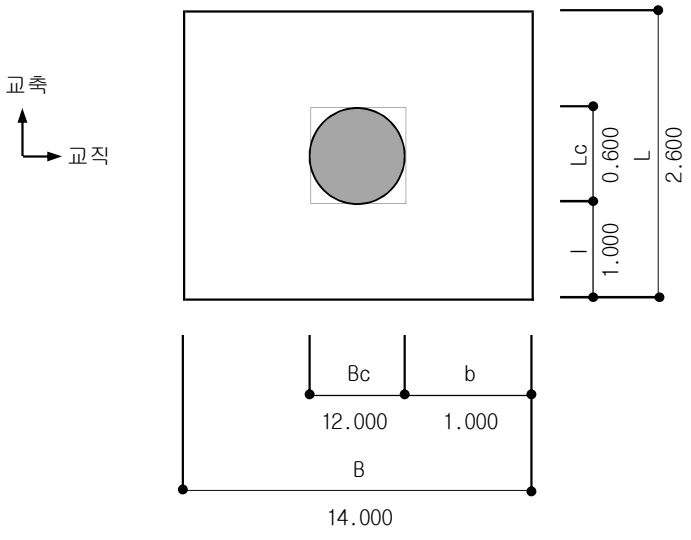
E = 25,811,006.3 kN/㎥

λ = Max(l,b) = 1.000 m

여기서, λ : 확대기초 환산 돌출길이

다만, l ≥ L/2 (= 1.300) 이면 l = L/2 적용 ⇒ l < L/2 이므로, l = 1.000 m

b ≥ B/2 (= 7.000) 이면 b = B/2 적용 ⇒ b < B/2 이므로, b = 1.000 m



• $\beta \cdot \lambda$ = 0.309 × 1.000 = 0.309 ≤ 1.0 이므로, ∴ **O.K** (강체로 취급)

3.4.3 확대기초의 안정성 평가

1) 전도에 대한 안정검토

구 분	M_r(kN·m)	M_o(kN·m)	V (kN)	S.F	편심e (m)	허용편심(m)	비 고
교 축 방 향	8,392.4	2,971.7	6,455.7	2.824	0.460	0.867	O.K
교축직각방향	45,189.9	3,927.4	6,455.7	11.506	0.608	4.667	O.K

-. 지진시 전도에 대한 안전율 S.F는 1.5 이상 (S.F ≥ 1.5)

-. 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥면의 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3 이내

-. $e = B / 2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$

2) 지지력에 대한 안정검토

① 지반의 극한지지력 (q_C)

- $Q_C = \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq$

여기서, Q_C : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한 지지력 (kN/㎡)

Nc, Nr, Nq : 지지력 계수

Ø : 기초지반의 내부마찰각 (= 35 °)

α, β : 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

C : 기초저면의 점착력 (= 0.0 kN/㎡)

γ_1 : 기초저면 암반의 단위중량 (= 20.0 kN/m³)

γ_2 : 기초의 근입깊이에 관계되는 흙의 단위중량 (= 19.0 kN/m³)

A' : 유효재하면적 (m^2)

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭 (m)

$$Nq = \frac{e^{2(3\pi/4-\emptyset/2)\tan\emptyset}}{2\cos^2(45+\emptyset/2)} = 41.440$$

$$Nc = (Nq-1)\cot\emptyset = 57.754$$

$$Nr = \frac{2(Nq+1)\tan\emptyset}{1+0.4\sin(4\emptyset)} = 47.277$$

구 분	B (m)	L (m)	형상계수 α	형상계수 β	유효폭 B'(m)	극한지지력 Q_c (kN/㎡)
교 축 방 향	2.600	14.000	1.056	0.481	1.679	2,339.2
교축직각방향	14.000	2.600	1.300	0.400	12.783	6,409.6

② 지지력에 대한 안정검토

구 분	작 용 하 중		편 심	지반반력 Q_D (KN/m^2)		극한지지력	비 고	
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Q_C (KN/m^2)	Q_C / Q_D	판정
교 축 방 향	2,971.7	6,455.7	0.460	366	0.0	2,339.2	6.39	O.K
교축직각방향	3,927.4	6,455.7	0.608	223.6	131.1	6,409.6	28.67	O.K

-. 사다리꼴 반력분포시 : $Q_{1,2} = \sum V / (B \cdot L) \times (1 \pm 6e / B)$

-. 삼각형 반력분포시 : $Q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot X)$ 여기서, $X = 3 \times (B / 2 - e)$

-. 지진시 지지력에 대한 안전율 S.F는 2 이상 ($Q_C / Q_D \geq$ 2.0)

3) 활동에 대한 안정검토

구 분	V (kN)	A'(㎡)	H_C (kN)	H_D (kN)	H_C / H_D	허용안전율	비 고
교 축 방 향	6,455.7	23.5	2,784.7	712.7	3.907	1.20	O.K
교축직각방향	6,455.7	33.2	2,784.7	822.9	3.384	1.20	O.K

- $H_c = C_b \cdot A' + V \cdot \tan\varnothing_B$ (기초저면이 암지반이면 $\tan\varnothing_B$= 0.6)

  여기서, H_c : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력 (kN)

  C_b : 기초저면과 지반과의 부착력 (= 0.0 kN/㎡)

  A' : 기초저면의 유효재하면적 (㎡)

  $\varnothing_B$: 기초저면과 지반과의 마찰각 (degree) (= 2/3 Ø)

3.4.4 확대기초의 단면력 계산

1) 위험단면 선정

- 휨에 대한 위험단면

  -. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급

  -. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 결정

  교 축 방 향 : X_b^L = 1.000 m

  교축직각방향 : X_b^T = 1.034 m

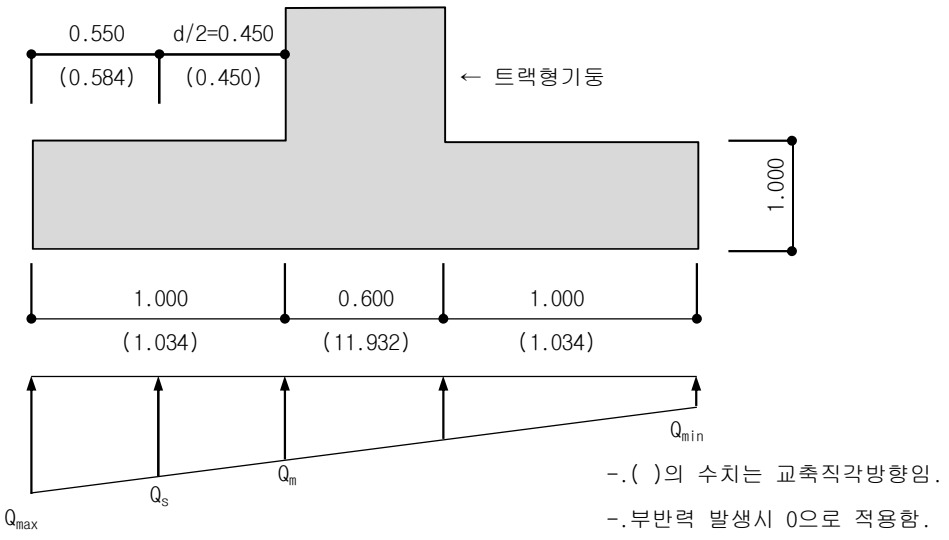
- 전단에 대한 위험단면

  -. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 d/2거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정

  교 축 방 향 : X_V^L = 1.000 - 0.450 = 0.550 m

  교축직각방향 : X_V^T = 1.034 - 0.450 = 0.584 m

2) 지반반력 계산



-.( )의 수치는 교축직각방향임.

-.부반력 발생시 0으로 적용함.

구 분	작 용 하 중		편 심	교축방향 지반반력(kN/㎡)			
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Qm	Qs
교 축 방 향	2,971.7	6,455.7	0.460	366.107	0.000	220.772	286.173
교축직각방향	3,927.4	6,455.7	0.608	223.596	131.113	216.765	219.737

3) 부재력 산정

구 분	지 반 반 력		기초자중 및 재토하중		검토부재력	
	Mb (KN.m)	V (KN)	Mb (KN.m)	V (KN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
교 축 방 향	158.831	179.377	22.000	24.200	136.831	155.177
교축직각방향	118.342	129.483	23.527	25.702	94.815	103.781

3.4.5 확대기초의 단면 평가

1) 교축방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	24 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설 계 모 멘 트	Mu	=	136.831 kN · m	휨 감 소 계 수	ϕ_f	=	1.000
설 계 전 단 력	Vu	=	155.177 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부 재 높 이	h	=	1000 mm	부 재 폭	b	=	1000 mm
인 장 피 복	d'	=	100 mm	유 효 높 이	d	=	900 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03853

pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 33.706 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.07265 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 $\varepsilon t = 0.003 \cdot (H - a/\beta 1 - Dc_min) / (a/\beta 1)$

$\varepsilon t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 $\phi Mn = \phi_f \cdot fy \cdot As \cdot (D - a/2)$ = 607251918 N · mm

= 607.252 kN · m ≥ Mu = 136.831 kN · m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 7.484 mm 로 가정

$As = Mu / \{\phi_f \cdot fy \cdot (d-a/2)\}$ = 508.897 ㎟

$a = (As \cdot fy) / (0.85 \cdot fck \cdot b)$ = 7.484 mm ∴ 가정과 비슷함.

$P_{req} = [Mu / \{\phi_f \cdot fy \cdot (D-a/2)\}] / (b \cdot d)$ = 0.00057 ⇒ $4/3\ P_{req}$ = 0.00075

∴ 필요철근량 req.As = 508.897 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : $\phi_v \cdot Vc = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d / 1000$ = 734.847 kN

$\phi_v \cdot Vc$ = 734.847 kN ≥ Vu = 155.177 kN ∴ 전단철근 필요없음.

사용 전단철근량 : Av = D 16 × 3.333 ea/m = 661.93 ㎟ (간격 s = 300.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 300.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ O.K

철근의 전단강도 : $\phi_v \cdot Vs = \phi_v \cdot Av \cdot fy \cdot D / (s \times 1000)$ = 595.740 kN

전단강도 검토 $\phi Vn = \phi_v \cdot Vc + \phi_v \cdot Vs$ = 1330.587 kN ≥ Vu = 155.177 kN ∴ O.K

2) 교축직각방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	24 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	94.815 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	103.781 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1000 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	900 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03853

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 33.706 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.07265 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/$\beta 1$ - Dc_min) / (a/$\beta 1$)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 607251918 N·mm

= 607.252 kN·m ≥ Mu = 94.815 kN·m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 5.179 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 352.178 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 5.179 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00039 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00052

∴ 필요철근량 req.As = 352.178 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 734.847 kN

ϕ_v · Vc = 734.847 kN ≥ Vu = 103.781 kN ∴ 전단철근 필요없음.

사용 전단철근량 : Av = D 16 × 5.000 ea/m = 993.00 ㎟ (간격 s = 200.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 200.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ O.K

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 1340.550 kN

전단강도 검토 ØVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 2075.397 kN ≥ Vu = 103.781 kN ∴ O.K

3) 확대기초의 단면력 평가

구 분		공급역량	소요역량	안전율	판 정	비 고
교축방향	휨모멘트 (kN·m)	607.25	136.83	4.438	O.K	
	전단력 (kN)	1,330.59	155.18	8.575	O.K	
교축직각방향	휨모멘트 (kN·m)	607.25	94.81	6.405	O.K	
	전단력 (kN)	2,075.40	103.78	19.998	O.K	

3.5 A1 ~ A2 구간 내진성능 평가 결과

- 교 량 명: 천리2교
- 위　　치: 경기도 용인시(지진Ⅰ구역)
- 내진등급: 내진Ⅰ등급교
- 지반종류: Ⅱ
- 설계하중: DB-18
- 연속경간: 12+2@15+12 = 54.0m
- 교　　폭: 11.500m
- 사각/곡률반경: 40°/직교

- 내진성능 평가 결과 요약

구　　분	내진성능 평가구간 : A1 ~ A2
대상교량 특징	- 상부형식: RCS　　- 내진성능평가 교각: P2 - 교대형식: 중력식　　- 교대기초: 확대기초 - 교각형식: 벽식교각　　- 교각기초: 확대기초 - 교각단면: 트랙형 (0.600m×12.000m)　　- 받침제원: 탄성패드 ☞ 교각P2:1000kN(9EA), 교대A1:1000kN(9EA), 교대A2:1000kN(9EA)
	▣ **교각부: O.K,　　기초부: O.K,　　받침부: O.K**

구　　분				공급역량	소요역량	비　　고	
고정단 교각부 평가 (Rs = 교축: 1, 교직: 1)							
기둥부	휨파괴모드(변위연성도)		교축	1.000	1.000	1.000	O.K
	전단파괴모드 (kN)		교축직각	13,223.383	822.923	16.069	O.K
고정단 교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도(kN·m) (안전율 : 1.5)	교축	8,392.4	2,971.7	2.824	O.K
			교직	45,189.9	3,927.4	11.506	O.K
		지지력(kN/㎡) (안전율 : 2.0)	교축	2,339.2	366.1	6.389	O.K
			교직	6,409.6	223.6	28.666	O.K
		활동(kN) (안전율 : 1.2)	교축	2,784.7	712.7	3.907	O.K
			교직	2,784.7	822.9	3.384	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트(kN·m)	교축	607.3	136.8	4.438	O.K
			교직	607.3	94.8	6.405	O.K
		전단력(kN)	교축	1,330.6	155.2	8.575	O.K
			교직	2,075.4	103.8	19.998	O.K
받침부 평가 (교각부, 교대부, 교대부)							
P2교각부(kN)		탄성받침본체-수평력(kN)	교축	104.0	77.7	1.338	O.K
			교직	104.0	90.1	1.154	O.K
		받침본체-변위(mm)	교축	37.7	37.3	1.011	O.K
			교직	37.7	37.2	1.012	O.K
A1교대부(kN)		탄성받침본체-수평력(kN)	교축	104.0	102.9	1.011	O.K
			교직	104.0	99.7	1.043	O.K
		받침본체-변위(mm)	교축	37.7	37.2	1.011	O.K
			교직	37.7	36.1	1.043	O.K
A2교대부(kN)		탄성받침본체-수평력(kN)	교축	104.0	102.9	1.011	O.K
			교직	104.0	99.7	1.043	O.K
		받침본체-변위(mm)	교축	37.7	37.2	1.013	O.K
			교직	37.7	35.5	1.060	O.K
받침지지길이(mm)				1,080	374	2.890	O.K

샘골2교

기 존 교 량 내 진 성 능 평 가

2019. 05

1. 개 요

1.1 교량현황

1.1.1 교량제원

1) 교 량 명 : 샘골2교

2) 교 량 등 급 : 1 종 (DB-24)

3) 관 리 주 체 : 경기도 용인시

4) 소 재 지 : 경기도 용인시 처인구 이동면 천리 200-3

5) 준 공 년 도 : 1988 년

6) 상부구조형식 : PSCI (PSC빔교)

7) 교 량 연 장 : 60.000 m (=3@20)

8) 교 량 폭 원 : 10.900 m

9) 받 침 형 식 : 포트받침

10) 교 각 형 식 : 벽식 교각 (기둥 1 EA, 단면적 = 10.687 ㎡)

- 축방향철근 배근상태 : 무근
- 축방향철근 겹침이음 : 무
- 피 복 두 께 : 0 mm
- 횡방향철근 배근상태 : 무근

11) 교 대 형 식

- A1 교대 : 중력식 교대
- A2 교대 : 중력식 교대

12) 기 초 형 식

- 교 대 : 확대기초 (A1, A2)
- 교 각 : 확대기초 (P1 ~ P2)

1.1.2 사용재료

1) 콘크리트 바닥판

콘크리트 : fck = 21.0 MPa , Ec = 24,854 MPa

철 근 : fy = 400.0 MPa , Es = 200,000 MPa

2) 거 더 (강 거 더)

주부재 강종 : SM490

부부재 강종 : SM400

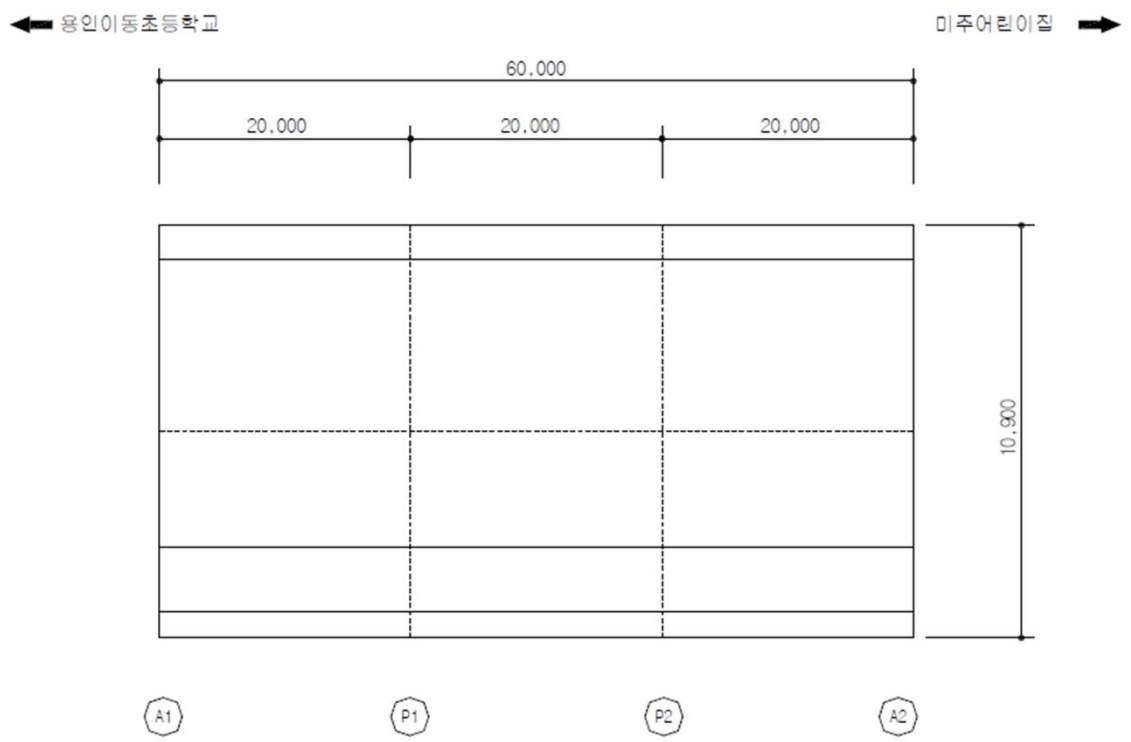
탄성계수 Es : 205,000 MPa

3) 하부구조

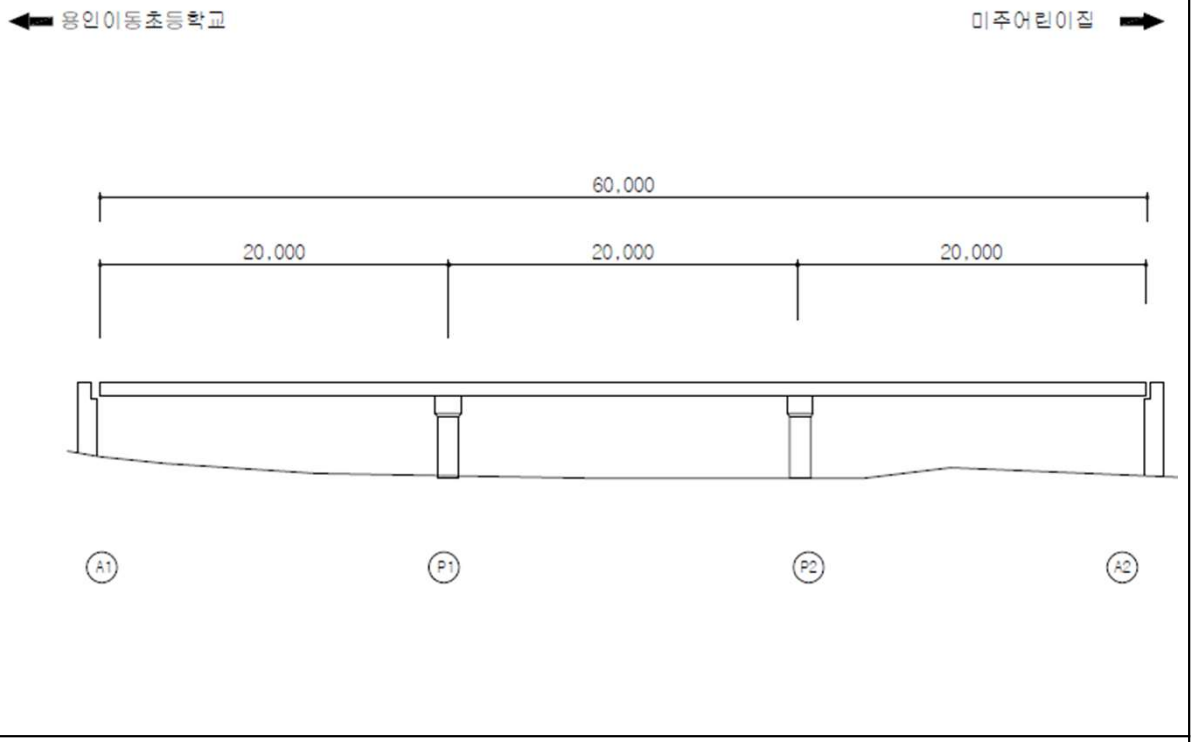
콘크리트 : fck = 18.0 MPa , Ec = 23,817.3 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000.0 MPa

1.1.3 대상교량 종 · 평면도

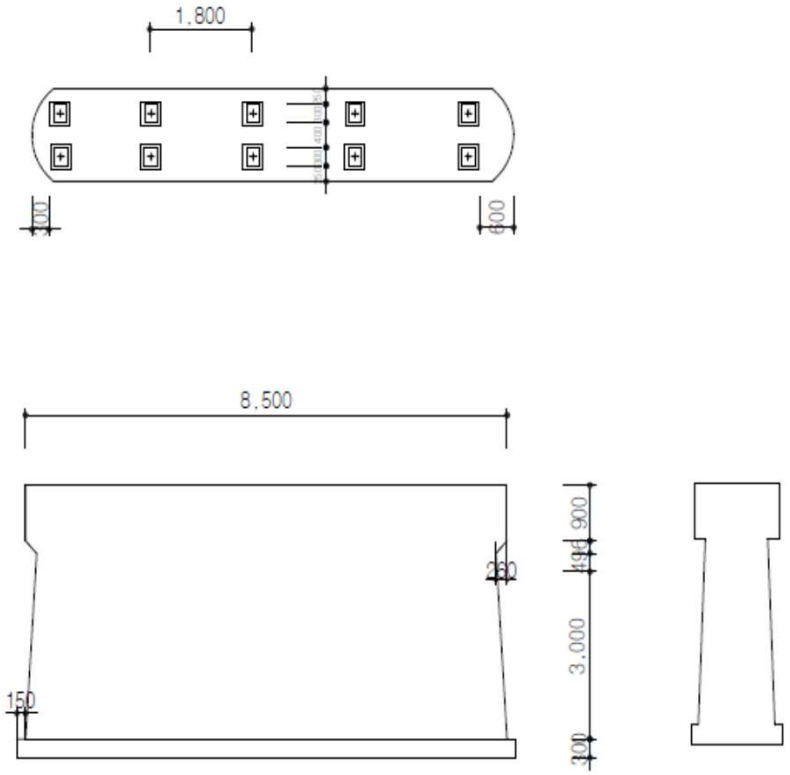


샘골2교 평면도



샘골2교 종단면도

1.1.5 교각 1(고정단) 일반도



샘골2교 교각 1 일반도

1.3 내진설계상수

1) 내 진 등 급 : 내진 Ⅰ 등급 교량

2) 지진구역계수 : 0.110 - 지진구역Ⅰ, 경기도 용인시

3) 위험도 계수 (I) : 1.400

4) 가속도 계수 (A) : 0.154

5) 지 반 계 수 (S) : 1.200 (지반종류 : Ⅱ)

6) 고유치해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

8) 받 침 형 식 : 교 대 부 - 포트받침 (1300 kN)

교 각 부 - 포트받침 (1300 kN)

1.4 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	-
	콘크리트 모델	MANDER 모델	-
	철근 모델	PARK 모델	-
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS	-
탄성지진력 산정	모델	3차원 프레임해석 모델	-
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성 스프링 모델	-
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	-
	질량산정	상부 고정하중은 분포질량으로, 하부 고정하중은 단위질량으로 입력	-
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS	-

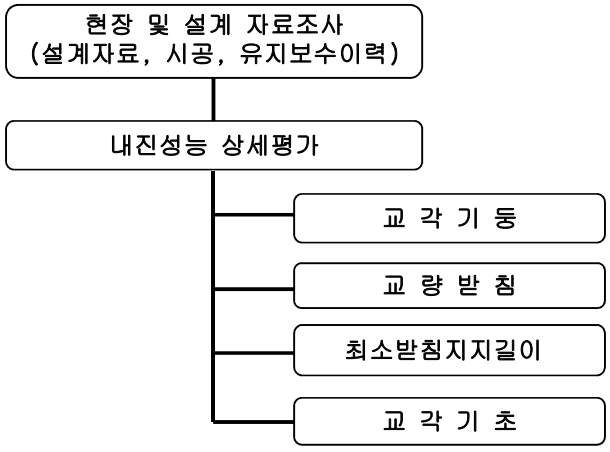
1.5 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능 상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능 상세 평가기준은 상부 구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 '기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



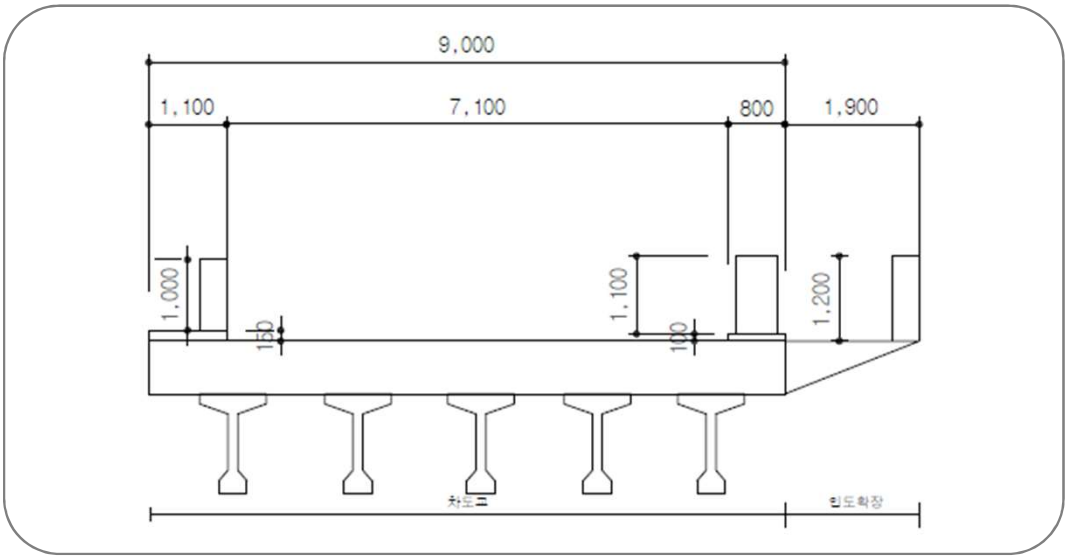
2. A1 ~ A2 구간 탄성지진력

2.1 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

- 해석대상 교량은 PSCI (PSC빔교)교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침은 실제 거동특성과 일치되도록 NL Link를 사용하여 모델링하였다.
- 교각기둥의 강성은 축하중 산정시 전체강성을 적용 후 지진해석시 항복 유효강성을 적용하였다.

2.1.1 상부구조 특성

가. 상부구조 단면특성



구 분	A (m^2)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	비 고
TYPE-A	0.8741	0.026988	0.505014	0.067736	

나. 2차 고정하중

1) 포 장 : 0.5680 m^2 x 23.0 kN/m^3 = 13.0640 kN/m

2) 상부슬래브 : 2.2500 m^2 x 25.0 kN/m^3 = 56.2500 kN/m

3) 보 도 부 : = 10.0000 kN/m

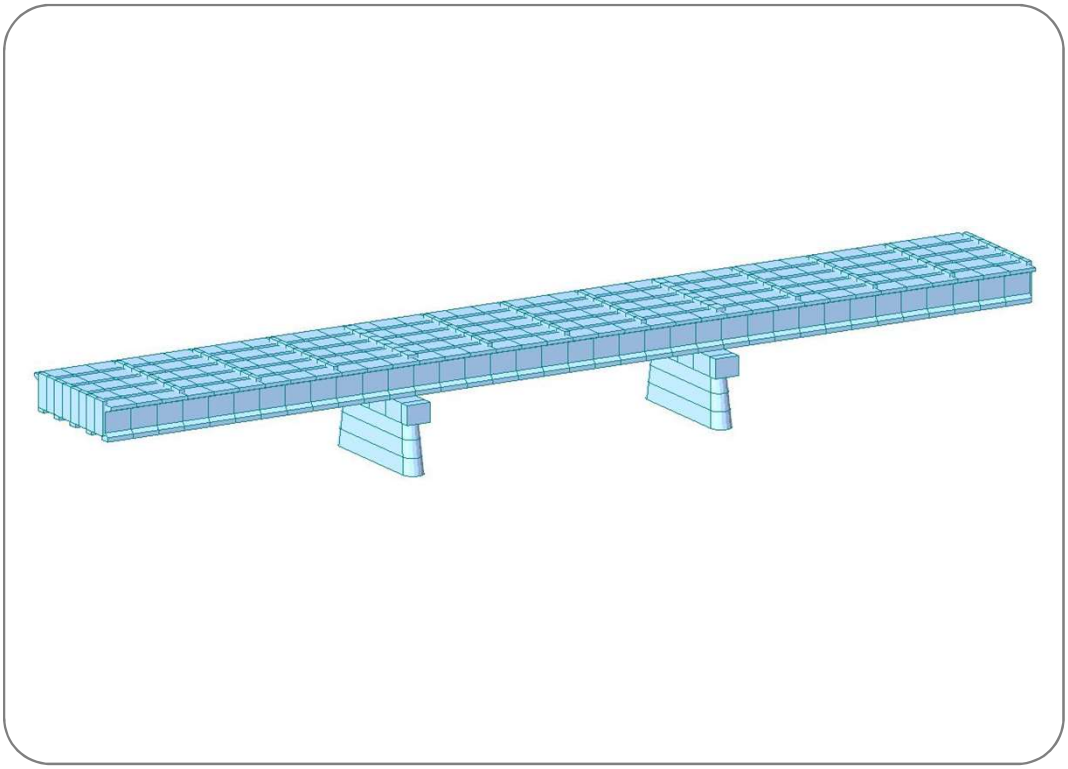
4) 연 석 : 0.2450 m^2 x 25.0 kN/m^3 = 6.1250 kN/m

5) 난 간 : 1.0 kN/m x 3.0 ea = 3.0000 kN/m

2.1.2 교각 단면 특성

구 분	A (m^2)	H (m)	콘크리트 fck	철근 fy	주철근 직경	비 고
교각 P1	10.687	4.400	18 MPa	300 MPa	D 25	하단기준

2.1.3 구조해석 모델



2.1.4 자중해석에 의한 축력 산정

1) 교량 받침부 반력(교각 상부 축력)

(단위 : kN)

받침번호	A1	P1(A1)	P1(A2)	P2(A1)	P2(A2)	A2	합 계
1	339.8	84.8	6.3	16.9	74.3	339.9	
2	364.7	332.1	175.3	171.7	336.0	364.9	
3	373.8	2,601.9	1,078.9	1,130.2	2,552.0	374.0	
4	364.7	332.1	175.3	171.7	336.0	364.9	
5	339.8	84.8	6.3	16.9	74.3	339.9	
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
소 계	1,783	3,436	1,442	1,507	3,373	1,784	13,324

2) 교량 하부 축하중

(단위 : kN)

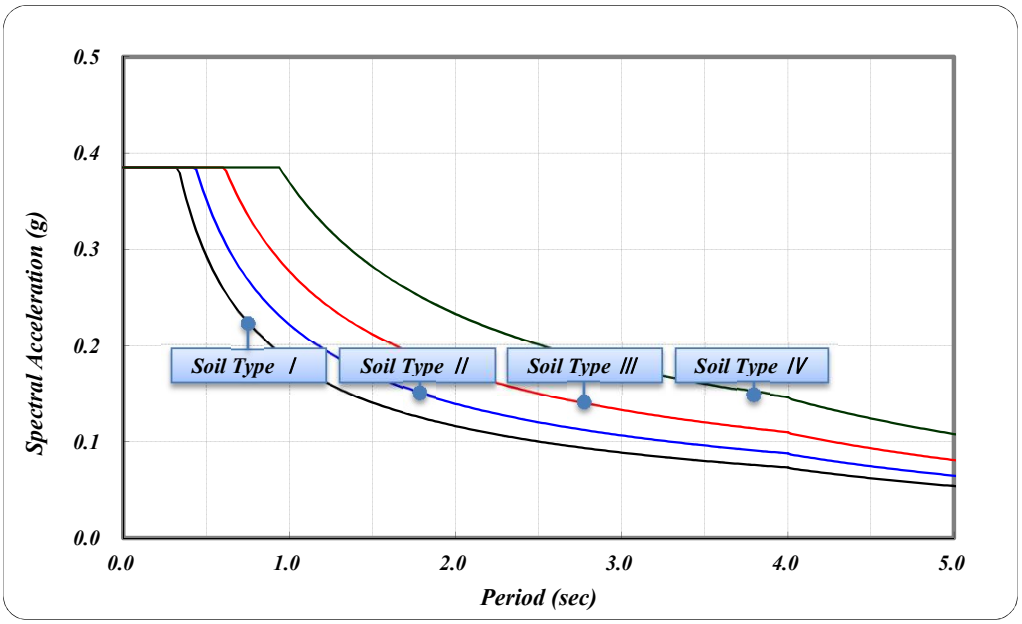
구 분	P1	P2				비 고
교각하부	5,895.2	5,897.3				P1 선정

2.2 지진해석에 의한 탄성지지력 산정

○ 교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

2.2.1 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- 가속도 계수 A = 0.154 g
- 지 반 계 수 S = 1.200 (지반종류 Ⅱ)

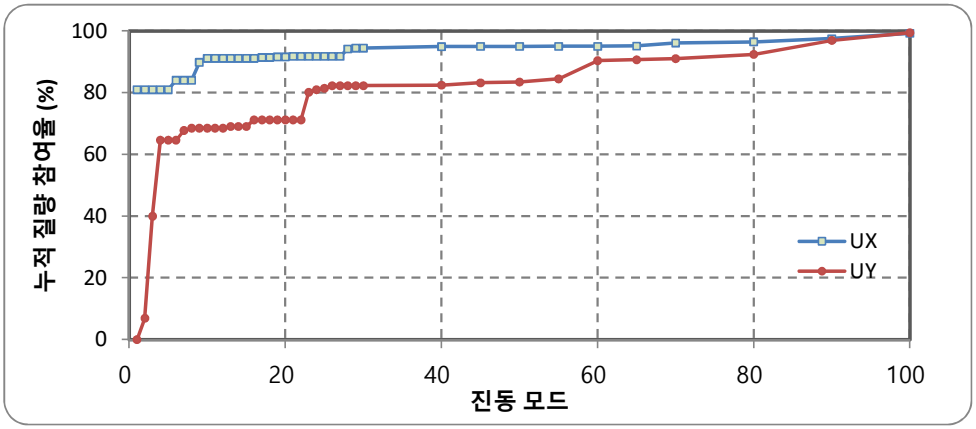


2.2.2 지진해석 결과

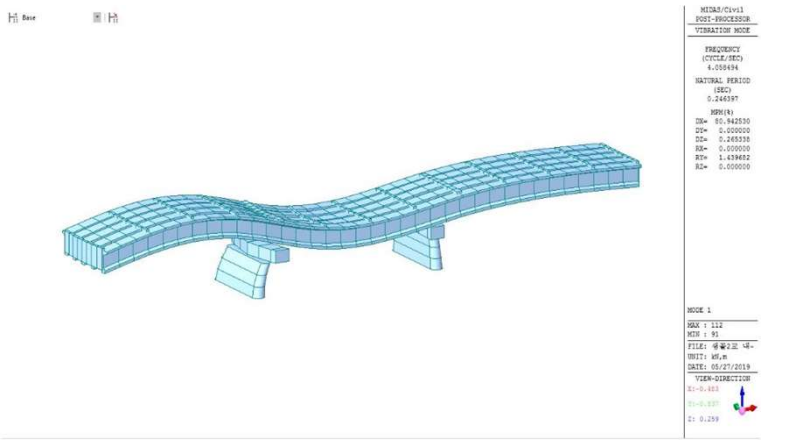
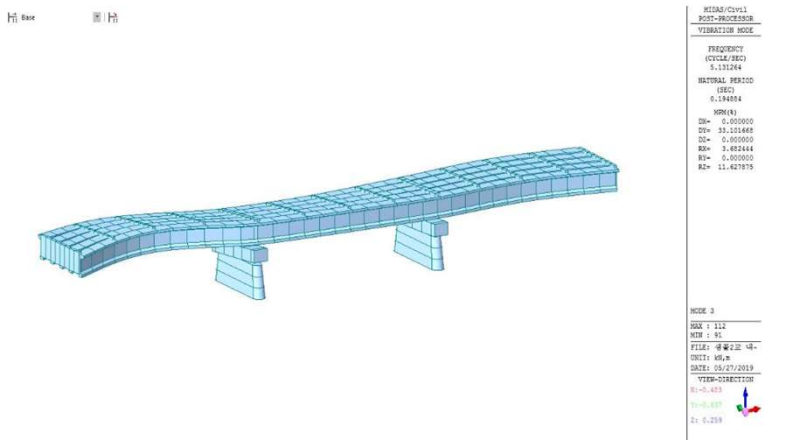
1) 고유치 해석결과 (Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비 고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	0.246	80.940	0.000	0.270	80.940	0.000	0.270	교축모드
2	0.195	0.000	6.860	0.000	80.940	6.860	0.270	
3	0.195	0.000	33.100	0.000	80.940	39.960	0.270	교직모드
4	0.180	0.000	24.620	0.000	80.940	64.580	0.270	
5	0.141	0.000	0.000	0.000	80.940	64.580	0.270	
6	0.138	3.070	0.000	9.350	84.010	64.580	9.610	
7	0.136	0.000	3.130	0.000	84.010	67.710	9.610	
8	0.130	0.000	0.780	0.000	84.010	68.490	9.610	
9	0.123	5.850	0.000	9.340	89.870	68.490	18.950	
10	0.103	1.280	0.000	55.260	91.150	68.490	74.210	
11	0.093	0.000	0.000	0.000	91.150	68.490	74.210	
12	0.082	0.000	0.000	0.000	91.150	68.490	74.210	
13	0.077	0.000	0.550	0.000	91.150	69.040	74.210	
14	0.073	0.000	0.000	0.000	91.150	69.040	74.210	
15	0.063	0.000	0.000	0.000	91.150	69.040	74.210	
16	0.056	0.000	2.100	0.000	91.150	71.150	74.210	
17	0.054	0.240	0.000	0.010	91.380	71.150	74.220	
18	0.052	0.000	0.000	0.010	91.380	71.150	74.230	
19	0.048	0.220	0.000	1.950	91.610	71.150	76.170	
20	0.047	0.000	0.040	0.000	91.610	71.190	76.170	
21	0.045	0.140	0.000	0.000	91.750	71.190	76.170	
22	0.043	0.000	0.000	0.120	91.750	71.190	76.290	
23	0.043	0.000	8.920	0.000	91.750	80.110	76.290	
24	0.042	0.000	0.830	0.000	91.750	80.930	76.290	
25	0.042	0.000	0.470	0.000	91.750	81.400	76.290	
26	0.041	0.000	0.850	0.000	91.750	82.260	76.290	
27	0.039	0.000	0.010	0.000	91.750	82.260	76.290	
28	0.037	2.420	0.000	0.110	94.170	82.260	76.400	
29	0.036	0.240	0.000	0.000	94.410	82.260	76.400	
30	0.035	0.000	0.000	0.440	94.410	82.260	76.840	
40	0.027	0.050	0.000	0.120	94.950	82.420	80.070	
45	0.025	0.000	0.000	0.000	94.970	83.200	81.340	
50	0.024	0.010	0.000	0.000	94.980	83.440	81.340	
55	0.023	0.030	0.000	0.740	95.010	84.430	82.090	
60	0.021	0.000	0.000	0.030	95.020	90.420	82.130	
65	0.019	0.090	0.000	0.000	95.120	90.650	84.080	
70	0.018	0.650	0.000	0.000	96.130	91.010	84.090	
80	0.013	0.020	0.900	0.010	96.430	92.390	85.460	
90	0.008	0.700	0.010	0.000	97.490	96.950	88.920	
100	0.004	0.000	1.390	0.000	99.250	99.400	95.380	

* 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90% 이상이 되도록 모드수를 결정하였다.



2) 주요 모드 형상 (Mode Shape)

교축방향 (T = 0.2464 sec)	
교축직각방향 (T = 0.1949 sec)	

3) 복합모드 해석결과 (D+E)

• 교축방향(X방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	5.803	-	-	0.001	0.950	-	교각상단 받침
P1	4.790	4,757.250	14,460.940	0.027	4.100	8.220	교각하단 기둥
P2	5.732	186.790	1,117.190	0.026	4.100	8.330	교각하단 기둥
A2	5.415	-	-	0.001	0.990	-	교각상단 받침

• 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	0.364	-	-	0.143	586.340	-	교각상단 받침
P1	0.114	7.330	7.070	0.302	1,234.530	7,757.590	교각하단 기둥
P2	0.136	4.540	4.040	0.300	1,233.990	7,731.980	교각하단 기둥
A2	0.380	-	-	0.142	580.700	-	교각상단 받침

4) 교각 P1 (고정단) 복합모드 해석결과

부 재 력	교축방향 작용력		교축직각방향 작용력	
	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
기둥상단축력(kN)	5,429.035		5,429.035	
기둥하단축력(kN)	5,895.173		5,895.173	
상 단 변 위 (mm)	4.790	0.027	0.114	0.302
상단 전단력 (kN)	4,737.490	2.470	5.500	1,227.550
하단 전단력 (kN)	4,757.250	4.100	7.330	1,234.530
상단모멘트(kN · m)	4,975.380	6.050	3.820	5,341.900
하단모멘트(kN · m)	14,460.940	8.220	7.070	7,757.590

여기서, $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

5) 교각 P1 (고정단) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부 재 력	하중 경우 1 (Comb 1)		하중 경우 2 (Comb 2)	
	$[F_E^L]_{com\ 1}$	$[F_E^T]_{com\ 1}$	$[F_E^L]_{com\ 2}$	$[F_E^T]_{com\ 2}$
기둥상단축력(kN)	5,429.035		5,429.035	
기둥하단축력(kN)	5,895.173		5,895.173	
상 단 변 위 (mm)	4.824	0.118	1.551	0.310
상단 전단력 (kN)	4,739.140	370.735	1,426.747	1,228.291
하단 전단력 (kN)	4,759.449	374.459	1,434.505	1,235.760
상단모멘트(kN · m)	4,976.526	1,608.620	1,496.434	5,343.715
하단모멘트(kN · m)	14,463.061	2,335.497	4,345.352	7,760.056

여기서, $[F_E]_{com\ 1} = 1.0\times[F_E]_L + 0.3\times[F_E]_T$, $[F_E]_{com\ 2} = 0.3\times[F_E]_L + 1.0\times[F_E]_T$

6) 교각 P1 (고정단) 조합지진력

부 재 력	교축방향지진력	교축직각방향지진력	기 호
	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	
기둥상단축력(kN)	5,429.035	5,429.035	P
기둥하단축력(kN)	5,895.173	5,895.173	P_{bot}
상 단 변 위 (mm)	4.824	0.310	$[\Delta_E]_{comb}$
상단 전단력 (kN)	4,739.140	1,228.291	$[V_E]_{comb,Top}$
하단 전단력 (kN)	4,759.449	1,235.760	$[V_E]_{comb,Bot}$
상단모멘트(kN · m)	4,976.526	5,343.715	$[M_E]_{comb,Top}$
하단모멘트(kN · m)	14,463.061	7,760.056	$[M_E]_{comb,Bot}$

여기서, $[F_E^L]_{comb} = MAX\{[F_E^L]_{com\ 1}, [F_E^L]_{com\ 2}\}$, $[F_E^T]_{comb} = MAX\{[F_E^T]_{com\ 1}, [F_E^T]_{com\ 2}\}$

3. 구성요소의 내진성능 평가

3.1 교각의 내진성능 평가

3.1.1 교각 P1 (고정단) 형식 특성값

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
교각 기둥의 거동형태	켄틸레버식	켄틸레버식	
콘크리트 극한변형률 ε_{co}	0.0007	0.0020	
교 각 높 이 H (m)	4.400	4.400	교직-실제높이
교각유효높이 He (m)	4.400	6.087	교직-상부구조도심
진 동 주 기 (sec)	0.2464	0.1949	해석결과

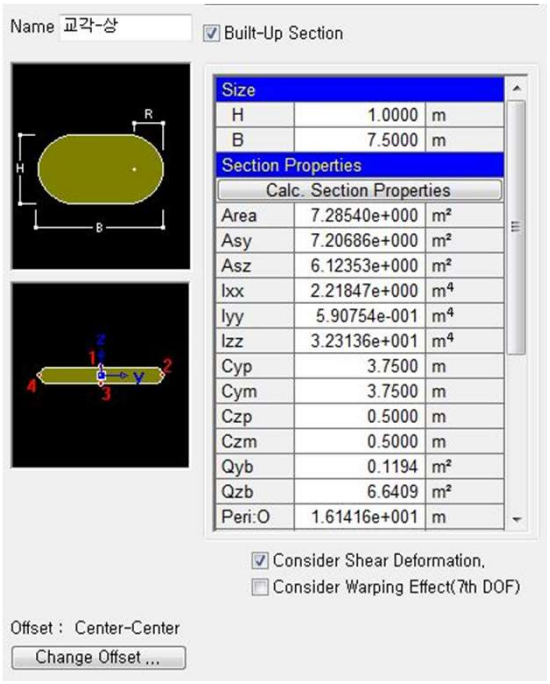
3.1.2 교각 P1 (고정단)의 휨성능 곡선

○ 전단에 의한 균열발생 기준은 「철도설계기준(철도교편)」에 제시되어 있는 것으로

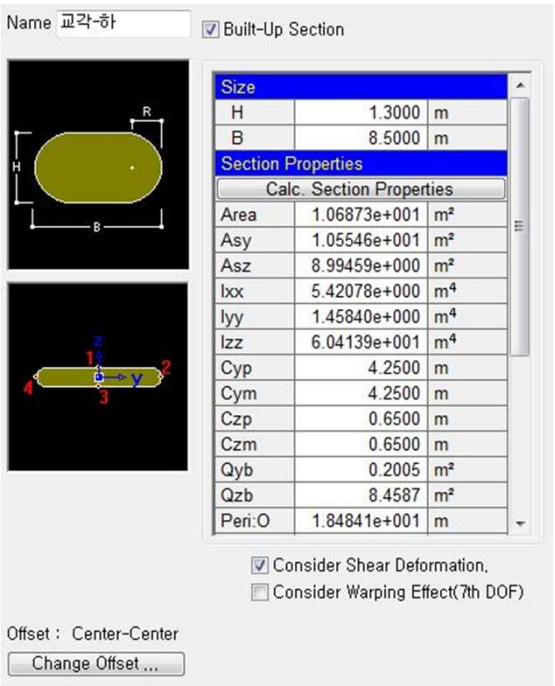
$V_{ca}=0.08\sqrt{f_{ck}}$ 이며 인장에 대한 균열발생 응력은 $V_{ca}=0.33\sqrt{f_{ck}}$ 이다.

균열발생기준에서 인장균열 발생기준이 전단균열 발생기준에 비해 4.125배 크므로

무근 콘크리트 교각의 균열발생은 전단균열 발생기준이 더 위험한 것으로 전단발생기준을 사용한다.



< 교각상단 >



< 교각하단 >

1) 교축방향

-기둥상단

- V_{ca} = 0.08 √ f_{ck} = 0.08 x √ 18.0 = 0.339 Mpa
- V_n = 0.339 x 7.285 x 1000 = 2,472.7 kN

-기둥하단

- V_{ca} = 0.08 √ f_{ck} = 0.08 x √ 18.0 = 0.339 Mpa
- V_n = 0.339 x 10.687 x 1000 = 3,627.4 kN

2) 교축직각방향

-기둥상단

- V_{ca} = 0.08 √ f_{ck} = 0.08 x √ 18.0 = 0.339 Mpa
- V_n = 0.339 x 7.285 x 1000 = 2,472.7 kN

-기둥하단

- V_{ca} = 0.08 √ f_{ck} = 0.08 x √ 18.0 = 0.339 Mpa
- V_n = 0.339 x 10.687 x 1000 = 3,627.4 kN

3.1.3 교각의 내진성능 평가

① 공급역량

- 교축방향-기둥상단 전단력 V_n = 2,472.7 kN
- 교축방향-기둥하단 전단력 V_n = 3,627.4 kN
- 교축직각방향-기둥상단 전단력 V_n = 2,472.7 kN
- 교축직각방향-기둥하단 전단력 V_n = 3,627.4 kN

② 소요역량

- 교축방향-기둥상단 전단력 V_u = 4,739.1 kN
- 교축방향-기둥하단 전단력 V_u = 4,759.4 kN
- 교축직각방향-기둥상단 전단력 V_u = 1,228.3 kN
- 교축직각방향-기둥하단 전단력 V_u = 1,235.8 kN

③ 평가

∴ 교축방향-기둥상단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{2,472.7}{4,739.1} = 0.522 < 1.0$ ∴ N.G

∴ 교축방향-기둥하단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{3,627.4}{4,759.4} = 0.762 < 1.0$ ∴ N.G

∴ 교축직각방향-기둥상단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{2,472.7}{1,228.3} = 2.013 \geq 1.0$ ∴ O.K

∴ 교축직각방향-기둥하단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{3,627.4}{1,235.8} = 2.935 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2 교량 받침의 내진성능 평가

3.2.1 교각 P1 (고정단) 받침평가 (최대 지진력 발생 교각부)

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.1.1 받침본체 (강재받침)

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 170 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 170 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B) × 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 170 × 5 = 850.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 170 × 1 = 170.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MIN [F^L_n, $[V^L_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C)
  = MIN [924.3 , 4,739.1] × 1 = 924.3 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MIN [F^T_n, $[V^T_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C)
  = MIN [677.8 , 1,228.3] × 1 = 677.8 kN

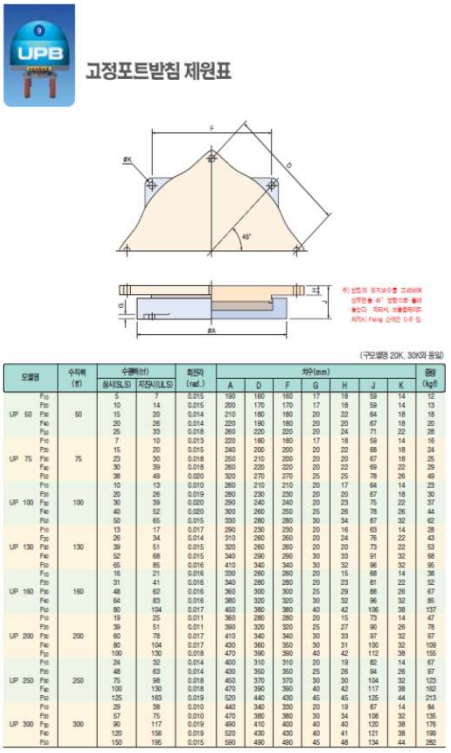
4) 내진성능 평가

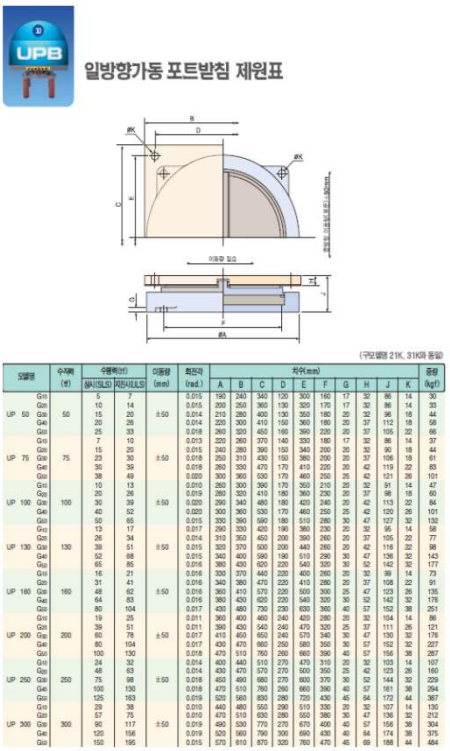
- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{850.0}{924.3} = 0.920 < 1.0$ ∴ N.G
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{170.0}{677.8} = 0.251 < 1.0$ ∴ N.G

3.2.1.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격





② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 18 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 113.1 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 110 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \dfrac{F^{L}_{B,D}}{n^{L}_{B}} = \dfrac{924.3}{5} = 184.9$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \dfrac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{677.8}{1} = 677.8$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\dfrac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \dfrac{108.6}{184.9} = 0.587 < 1.0$ ∴ N.G
- 교축직각방향 $\dfrac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \dfrac{108.6}{677.8} = 0.160 < 1.0$ ∴ N.G

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)

○ $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b$

여기서, A_{Vc} : 단일앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vc} = [\ 1.5 \cdot C_{a1} + \sum S_i + 1.5 \cdot C_{a1}\ ] \times 1.5 C_{a1}$ ($C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$, $h_a \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우)

A_{Vco} : 연단거리 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vco} = 4.5 \cdot C^2_{a1}$

$\varphi_{ed,V}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 1.0$

$C_{a2} < 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\ (\ C_{a2} / 1.5 C_{a1}\ )$

$\varphi_{c,V}$: 콘크리트 균열 및 보조철근 유무에 따른 전단강도 수정계수

비균열 콘크리트 또는 보조철근과 100mm이하 간격의 스터럽 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.4$

균열콘크리트 : 보조철근 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.2$, 보조철근 미사용시 $\varphi_{c,V} = 1.0$

V_b : 균열 콘크리트에서 전단을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트파괴강도, N

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

$V_b = 0.7\ (\ l_e / d_o\ )^{0.2}\ \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ ($d_0 \geq 10$㎜, 헤드스터드, 헤드볼트, 갈고리볼트)

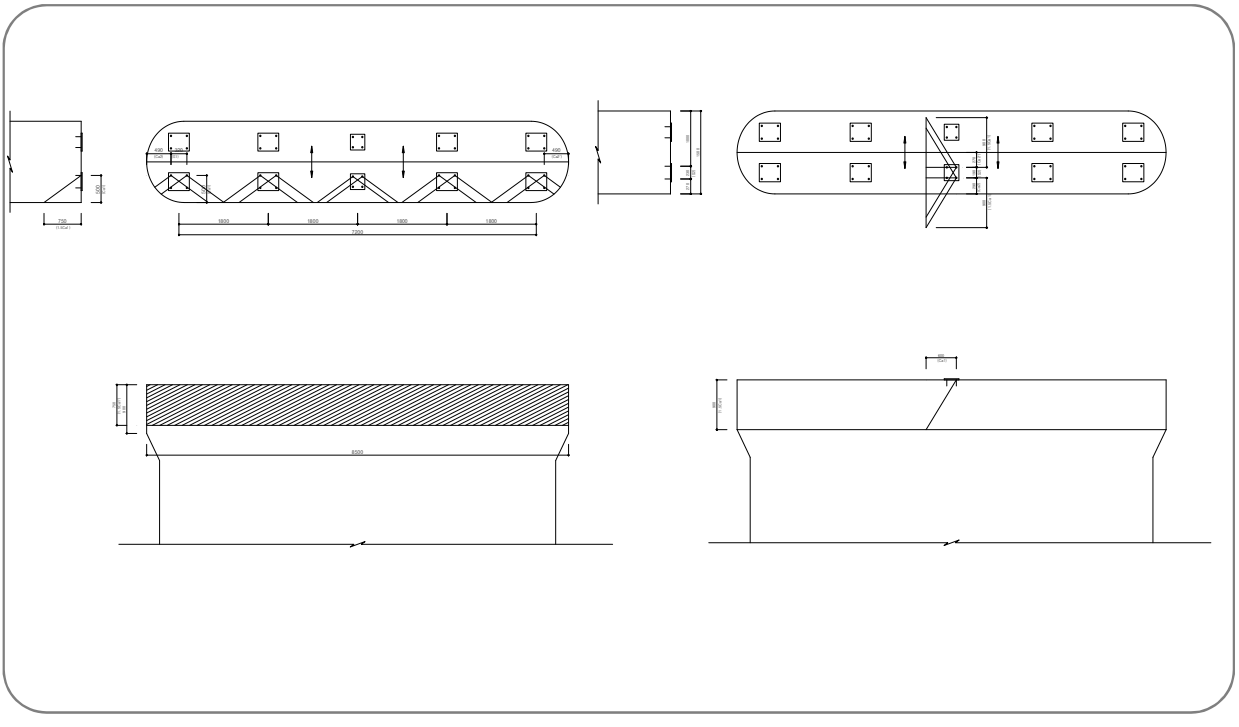
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

C_{a2} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

S_1 : 하중 작용 직각방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

S_2 : 하중 작용 방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

h_a : 앵커가 정착되는 기초(코핑)콘크리트 두께, ㎜



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (490 + 7,520 + 490) × 750 = 6,375,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 500 mm , C_{a1}' = 500 mm

  C_{a21} = 490 mm , C_{a22} = 490 mm , H = 85 mm

  $\sum S_i$ = 7,520 mm , S_{max} = 1,480 mm , h_a = 900 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 500 ^{2} = 1,125,000 mm^2

∴ A_{Vc} ≥ n·A_{Vco} = 2 × 1,125,000 = 2,250,000 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{2,250,000}{1,125,000} \times 0.896 \times 1.00 \times 212 = 379.4$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.896 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 212 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [110 , 280] = 110 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 110 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (290 + 190 + 270) × 900 = 675,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 600 mm , C_{a1}' = 600 mm

  C_{a21} = 290 mm , C_{a22} = 270 mm , H = 85 mm

  $\sum S_i$ = 190 mm , S_{max} = 190 mm , h_a = 900 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 600 ^{2} = 1,620,000 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 1,620,000 = 3,240,000 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{675,000}{1,620,000} \times 0.790 \times 1.00 \times 278 = 91.6$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.790 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 278 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [110 , 280] = 110 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 110 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 0.5C_{a1} 과 0.3C_{a2} 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as}$ = n_{as}·$\varnothing_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 7814 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as}$ = n_{as}·$\varnothing_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 358 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , $V^L_{s,as}$) = MAX (379.4 , 0.0) = 379.4 kN

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (91.6 , 0.0) = 91.6 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AC,D} = F^{L}_{AS,D} \times n^{L}_{B} = 184.9 \times 5 = 924.3$ kN ($n^{L}_{B} = 5$)
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} = 677.8 \times 1 = 677.8$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^{L}_{cbg}}{F^{L}_{AC,D}} = \frac{379.4}{924.3} = 0.410 < 1.0$ ∴ N.G
- 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \frac{91.6}{677.8} = 0.135 < 1.0$ ∴ N.G

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)

○ $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$

여기서, k_{cp} : 콘크리트 프라이아웃 강도 계수

$h_{ef} < 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 1.0$

$h_{ef} \geq 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 2.0$

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커그룹의 콘크리트 파괴강도, N

○ $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$

여기서, A_{Nc} : 인장강도 산정을 위한 단일앵커 또는 앵커그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nc} = [2\times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_1] \times [2 \times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_2]$ ($C_{a1} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$, $C_{a2} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우)

A_{Nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도 산정을 위한 단일앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nco} = 9 \cdot h^2_{ef}$

$\varphi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 대한 인장강도 수정계수

$C_{a,min} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,N} = 1.0$

$C_{a,min} < 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 (C_{a,min} / 1.5 h_{ef})$

$\varphi_{c,N}$: 균열유무에 따른 인장강도 수정계수 (균열제어 철근 배근시 비균열 콘크리트로 간주)

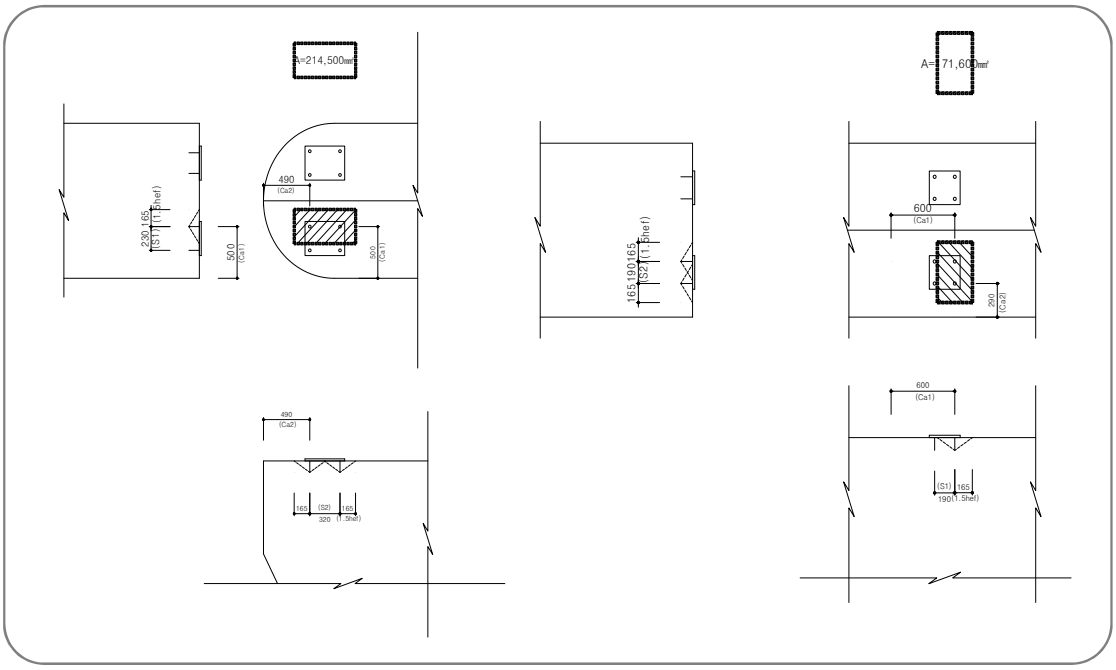
비균열 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.25$: 선설치 앵커, $\varphi_{c,N} = 1.40$: 후설치 앵커

균열(폭 0.3mm초과) 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.0$

N_b : 인장력을 받는 단일앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N

$N_b = k_c \sqrt{fck} \cdot h^{1.5}_{ef}$ ($k_c = 10$: 선설치앵커, $k_c = 7$: 후설치앵커)

$N_b = 3.9 \sqrt{fck} \cdot h^{5/3}_{ef}$ ($280 \leq h_{ef} \leq 635mm$ 인 헤드스터드와 헤드볼트)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 214,500 mm^2

  여기서, C_{a11} = 500 mm , C_{a12} = 500 mm , $\sum S_1$ = 230 mm

  C_{a21} = 490 mm , C_{a22} = 490 mm , $\sum S_2$ = 320 mm

  h_{ef} = 110 mm , h_{ef}' = 110.0 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9\cdot h_{ef}^2$ = 9 × 110.0 ^{2} = 108,900.0 mm^2

∴ A_{Nc} < $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 108,900.0 = 217,800.0 mm^2

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{214,500}{108,900} \times 1.000 \times 1.00 \times 48.9 = 96.4$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $10.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 10.0 × √ 18 × 110.0 $^{1.5}$ = 48.9 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 96.4 = 192.8 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 171,600 mm^2

  여기서, C_{a11} = 600 mm , C_{a12} = 600 mm , $\sum S_1$ = 190 mm

  C_{a21} = 290 mm , C_{a22} = 290 mm , $\sum S_2$ = 190 mm

  h_{ef} = 110 mm , h_{ef}' = 110 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9\cdot h_{ef}^2$ = 9 × 110.0 ^{2} = 108,900.0 mm^2

∴ A_{Nc} < $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 108,900.0 = 217,800.0 mm^2

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{171,600}{108,900} \times 1.000 \times 1.00 \times 48.9 = 77.1$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 10.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 10.0 \times \sqrt{18} \times 110.0^{1.5} = 48.9$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 77.1 = 154.3$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX(V^L_{cpg}, V^L_{s,at}) = MAX(192.8, 0.0) = 192.8$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^T_{cpg}, V^T_{s,at}) = MAX(154.3, 0.0) = 154.3$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 184.9 \times 1 = 184.9$ kN (n^L_B = 1)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 677.8 \times 1 = 677.8$ kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{192.8}{184.9} = 1.043 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{154.3}{677.8} = 0.228 < 1.0$ ∴ N.G

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	108.6	184.9	N.G 0.587	108.6	677.8	N.G 0.160
콘크리트전단파괴	379.4	924.3	N.G 0.410	91.6	677.8	N.G 0.135
프라이아웃 파괴	192.8	184.9	O.K 1.043	154.3	677.8	N.G 0.228

3.2.2 교대 A1 받침평가

3.2.2.1 받침본체 (강재받침)

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 0 kN (가동단)
- 교축직각방향 f^T_B = 170 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B) × 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 0 × 0 = 0.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 170 × 1 = 170.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = 0.0 kN (가동단)
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = 586.6 kN

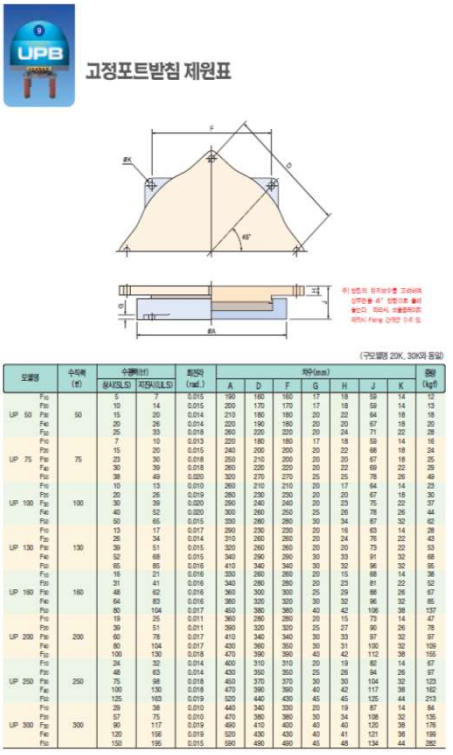
4) 내진성능 평가

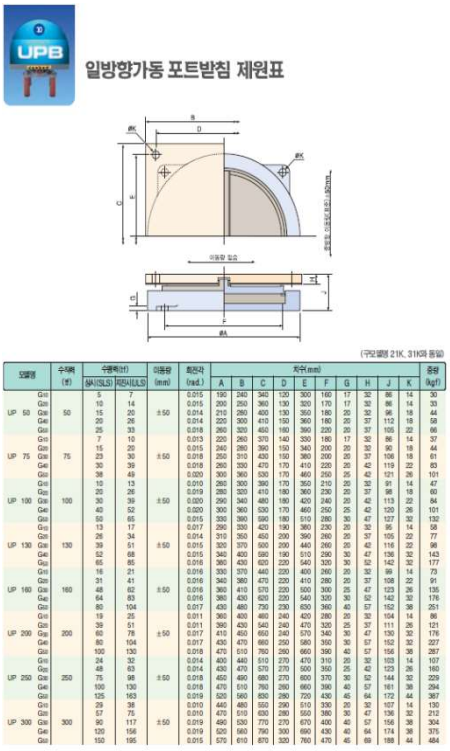
- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{0.0}{0.0}$ = 검토생략 (가동단) ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{170.0}{586.6}$ = 0.290 < 1.0 ∴ N.G

3.2.2.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격





② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 18 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 113.1 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 110 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

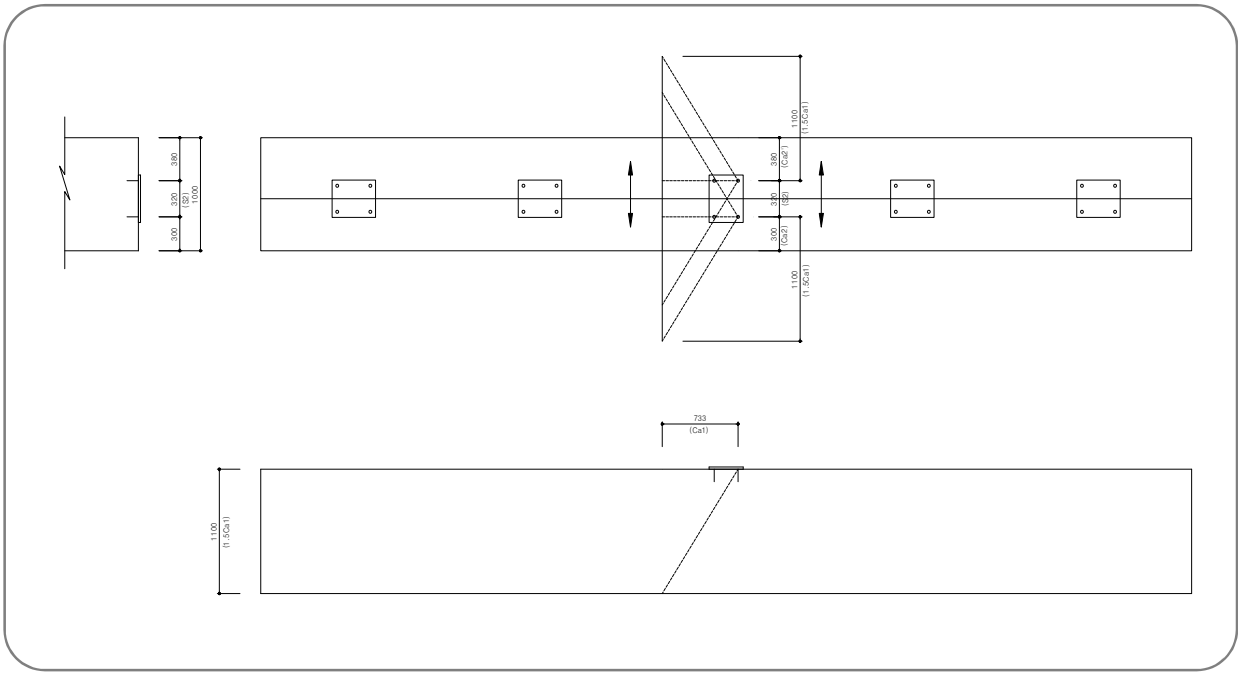
- 교축방향 $F_{AS,D}^{L} = \frac{F_{B,D}^{L}}{n_{B}^{T}} = \frac{0.0}{0} = 0.0$ kN
- 교축직각방향 $F_{AS,D}^{T} = \frac{F_{B,D}^{T}}{n_{B}^{T}} = \frac{586.6}{1} = 586.6$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F_{AS,D}^{L}} = \frac{108.6}{0.0}$ = 검토생략 (가동단) ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F_{AS,D}^{T}} = \frac{108.6}{586.6} = 0.185 < 1.0$ ∴ N.G

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교직 방향 >

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (300 + 320 + 380) × 1,100 = 1,099,500 mm^2

  여기서, C_{a1} = 733 mm , C_{a1}' = 733 mm

  C_{a21} = 300 mm , C_{a22} = 380 mm , H = 85 mm

  $\sum S_i$ = 320 mm , S_{max} = 320 mm , h_a = 1,100 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 733 ^{2} = 2,417,801 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 2,417,801 = 4,835,601 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{1,099,500}{2,417,801} \times 0.782 \times 1.00 \times 376 = 133.6$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.782 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 376 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [110 , 280] = 110 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 110 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 0.5C_{a1} 과 0.3C_{a2} 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as}$ = n_{as}·Ø$_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 524 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (133.6 , 0.0) = 133.6 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

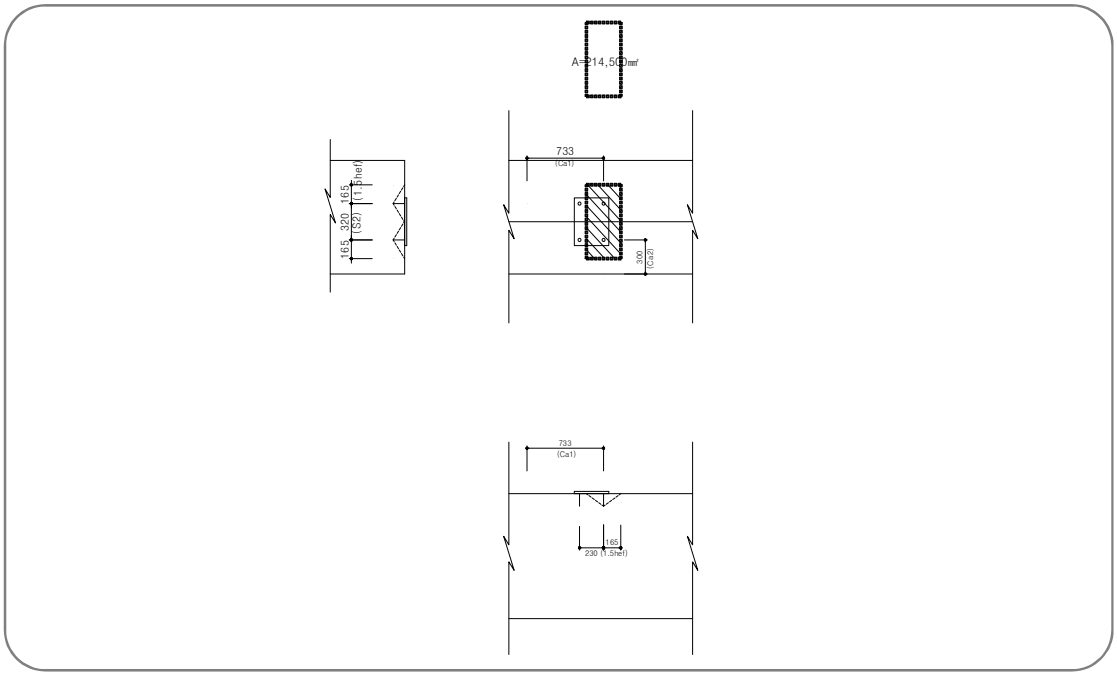
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} = 586.6 \times 1 = 586.6$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)

③ 평가

- 교축직각방향 $\dfrac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \dfrac{133.6}{586.6} = 0.228 < 1.00$ ∴ N.G

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교직 방향 >

○ 교축직각방향

- $A_{Nc} = [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , $S > 1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , $S=1.5h_{ef}'$)

  $= 214,500$ ㎟

  여기서, $C_{a11} = 733$ ㎜ , $C_{a12} = 733$ ㎜ , $\sum S_1 = 230$ ㎜

  $C_{a21} = 300$ ㎜ , $C_{a22} = 300$ ㎜ , $\sum S_2 = 320$ ㎜

  $h_{ef} = 110$ ㎜ $h_{ef}' = 110$ ㎜

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h^{2}_{ef} = 9 \times 110.0^{2} = 108,900$ ㎟

∴ $A_{Nc} < n\cdot A_{Nco} = 2 \times 108,900.0 = 217,800.0$ ㎟

- $N_{cbg} = \dfrac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \dfrac{214,500}{108,900} \times 1.000 \times 1.00 \times 48.9 = 96.4$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  $N_b = 10.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 10.0 \times \sqrt{18} \times 110.0^{1.5} = 48.9$ kN

• V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 96.4 = 192.8 kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교축직각방향 : $V^{T}_{s.at}$ = $\varnothing_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 1.00 × 0.0 × 2 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^{T}_{cpg}, V^{T}_{s,at})$ = MAX (192.8 , 0.0) = 192.8 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

• 교축직각방향 $F^{T}_{AP,D}$ = $F^{T}_{AS,D}$ × n^{T}_{B} = 586.6 × 1 = 586.6 kN (n^{T}_{B} = 1)

③ 평가

• 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cpg}}{F^{T}_{AP,D}} = \frac{192.8}{586.6}$ = 0.329 < 1.00 ∴ N.G

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴				108.6	586.6	N.G 0.185
콘크리트전단파괴				133.6	586.6	N.G 0.228
프라이아웃 파괴				192.8	586.6	N.G 0.329

3.2.3 교대 A2 받침평가

3.2.3.1 받침본체 (강재받침)

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 0 kN (가동단)
- 교축직각방향 f^T_B = 170 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B) × 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 0 × 0 = 0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 170 × 1 = 170 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = 0.0 kN (가동단)
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = 581.0 kN

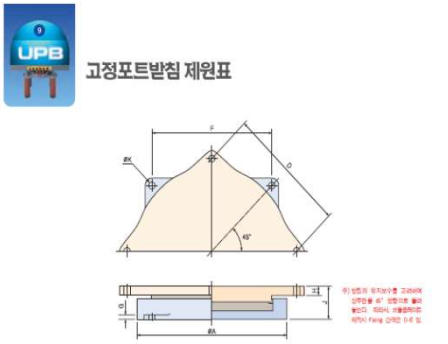
4) 내진성능 평가

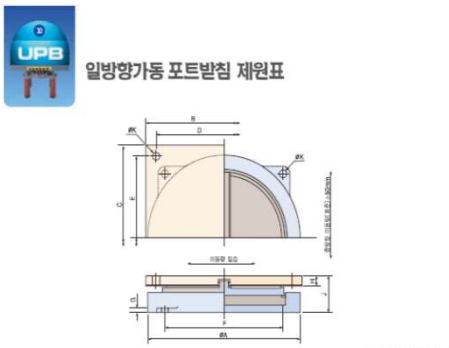
- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{0.0}{0.0}$ = 검토생략 (가동단) ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{170.0}{581.0}$ = 0.293 < 1.0 ∴ N.G

3.2.3.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격





② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 18 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 113.1 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 110 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

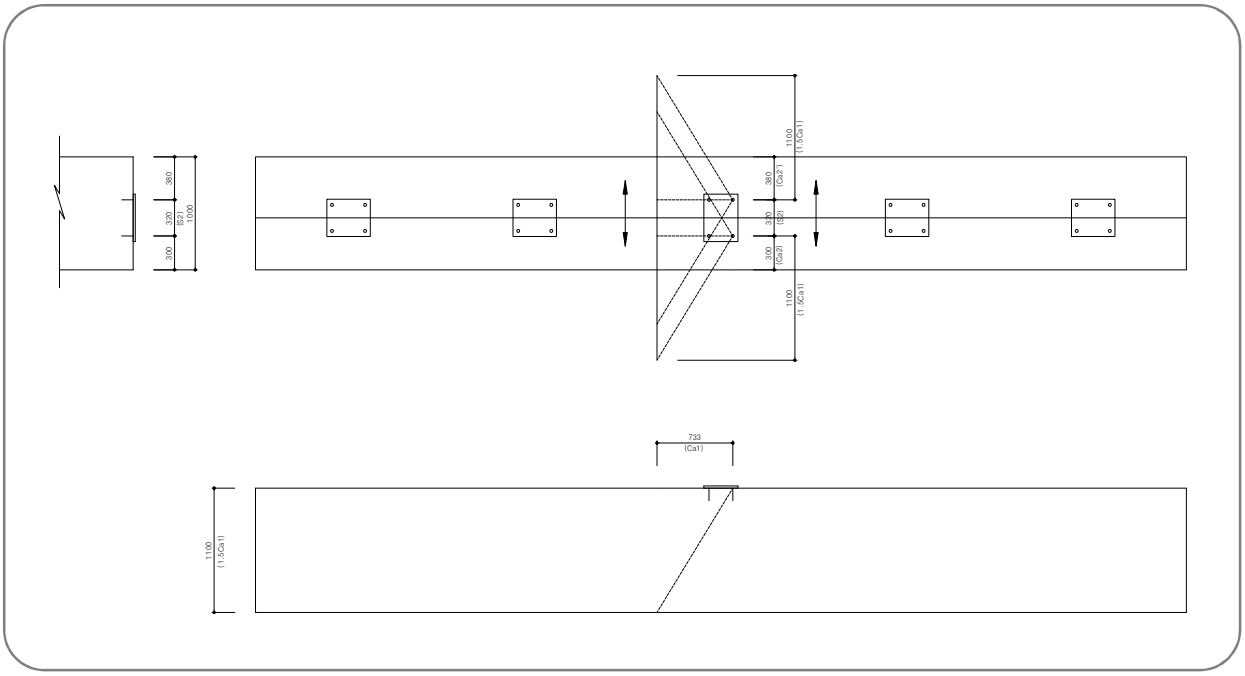
- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \dfrac{F^{L}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{0.0}{0} = 0.0$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \dfrac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{581.0}{1} = 581.0$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\dfrac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \dfrac{108.6}{0.0}$ = 검토생략 (가동단) ∴ O.K
- 교축직각방향 $\dfrac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \dfrac{108.6}{581.0} = 0.187 < 1.0$ ∴ N.G

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교직 방향 >

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = $[\ C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}'\ ] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  = (300 + 320 + 380) × 1,100 = 1,099,500 mm^2

  여기서, C_{a1} = 733 mm , C_{a1}' = 733 mm

  C_{a21} = 300 mm , C_{a22} = 380 mm , H = 85 mm

  $\sum S_i$ = 320 mm , S_{max} = 320 mm , h_a = 1,100 mm

- A_{Vco} = $4.5\ (C_{a1}')^2$ = 4.5 × 733 ^{2} = 2,417,801 mm^2

∴ A_{Vc} < $n \cdot A_{Vco}$ = 2 × 2,417,801 = 4,835,601 mm^2

- $V_{cbg} = \dfrac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \dfrac{1,099,500}{2,417,801} \times 0.782 \times 1.00 \times 376 = 133.6$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.782 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = $0.6\ (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 376 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [110 , 280] = 110 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 110 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 해당 방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as}$ = $n_{as} \cdot \varnothing_V \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 524 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (133.6 , 0.0) = 133.6 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

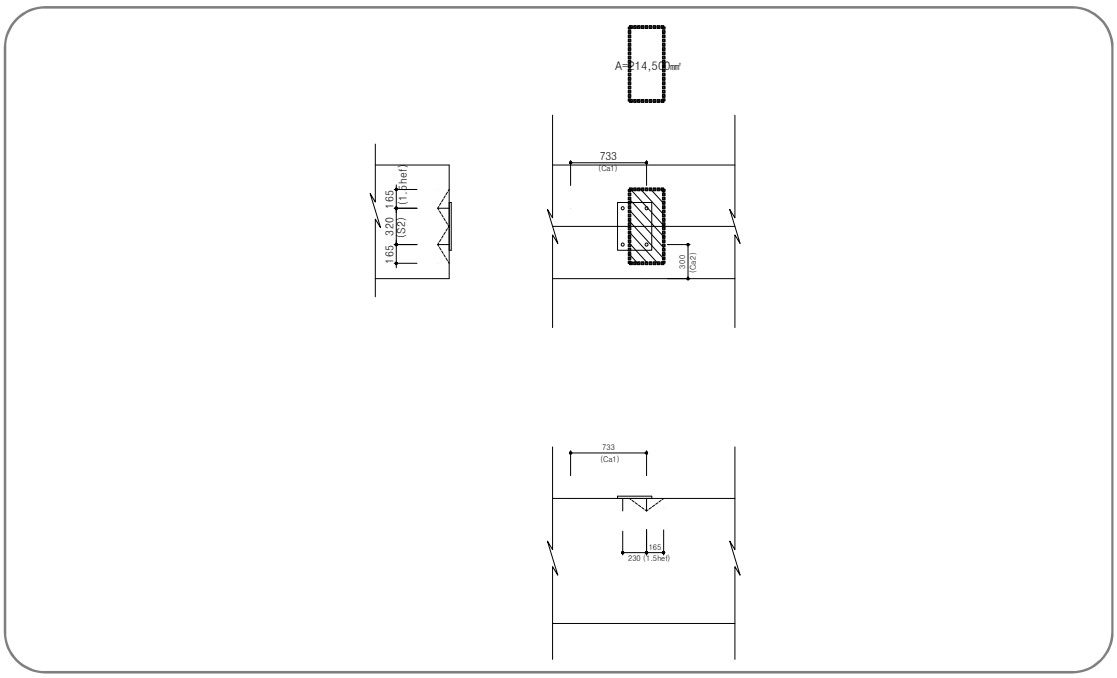
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} =$ 581.0 × 1 = 581.0 kN (n^{T}_{B} = 1)

③ 평가

- 교축직각방향 $\dfrac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \dfrac{133.6}{581.0} =$ 0.230 < 1.00 ∴ N.G

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교직 방향 >

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = [2×1.5·h_{ef}'] × [2×1.5·h_{ef}'] × 2 (단, 각방향 C_a , S > 1.5·h_{ef}' 인 경우, C_a , S=1.5h_{ef}')

  = 214,500 mm^2

  여기서, C_{a11} = 733 mm , C_{a12} = 733 mm , $\sum S_1$ = 230 mm

  C_{a21} = 300 mm , C_{a22} = 300 mm , $\sum S_2$ = 320 mm

  h_{ef} = 110 mm , h_{ef}' = 110 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h^{2}_{ef} = 9 \times 110.0^{2} =$ 108,900.0 mm^2

- ∴ $A_{Nc} < n \cdot A_{Nco} = 2 \times 108{,}900.0 =$ 217,800.0 mm^2

- $N_{cbg} = \dfrac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \dfrac{214{,}500}{108{,}900} \times 1.000 \times 1.00 \times 48.9 =$ 96.4 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  $N_b = 10.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 10.0 \times \sqrt{18} \times 110.0^{1.5} =$ 48.9 kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 96.4 =$ 192.8 kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교축직각방향 : $V^{T}_{s.at} = \phi_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 1.00 × 0.0 × 2 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^{T}_{cpg}, V^{T}_{s,at})$ = MAX (192.8 , 0.0) = 192.8 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축직각방향 $F^{T}_{AP,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B}$ = 581.0 × 1 = 581.0 kN (n^{T}_{B} = 1)

③ 평가

- 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cpg}}{F^{T}_{AP,D}} = \frac{192.8}{581.0}$ = 0.332 < 1.00 ∴ N.G

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴				108.6	581.0	N.G 0.187
콘크리트전단파괴				133.6	581.0	N.G 0.230
프라이아웃 파괴				192.8	581.0	N.G 0.332

3.3 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- N_C = 800.0 mm (현장 실측값)

2) 소요역량 N_D

○ N_D = MAX [응답변위, N_{min}] = MAX [4.83 , 329.50] = 329.50 mm

▶ 응답변위 = 비탄성 변위 Δ_{dem} = 4.833 mm

- P-Δ 효과 및 주기를 고려한 수정 탄성변위 및 비탄성변위 산정

① P-Δ 효과를 고려한 탄성변위($[\Delta_E]_{pd}$) 산정

- 30% 규정을 적용하여 산정한 탄성 변위에 P-Δ효과를 고려하여 수정 탄성변위 산정

- 교 축 방 향 $[\Delta_E^L]_{pd} = \left(1 + \frac{P \times [\Delta_E^L]_{comb}}{[M_E^L]_{comb}}\right) \times [\Delta_E^L]_{comb}$

$= \left(1 + \frac{5{,}429.0 \times 0.00482}{14{,}463.1}\right) \times 0.00482 = 4.833$ mm

여기서, P = 5,429.0 kN

$[\Delta_E^L]_{comb}$ = 4.82 mm

$[M_E^L]_{comb}$ = 14,463.1 kN · m

- 교축직각방향 $[\Delta_E^T]_{pd} = \left(1 + \frac{P \times [\Delta_E^T]_{comb}}{[M_E^T]_{comb}}\right) \times [\Delta_E^T]_{comb}$

$= \left(1 + \frac{5{,}429.0 \times 0.00031}{7{,}760.1}\right) \times 0.00031 = 0.310$ mm

여기서, P = 5,429.0 kN

$[\Delta_E^T]_{comb}$ = 0.31 m

$[M_E^T]_{comb}$ = 7,760.1 kN · m

▶ $N_{min} = (200 + 1.67 \cdot L + 6.66 \cdot H) \times (1 + 0.000125 \cdot \theta^2)$ = 329.50 mm

여기서, L = 60.00 m (연속경간장)

H = 4.40 m (교각 높이)

θ = 0.00 ° (사각)

3) 내진성능 평가

○ $\frac{N_C}{N_D} = \frac{800.0}{329.5} = 2.428 \geq 1.00$ ∴ O.K

3.4 기초의 내진성능 평가

3.4.1 확대기초 및 지반 평가

○고정단 교각의 확대기초부 내진성능평가는 기초의 안정성 평가와 강도설계법에 의한 기초본체검토를 수행한다.

1) 지진력 산정

-. 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 계산한다.

- 기초부 교축방향

H^L_E = Min [H^L_n , $H^L_{E,comb}$] × n^L = Min [3,627 , 4,759] × 1 = 3,627.4 kN

M^L_E = Min [M^L_n , $M^L_{E,comb}$] × n^L = Min [3,627 , 14,463] × 1 = 3,627.4 kN

- 기초부 교축직각방향

H^T_E = Min [H^T_n , $H^T_{E,comb}$] × n^T = Min [3,627 , 1,236] × 1 = 1,235.8 kN

M^T_E = Min [M^T_n , $M^T_{E,comb}$] × n^T = Min [3,627 , 7,760] × 1 = 3,627.4 kN

① 교축방향 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 5,895.2 × 1 = 5,895.2 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 3,627.4 = 3,627.4 kN

-. 모멘트 M = 3,627.4 = 3,627.4 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 5,895.2 +(10.500 × 3.300 × (1.000 × 25 + 0.000 × 19))

= 6,761.4 kN

-. 수평력 H_f = 3,627.4 kN

-. 모멘트 M_f = 3,627.4 + (3,627.4 × 1.000)

= 7,254.8 kN · m

② 교축직각 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 5,895.2 × 1 = 5,895.2 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 1,235.8 = 1,235.8 kN

-. 모멘트 M = 3,627.4 = 3,627.4 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 5,895.2 +(10.500 × 3.300 × (1.000 × 25 + 0.000 × 19))

= 6,761.4 kN

-. 수평력 H_f = 1,235.8 kN

-. 모멘트 M_f = 3,627.4 + (1,235.8 × 1.000)

= 4,863.2 kN · m

2) 기초하단에 작용하는 지진력

구 분	연직력 V (kN)	수평력 H (kN)	모멘트 M_o (kN · m)	저항모멘트Mr(kN · m)
교 축 방 향	6,761.42	3,627.39	7,254.78	11,156.35
교축직각방향	6,761.42	1,235.76	4,863.15	35,497.47

3.4.2 확대기초의 두께 평가

○ 확대기초 두께에 대한 강체 검토

-. 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다.

-. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 또는 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

• $\beta \cdot \lambda \leq 1.0$ 인 경우 강체로 취급

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 80{,}090}{23{,}817{,}334 \times 1.000^3}} = 0.317 \ (m^{-1})$$

여기서, k = 80,090.1 kN/㎥ (직접기초인 경우 : k_v , 말뚝기초인 경우 : k_p)

k_v = 80,090.1 kN/㎥ (연직방향 지반반력계수)

k_{vo} = 746,666.7 kN/㎥ (1/0.3× αE_o , 지진시 α = 2)

L = 3.300 m B = 10.500 m

B_C = 8.500 m L_C = 1.300 m

h = 1.000 m (확대기초의 두께)

D_f = 1.000 m (기초의 근입깊이)

N = 40 (기초 저면부 표준관입시험 N값)

E_0 = 112,000.0 kN/㎥ (지진시 지반변형계수, E_0=2,800N)

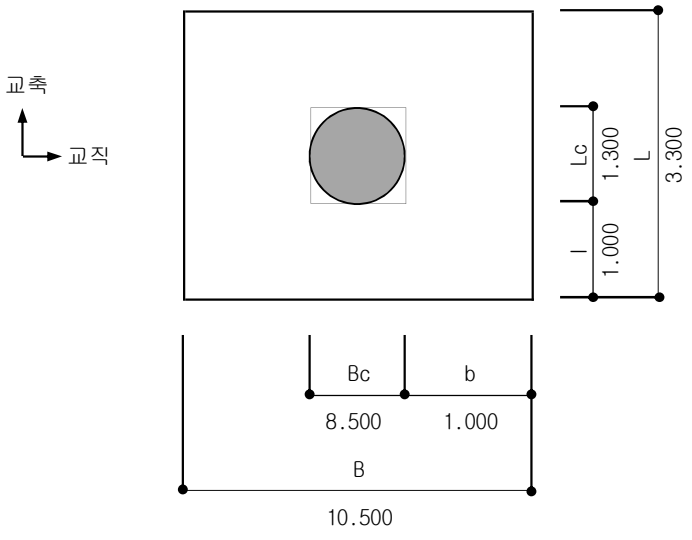
E = 23,817,334.3 kN/㎥

λ = Max(l,b) = 1.000 m

여기서, λ : 확대기초 환산 돌출길이

다만, $l \geq L/2$ (= 1.650) 이면 $l = L/2$ 적용 ⇒ $l < L/2$ 이므로, l = 1.000 m

$b \geq B/2$ (= 5.250) 이면 $b = B/2$ 적용 ⇒ $b < B/2$ 이므로, b = 1.000 m



• $\beta \cdot \lambda$ = 0.317 × 1.000 = 0.317 ≤ 1.0 이므로, ∴ **O.K** (강체로 취급)

3.4.3 확대기초의 안정성 평가

1) 전도에 대한 안정검토

구 분	M_r(kN·m)	M_o(kN·m)	V (kN)	S.F	편심e (m)	허용편심(m)	비 고
교 축 방 향	11,156.3	7,254.8	6,761.4	1.538	1.073	1.100	O.K
교축직각방향	35,497.5	4,863.2	6,761.4	7.299	0.719	3.500	O.K

-. 지진시 전도에 대한 안전율 S.F는 1.5 이상 (S.F ≥ 1.5)

-. 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥면의 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3 이내

-. $e = B / 2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$

2) 지지력에 대한 안정검토

① 지반의 극한지지력 (q_C)

- $Q_C = \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq$

여기서, Q_C : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한 지지력 (kN/㎡)

Nc, Nr, Nq : 지지력 계수

Ø : 기초지반의 내부마찰각 (= 35 °)

α, β : 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

C : 기초저면의 점착력 (= 0.0 kN/㎡)

γ_1 : 기초저면 암반의 단위중량 (= 20.0 kN/m³)

γ_2 : 기초의 근입깊이에 관계되는 흙의 단위중량 (= 19.0 kN/m³)

A' : 유효재하면적 (m^2)

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭 (m)

$$Nq = \frac{e^{2(3\pi/4-\emptyset/2)\tan\emptyset}}{2\cos^2(45+\emptyset/2)} = 41.440$$

$$Nc = (Nq-1)\cot\emptyset = 57.754$$

$$Nr = \frac{2(Nq+1)\tan\emptyset}{1+0.4\sin(4\emptyset)} = 47.277$$

구 분	B (m)	L (m)	형상계수 α	형상계수 β	유효폭 B'(m)	극한지지력 Q_c (kN/㎡)
교 축 방 향	3.300	10.500	1.094	0.469	1.154	1,298.7
교축직각방향	10.500	3.300	1.300	0.400	9.062	4,214.6

② 지지력에 대한 안정검토

구 분	작 용 하 중		편 심	지반반력 Q_D (KN/m^2)		극한지지력	비 고	
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Q_C (KN/m^2)	Q_C / Q_D	판정
교 축 방 향	7,254.8	6,761.4	1.073	744	0.0	1,298.7	1.75	N.G
교축직각방향	4,863.2	6,761.4	0.719	275.3	114.9	4,214.6	15.31	O.K

-. 사다리꼴 반력분포시 : $Q_{1,2} = \sum V / (B \cdot L) \times (1 \pm 6e / B)$

-. 삼각형 반력분포시 : $Q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot X)$ 여기서, $X = 3 \times (B / 2 - e)$

-. 지진시 지지력에 대한 안전율 S.F는 2 이상 ($Q_C / Q_D \geq$ 2.0)

3) 활동에 대한 안정검토

구 분	V (kN)	A'(㎡)	H_C (kN)	H_D (kN)	H_C / H_D	허용안전율	비 고
교 축 방 향	6,761.4	12.1	2,916.6	3,627.4	0.804	1.20	N.G
교축직각방향	6,761.4	29.9	2,916.6	1,235.8	2.360	1.20	O.K

- $H_c = C_b \cdot A' + V \cdot \tan\varnothing_B$ (기초저면이 암지반이면 $\tan\varnothing_B$= 0.6)

  여기서, H_c : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력 (kN)

  C_b : 기초저면과 지반과의 부착력 (= 0.0 kN/㎡)

  A' : 기초저면의 유효재하면적 (㎡)

  $\varnothing_B$: 기초저면과 지반과의 마찰각 (degree) (= 2/3 Ø)

3.4.4 확대기초의 단면력 계산

1) 위험단면 선정

- 휨에 대한 위험단면

  -. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급

  -. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 결정

  교 축 방 향 : X_b^L = 1.000 m

  교축직각방향 : X_b^T = 1.074 m

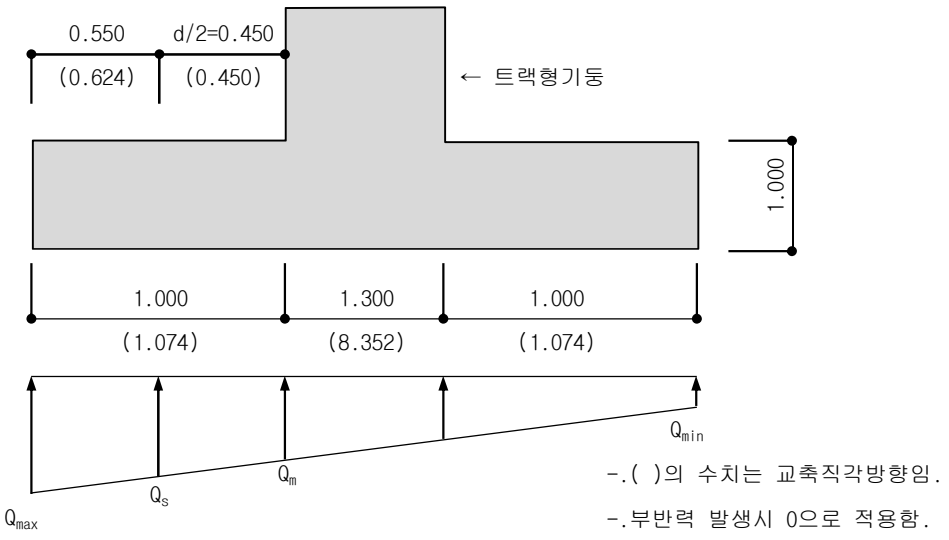
- 전단에 대한 위험단면

  -. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 d/2거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정

  교 축 방 향 : X_V^L = 1.000 - 0.450 = 0.550 m

  교축직각방향 : X_V^T = 1.074 - 0.450 = 0.624 m

2) 지반반력 계산



-.( )의 수치는 교축직각방향임.

-.부반력 발생시 0으로 적용함.

구 분	작 용 하 중		편 심	교축방향 지반반력(kN/㎡)			
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Qm	Qs
교 축 방 향	7,254.8	6,761.4	1.073	743.972	0.000	314.204	507.599
교축직각방향	4,863.2	6,761.4	0.719	275.335	114.934	258.929	265.803

3) 부재력 산정

구 분	지 반 반 력		기초자중 및 재토하중		검토부재력	
	Mb (KN.m)	V (KN)	Mb (KN.m)	V (KN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
교 축 방 향	300.358	344.182	12.500	13.750	287.858	330.432
교축직각방향	155.628	168.822	14.417	15.599	141.211	153.223

3.4.5 확대기초의 단면 평가

1) 교축방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck} =	18 Mpa	철근항복강도	fy =	300 Mpa
설 계 모 멘 트	Mu =	287.858 kN · m	휨 감 소 계 수	ϕ_f =	1.000
설 계 전 단 력	Vu =	330.432 kN	전단감소계수	ϕ_v =	1.000
부 재 높 이	h =	1000 mm	부 재 폭	b =	1000 mm
인 장 피 복	d' =	100 mm	유 효 높 이	d =	900 mm

β1 = 0.85 , p_b = (0.85 × β1 × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.02890

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 44.941 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.05374 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 603389224 N · mm

= 603.389 kN · m ≥ Mu = 287.858 kN · m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 21.153 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 1078.819 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 21.153 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00120 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00160

∴ 필요철근량 req.As = 1078.819 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 636.396 kN

ϕ_v · Vc = 636.396 kN ≥ Vu = 330.432 kN ∴ **전단철근 필요없음.**

사용 전단철근량 : Av = D 13 × 2.000 ea/m = 253.40 ㎟ (간격 s = 250.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 250.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ O.K

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 273.672 kN

전단강도 검토 ØVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 910.068 kN ≥ Vu = 330.432 kN ∴ O.K

2) 교축직각방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	18 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	141.211 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	153.223 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1000 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	900 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.02890

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 44.941 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.05374 ≥ 0.004 ∴ 0.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/$\beta 1$ - Dc_min) / (a/$\beta 1$)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 603389224 N·mm

= 603.389 kN·m ≥ Mu = 141.211 kN·m ∴ 0.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 10.314 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 526.017 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 10.314 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00058 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00078

∴ 필요철근량 req.As = 526.017 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ 0.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ 0.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 636.396 kN

ϕ_v · Vc = 636.396 kN ≥ Vu = 153.223 kN ∴ **전단철근 필요없음.**

사용 전단철근량 : Av = D 13 × 2.000 ea/m = 253.40 ㎟ (간격 s = 250.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 250.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ 0.K

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 273.672 kN

전단강도 검토 ØVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 910.068 kN ≥ Vu = 153.223 kN ∴ 0.K

3) 확대기초의 단면력 평가

구 분		공급역량	소요역량	안전율	판 정	비 고
교축방향	휨모멘트 (kN·m)	603.39	287.86	2.096	0.K	
	전단력 (kN)	910.07	330.43	2.754	0.K	
교축직각방향	휨모멘트 (kN·m)	603.39	141.21	4.273	0.K	
	전단력 (kN)	910.07	153.22	5.939	0.K	

3.5 A1 ~ A2 구간 내진성능 평가 결과

- 교 량 명: 샘골2교
- 위　　치: 경기도 용인시(지진Ⅰ구역)
- 내진등급: 내진Ⅰ등급교
- 지반종류: Ⅱ
- 설계하중: DB-24
- 연속경간: 3@20 = 60.0m
- 교　　폭: 10.900m
- 사각/곡률반경: 0°/직교

- 내진성능 평가 결과 요약

구　　분	내진성능 평가구간 : A1 ~ A2
대상교량 특징	- 상부형식: PSCI　　- 내진성능평가 교각: P1 (고정단) - 교대형식: 중력식　　- 교대기초: 확대기초 - 교각형식: 벽식교각　　- 교각기초: 확대기초 - 교각단면: 트랙형 (1.300m×8.500m)　　- 받침제원: 포트받침 ☞ 교각P1:1300kN(5EA), 교대A1:1300kN(1EA), 교대A2:1300kN(1EA)
	▣ 교각부: N.G,　　기초부: N.G,　　받침부: N.G

구　　분				공급역량	소요역량	비　고	
고정단 교각부 평가 (Rs = 교축: 3.563, 교직: 1.907)							
기둥부	전단력(kN)		교축상단	2,472.7	4,739.1	0.522	N.G
	전단력(kN)		교축하단	3,627.4	4,759.4	0.762	N.G
	전단력(kN)		교직상단	2,472.7	1,228.3	2.013	O.K
	전단력(kN)		교직하단	3,627.4	1,235.8	2.935	O.K
고정단 교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도(kN·m) (안전율 : 1.5)	교축	11,156.3	7,254.8	1.538	O.K
			교직	35,497.5	4,863.2	7.299	O.K
		지지력(kN/㎡) (안전율 : 2.0)	교축	1,298.7	744.0	1.746	N.G
			교직	4,214.6	275.3	15.307	O.K
		활동(kN) (안전율 : 1.2)	교축	2,916.6	3,627.4	0.804	N.G
			교직	2,916.6	1,235.8	2.360	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트(kN·m)	교축	603.4	287.9	2.096	O.K
			교직	603.4	141.2	4.273	O.K
		전단력(kN)	교축	910.1	330.4	2.754	O.K
			교직	910.1	153.2	5.939	O.K
받침부 평가 (교각부, 교대부, 교대부)							
P1교각부(kN)		받침본체	교축	850.0	924.3	0.920	N.G
			교직	170.0	677.8	0.251	N.G
		앵커볼트-강재강도	교축	108.6	184.9	0.587	N.G
			교직	108.6	677.8	0.160	N.G
		앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	379.4	924.3	0.410	N.G
			교직	91.6	677.8	0.135	N.G
		앵커볼트-프라이아웃강도	교축	192.8	184.9	1.043	O.K
			교직	154.3	677.8	0.228	N.G

구 분			공급역량	소요역량	비 고	
A1교대부(kN)	받침본체	교축			가동단	O.K
		교직	170.0	586.6	0.290	N.G
	앵커볼트- 강재강도	교축			-	O.K
		교직	108.6	586.6	0.185	N.G
	앵커볼트- Con'c 파괴강도	교축			-	O.K
		교직	133.6	586.6	0.228	N.G
	앵커볼트- 프라이아웃강도	교축			-	O.K
		교직	192.8	586.6	0.329	N.G
A2교대부(kN)	받침본체	교축			가동단	O.K
		교직	170.0	581.0	0.293	N.G
	앵커볼트- 강재강도	교축			-	O.K
		교직	108.6	581.0	0.187	N.G
	앵커볼트- Con'c 파괴강도	교축			-	O.K
		교직	133.6	581.0	0.230	N.G
	앵커볼트- 프라이아웃강도	교축			-	O.K
		교직	192.8	581.0	0.332	N.G
받침지지길이(mm)			800	330	2.428	O.K

샘골2교

보 강 후 내 진 성 능 평 가

2019. 06

1. 개 요

1.1 교량현황

1.1.1 교량제원

1) 교 량 명 : 샘골2교

2) 교 량 등 급 : 1 종 (DB-24)

3) 관 리 주 체 : 경기도 용인시

4) 소 재 지 : 경기도 용인시 처인구 이동면 천리 200-3

5) 준 공 년 도 : 1988 년

6) 상부구조형식 : PSCI (PSC빔교)

7) 교 량 연 장 : 60.000 m (=3@20)

8) 교 량 폭 원 : 10.900 m

9) 받 침 형 식 : 탄성받침

10) 교 각 형 식 : 벽식 교각 (기둥 1 EA, 단면적 = 10.687 ㎡)

- 축방향철근 배근상태 : 무근
- 축방향철근 겹침이음 : 무
- 피 복 두 께 : 0 mm
- 횡방향철근 배근상태 : 무근

11) 교 대 형 식

- A1 교대 : 중력식 교대
- A2 교대 : 중력식 교대

12) 기 초 형 식

- 교 대 : 확대기초 (A1, A2)
- 교 각 : 확대기초 (P1 ~ P2)

1.1.2 사용재료

1) 콘크리트 바닥판

콘크리트 : fck = 21.0 MPa , Ec = 24,854 MPa

철 근 : fy = 400.0 MPa , Es = 200,000 MPa

2) 거 더 (강 거 더)

주부재 강종 : SM490

부부재 강종 : SM400

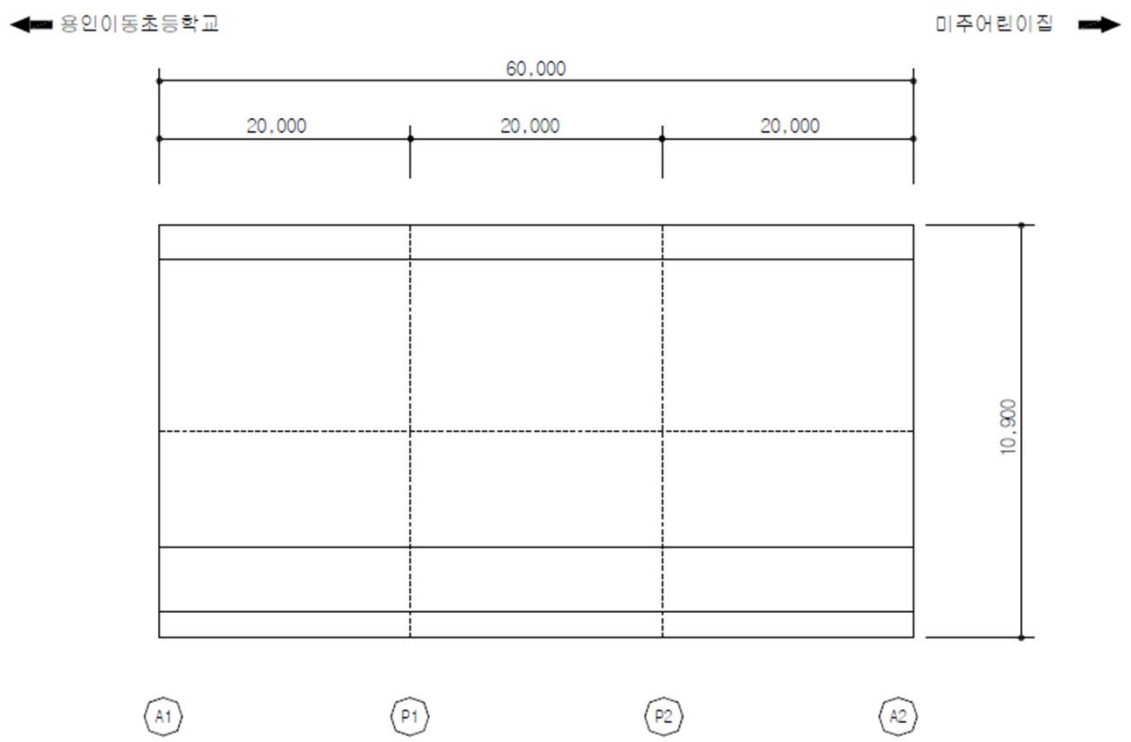
탄성계수 Es : 205,000 MPa

3) 하부구조

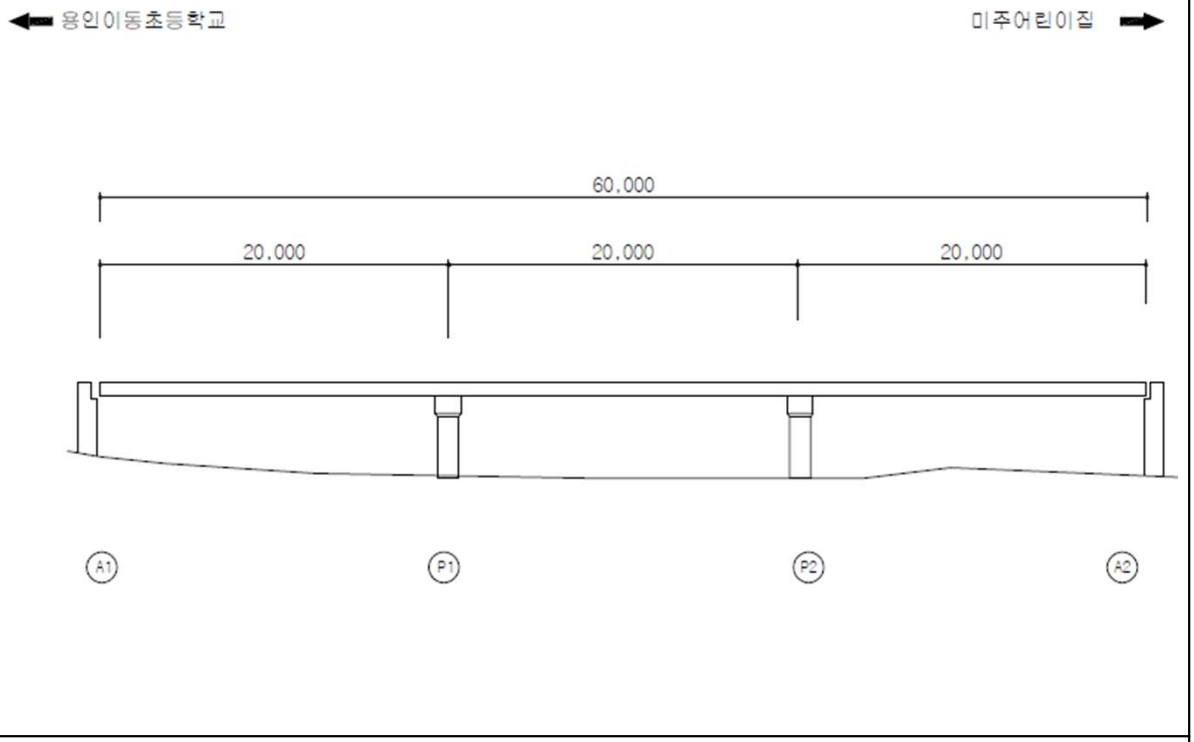
콘크리트 : fck = 18.0 MPa , Ec = 23,817.3 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000.0 MPa

1.1.3 대상교량 종 · 평면도

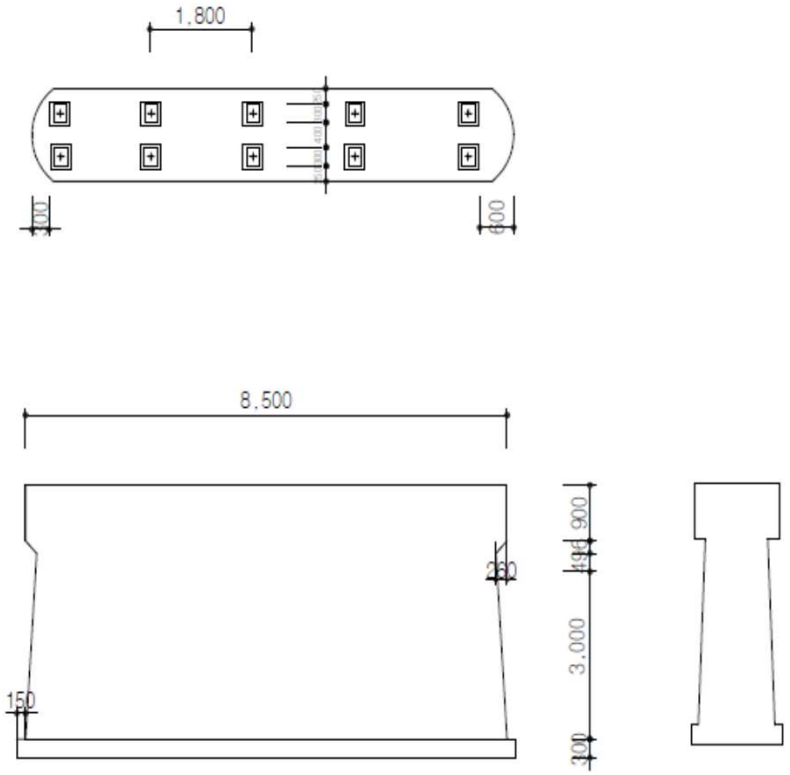


샘골2교 평면도



샘골2교 종단면도

1.1.5 교각 1(고정단) 일반도



샘골2교 교각 1 일반도

1.3 내진설계상수

1) 내 진 등 급 : 내진 Ⅰ 등급 교량

2) 지진구역계수 : 0.110 - 지진구역Ⅰ, 경기도 용인시

3) 위험도 계수 (I) : 1.400

4) 가속도 계수 (A) : 0.154

5) 지 반 계 수 (S) : 1.200 (지반종류 : Ⅱ)

6) 고유치해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

8) 받 침 형 식 : 교 대 부 - 탄성받침 (1350 kN)

교 각 부 - 탄성받침 (1350 kN)

1.4 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	-
	콘크리트 모델	MANDER 모델	-
	철근 모델	PARK 모델	-
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS	-
탄성지진력 산정	모델	3차원 프레임해석 모델	-
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성 스프링 모델	-
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	-
	질량산정	상부 고정하중은 분포질량으로, 하부 고정하중은 단위질량으로 입력	-
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS	-

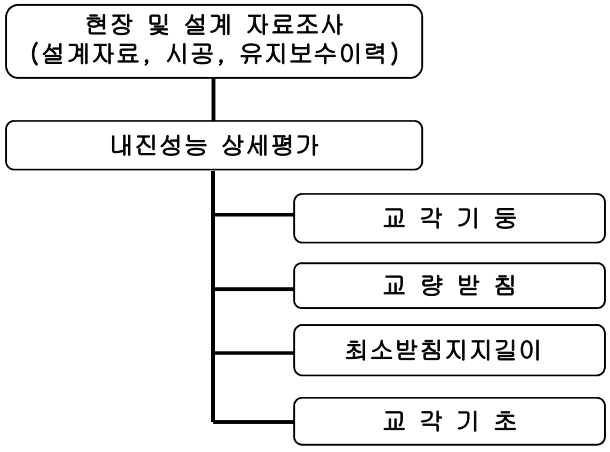
1.5 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능 상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능 상세 평가기준은 상부 구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 '기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



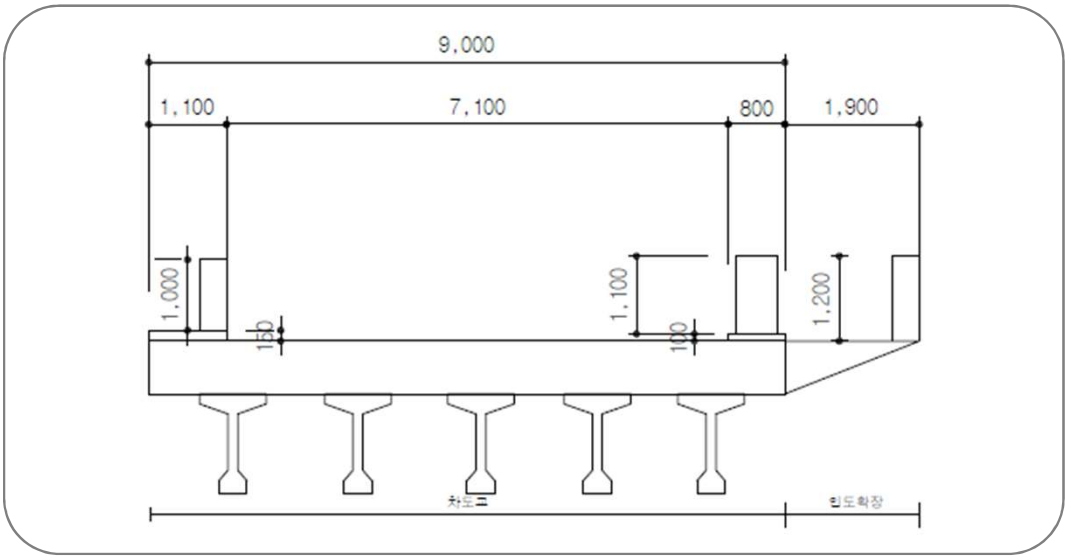
2. A1 ~ A2 구간 탄성지진력

2.1 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

- 해석대상 교량은 PSCI (PSC빔교)교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침은 실제 거동특성과 일치되도록 NL Link를 사용하여 모델링하였다.
- 교각기둥의 강성은 축하중 산정시 전체강성을 적용 후 지진해석시 항복 유효강성을 적용하였다.

2.1.1 상부구조 특성

가. 상부구조 단면특성



구 분	A (m^2)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	비 고
TYPE-A	0.8741	0.026988	0.505014	0.067736	

나. 2차 고정하중

1) 포 장 : 0.5680 m^2 x 23.0 kN/m^3 = 13.0640 kN/m

2) 상부슬래브 : 2.2500 m^2 x 25.0 kN/m^3 = 56.2500 kN/m

3) 보 도 부 : = 10.0000 kN/m

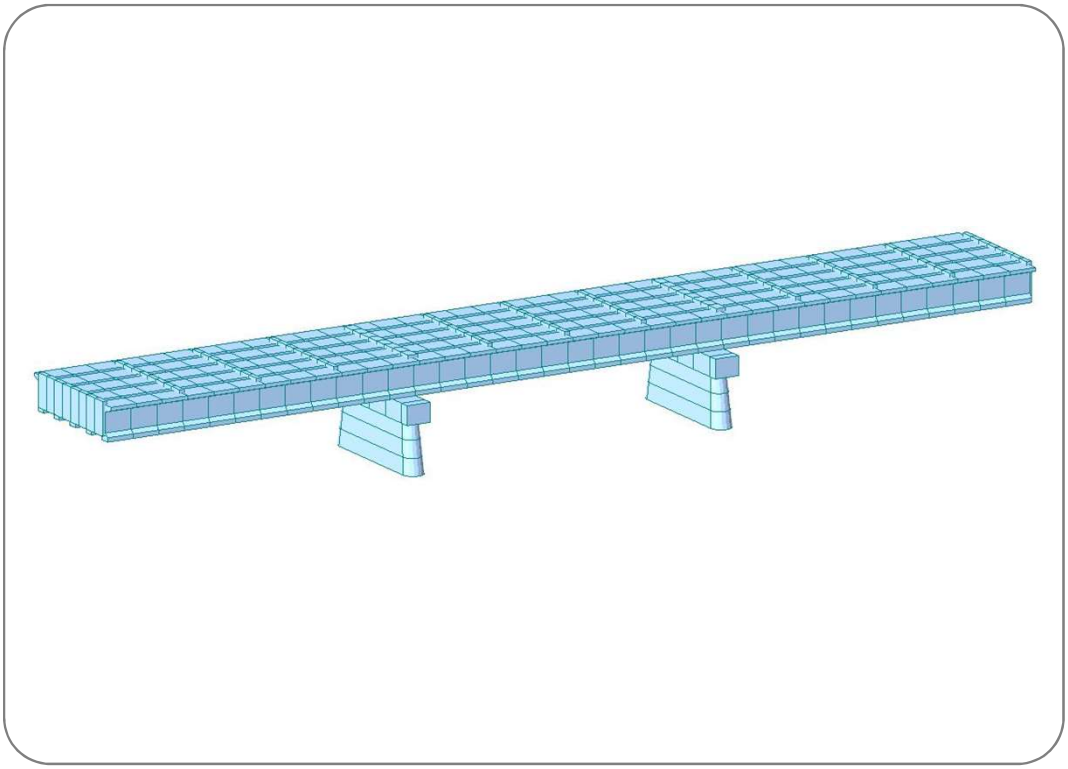
4) 연 석 : 0.2450 m^2 x 25.0 kN/m^3 = 6.1250 kN/m

5) 난 간 : 1.0 kN/m x 3.0 ea = 3.0000 kN/m

2.1.2 교각 단면 특성

구 분	A (m^2)	H (m)	콘크리트 fck	철근 fy	주철근 직경	비 고
교각 P1	10.687	4.400	18 MPa	300 MPa	D 25	하단기준

2.1.3 구조해석 모델



2.1.4 자중해석에 의한 축력 산정

1) 교량 받침부 반력(교각 상부 축력)

(단위 : kN)

받침번호	A1	P1(A1)	P1(A2)	P2(A1)	P2(A2)	A2	합 계
1	339.8	84.8	6.3	16.9	74.3	339.9	
2	364.7	332.1	175.3	171.7	336.0	364.9	
3	373.8	2,601.9	1,078.9	1,130.2	2,552.0	374.0	
4	364.7	332.1	175.3	171.7	336.0	364.9	
5	339.8	84.8	6.3	16.9	74.3	339.9	
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
소 계	1,783	3,436	1,442	1,507	3,373	1,784	13,324

2) 교량 하부 축하중

(단위 : kN)

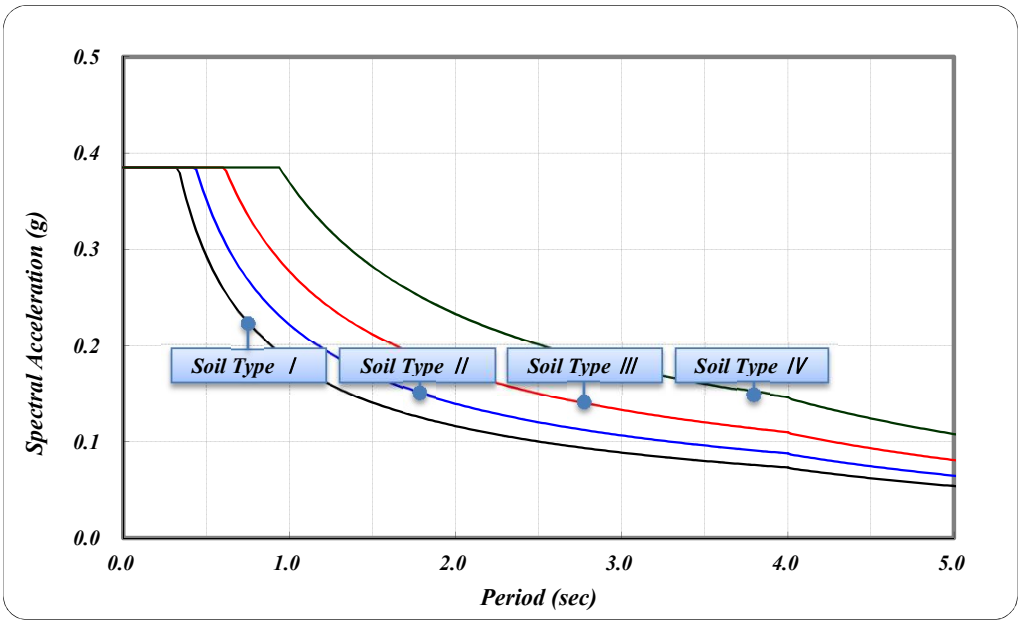
구 분	P1	P2				비 고
교각하부	5,895.2	5,897.3				P1 선정

2.2 지진해석에 의한 탄성지지력 산정

○ 교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

2.2.1 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- 가속도 계수 A = 0.154 g
- 지 반 계 수 S = 1.200 (지반종류 Ⅱ)

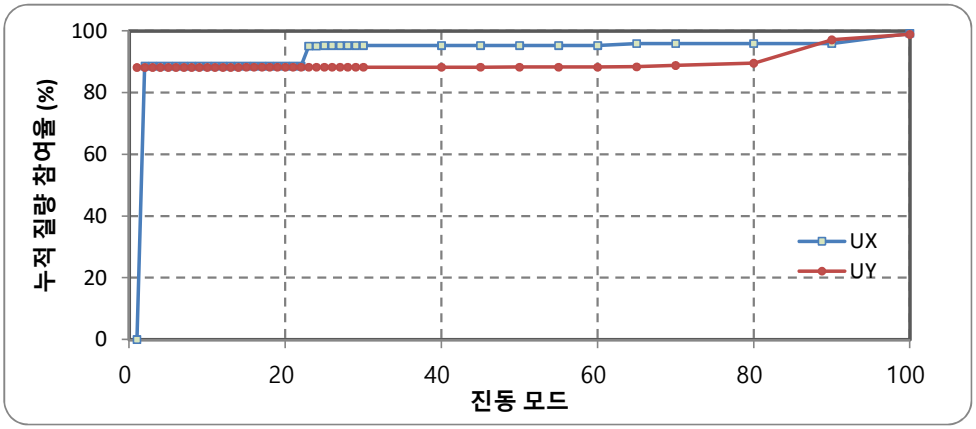


2.2.2 지진해석 결과

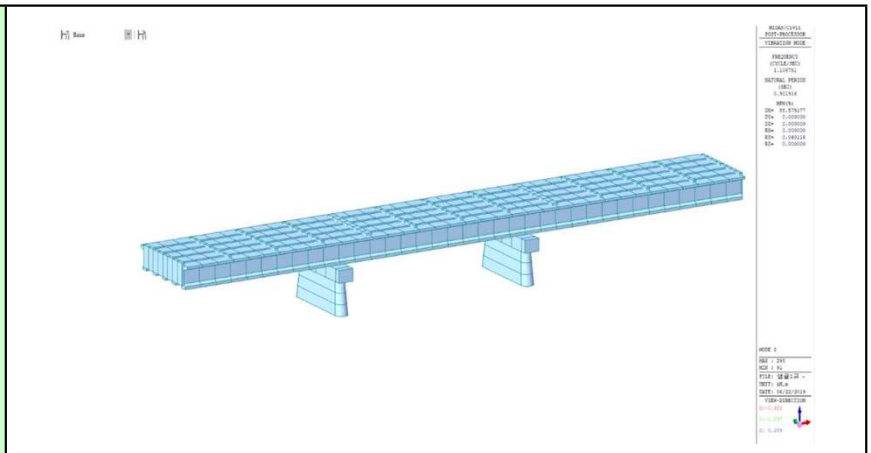
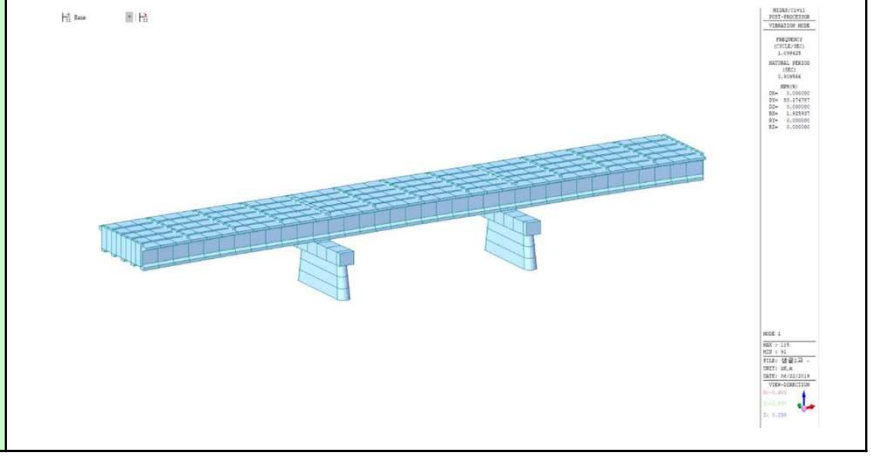
1) 고유치 해석결과 (Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비 고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	0.910	0.000	88.170	0.000	0.000	88.170	0.000	교직모드
2	0.902	88.580	0.000	0.000	88.580	88.170	0.000	교축모드
3	0.830	0.000	0.000	0.000	88.580	88.170	0.000	
4	0.347	0.000	0.010	0.000	88.580	88.190	0.000	
5	0.241	0.000	0.000	0.000	88.580	88.190	0.000	
6	0.161	0.000	0.000	0.000	88.580	88.190	0.000	
7	0.160	0.000	0.000	12.150	88.580	88.190	12.150	
8	0.157	0.000	0.000	0.000	88.580	88.190	12.150	
9	0.151	0.000	0.000	0.000	88.580	88.190	12.150	
10	0.146	0.000	0.000	0.000	88.580	88.190	12.150	
11	0.144	0.000	0.000	0.000	88.580	88.190	12.150	
12	0.133	0.000	0.000	71.120	88.580	88.190	83.270	
13	0.113	0.000	0.000	0.000	88.580	88.190	83.270	
14	0.100	0.000	0.000	0.000	88.580	88.190	83.270	
15	0.093	0.000	0.020	0.000	88.580	88.220	83.270	
16	0.077	0.000	0.000	0.000	88.580	88.220	83.270	
17	0.069	0.000	0.000	0.000	88.580	88.220	83.270	
18	0.064	0.000	0.000	0.000	88.580	88.220	83.270	
19	0.060	0.000	0.010	0.000	88.580	88.230	83.270	
20	0.058	0.000	0.000	0.010	88.580	88.230	83.280	
21	0.057	0.000	0.000	0.000	88.580	88.230	83.280	
22	0.055	0.000	0.000	0.000	88.580	88.230	83.280	
23	0.050	6.470	0.000	0.000	95.050	88.230	83.280	
24	0.050	0.000	0.000	0.000	95.050	88.230	83.280	
25	0.048	0.190	0.000	0.000	95.230	88.230	83.280	
26	0.048	0.000	0.000	0.000	95.230	88.230	83.280	
27	0.048	0.000	0.000	0.000	95.230	88.230	83.280	
28	0.047	0.000	0.000	0.000	95.230	88.230	83.280	
29	0.046	0.000	0.000	0.000	95.230	88.230	83.280	
30	0.043	0.000	0.000	0.000	95.230	88.230	83.280	
40	0.031	0.000	0.000	0.000	95.230	88.250	89.540	
45	0.028	0.000	0.000	0.000	95.230	88.250	89.990	
50	0.025	0.000	0.000	0.000	95.230	88.270	90.690	
55	0.024	0.000	0.000	0.000	95.230	88.270	90.780	
60	0.022	0.000	0.000	0.000	95.230	88.270	90.780	
65	0.020	0.000	0.120	0.000	95.910	88.390	90.910	
70	0.018	0.000	0.390	0.000	95.910	88.820	91.170	
80	0.013	0.000	0.000	0.000	95.910	89.510	91.410	
90	0.009	0.000	0.000	1.040	95.910	97.080	92.680	
100	0.004	0.000	0.000	2.160	99.220	98.920	99.190	

* 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90% 이상이 되도록 모드수를 결정하였다.



2) 주요 모드 형상 (Mode Shape)

교축방향 (T = 0.9019 sec)	
교축직각방향 (T = 0.9096 sec)	

3) 복합모드 해석결과 (D+E)

• 교축방향(X방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	48.045	540.420	-	-	-	-	교각상단 받침
P1	47.000	1,071.412	4,212.799	0.002	0.005	0.018	교각하단 기둥
P2	46.919	1,071.412	4,212.799	0.002	0.005	0.018	교각하단 기둥
A2	48.045	540.420	-	-	-	-	교각상단 받침

• 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	0.336	2.000	-	45.468	511.220	-	교각상단 받침
P1	0.120	0.006	0.010	47.448	1,085.985	5,819.581	교각하단 기둥
P2	0.120	0.006	0.010	47.448	1,085.985	5,819.581	교각하단 기둥
A2	0.336	2.000	-	45.468	511.220	-	교각상단 받침

• 탄성받침 1개당 최대발생력(kN)

구분	교축방향 지진하중 재하시		교축직각방향 지진하중 재하시		비 고
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	
A1	108.100	-	0.760	102.300	
P1	105.620	0.200	0.270	106.700	
P2	105.620	0.200	0.270	106.700	
A2	108.100	-	0.760	102.300	

• 탄성받침 1개당 최대발생변위(mm)

구분	교축방향 지진하중 재하시		교축직각방향 지진하중 재하시		비 고
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	
A1	48.045	-	0.336	45.468	
P1	47.000	0.002	0.120	47.448	
P2	46.919	0.002	0.120	47.448	
A2	48.045	-	0.336	45.468	

4) 교각 P1 복합모드 해석결과

부 재 력	교축방향 작용력		교축직각방향 작용력	
	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
기둥상단축력(kN)	5,429.035		5,429.035	
기둥하단축력(kN)	5,895.173		5,895.173	
상 단 변 위 (mm)	47.000	0.002	0.120	47.448
상단 전단력 (kN)	1,062.890	0.003	0.010	1,075.191
하단 전단력 (kN)	1,071.412	0.005	0.006	1,085.985
상단모멘트(kN · m)	2,078.948	0.012	0.007	3,664.413
하단모멘트(kN · m)	4,212.799	0.018	0.010	5,819.581

여기서, $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

5) 교각 P1 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부 재 력	하중 경우 1 (Comb 1)		하중 경우 2 (Comb 2)	
	$[F_E^L]_{com\ 1}$	$[F_E^T]_{com\ 1}$	$[F_E^L]_{com\ 2}$	$[F_E^T]_{com\ 2}$
기둥상단축력(kN)	5,429.035		5,429.035	
기둥하단축력(kN)	5,895.173		5,895.173	
상 단 변 위 (mm)	47.036	14.236	14.220	47.449
상단 전단력 (kN)	1,062.893	322.560	318.877	1,075.192
하단 전단력 (kN)	1,071.414	325.801	321.430	1,085.987
상단모멘트(kN · m)	2,078.950	1,099.336	623.691	3,664.417
하단모멘트(kN · m)	4,212.802	1,745.892	1,263.850	5,819.586

여기서, $[F_E]_{com\ 1} = 1.0\times[F_E]_L + 0.3\times[F_E]_T$, $[F_E]_{com\ 2} = 0.3\times[F_E]_L + 1.0\times[F_E]_T$

6) 교각 P1 조합지진력

부 재 력	교축방향지진력 $[F_E^L]_{comb}$	교축직각방향지진력 $[F_E^T]_{comb}$	기 호
기둥상단축력(kN)	5,429.035	5,429.035	P
기둥하단축력(kN)	5,895.173	5,895.173	P_{bot}
상 단 변 위 (mm)	47.036	47.449	$[\Delta_E]_{comb}$
상단 전단력 (kN)	1,062.893	1,075.192	$[V_E]_{comb,Top}$
하단 전단력 (kN)	1,071.414	1,085.987	$[V_E]_{comb,Bot}$
상단모멘트(kN · m)	2,078.950	3,664.417	$[M_E]_{comb,Top}$
하단모멘트(kN · m)	4,212.802	5,819.586	$[M_E]_{comb,Bot}$

여기서, $[F_E^L]_{comb} = MAX\{ [F_E^L]_{com\ 1}, [F_E^L]_{com\ 2} \}$, $[F_E^T]_{comb} = MAX\{ [F_E^T]_{com\ 1}, [F_E^T]_{com\ 2} \}$

3. 구성요소의 내진성능 평가

3.1 교각의 내진성능 평가

3.1.1 교각 P1 형식 특성값

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
교각 기둥의 거동형태	켄틸레버식	켄틸레버식	
콘크리트 극한변형률 ε_{co}	0.0007	0.0020	
교 각 높 이 H (m)	4.400	4.400	교직-실제높이
교각유효높이 He (m)	4.400	6.087	교직-상부구조도심
진 동 주 기 (sec)	0.9019	0.9096	해석결과

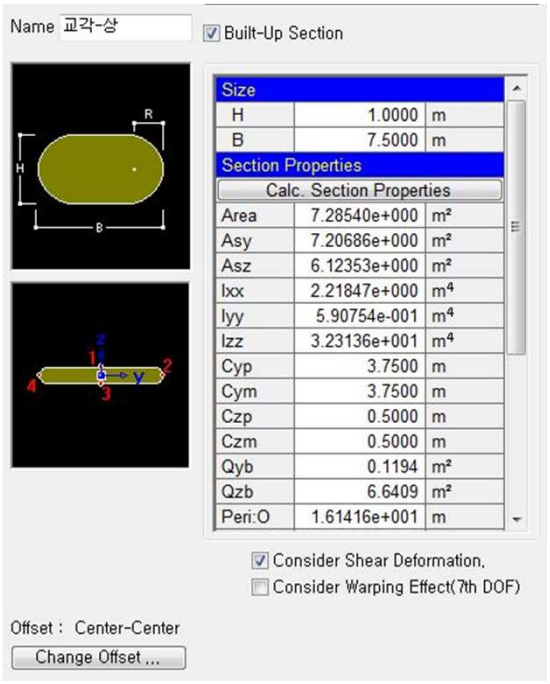
3.1.2 교각 P1 (고정단)의 휨성능 곡선

○ 전단에 의한 균열발생 기준은 「철도설계기준(철도교편)」에 제시되어 있는 것으로

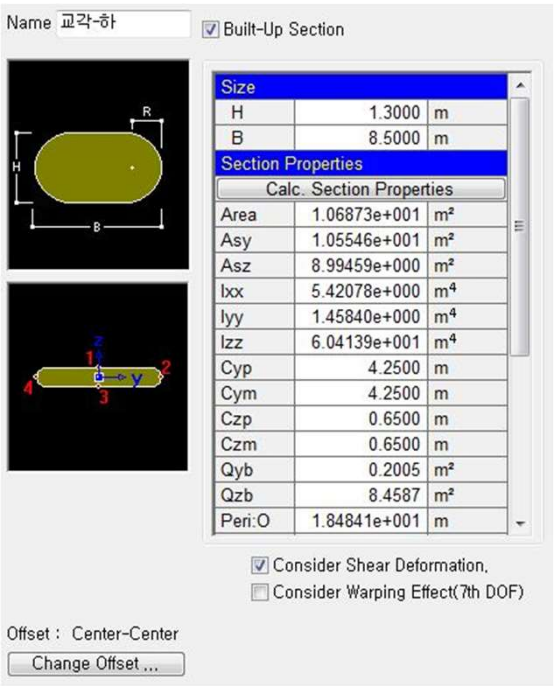
$V_{ca}=0.08\sqrt{f_{ck}}$ 이며 인장에 대한 균열발생 응력은 $V_{ca}=0.33\sqrt{f_{ck}}$ 이다.

균열발생기준에서 인장균열 발생기준이 전단균열 발생기준에 비해 4.125배 크므로

무근 콘크리트 교각의 균열발생은 전단균열 발생기준이 더 위험한 것으로 전단발생기준을 사용한다.



< 교각상단 >



< 교각하단 >

1) 교축방향

-기둥상단

- V_{ca} = 0.08 √ f_{ck} = 0.08 x √ 18.0 = 0.339 Mpa
- V_n = 0.339 x 7.285 x 1000 = 2,472.7 kN

-기둥하단

- V_{ca} = 0.08 √ f_{ck} = 0.08 x √ 18.0 = 0.339 Mpa
- V_n = 0.339 x 10.687 x 1000 = 3,627.4 kN

2) 교축직각방향

-기둥상단

- V_{ca} = 0.08 √ f_{ck} = 0.08 x √ 18.0 = 0.339 Mpa
- V_n = 0.339 x 7.285 x 1000 = 2,472.7 kN

-기둥하단

- V_{ca} = 0.08 √ f_{ck} = 0.08 x √ 18.0 = 0.339 Mpa
- V_n = 0.339 x 10.687 x 1000 = 3,627.4 kN

3.1.3 교각의 내진성능 평가

① 공급역량

- 교축방향-기둥상단 전단력 V_n = 2,472.7 kN
- 교축방향-기둥하단 전단력 V_n = 3,627.4 kN
- 교축직각방향-기둥상단 전단력 V_n = 2,472.7 kN
- 교축직각방향-기둥하단 전단력 V_n = 3,627.4 kN

② 소요역량

- 교축방향-기둥상단 전단력 V_u = 1,062.9 kN
- 교축방향-기둥하단 전단력 V_u = 1,071.4 kN
- 교축직각방향-기둥상단 전단력 V_u = 1,075.2 kN
- 교축직각방향-기둥하단 전단력 V_u = 1,086.0 kN

③ 평가

∴ 교축방향-기둥상단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{2,472.7}{1,062.9} = 2.326 \geq 1.0$ ∴ O.K

∴ 교축방향-기둥하단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{3,627.4}{1,071.4} = 3.386 \geq 1.0$ ∴ O.K

∴ 교축직각방향-기둥상단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{2,472.7}{1,075.2} = 2.300 \geq 1.0$ ∴ O.K

∴ 교축직각방향-기둥하단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{3,627.4}{1,086.0} = 3.340 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2 교량 받침의 내진성능 평가

3.2.1 교각 P1 받침평가 (최대 지진력 발생 교각부)

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.1.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 162.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 162.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 162.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 162.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MIN [F^L_n, $[V^L_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) / 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [924.3 , 1,062.9] × 1 / 10 = 92.4 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MIN [F^T_n, $[V^T_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [677.8 , 1,075.2] × 1 / 10 = 67.8 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{162.0}{92.4} = 1.753 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{162.0}{67.8} = 2.390 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 72.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 72.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
전단변위 (mm)	47.04	14.24	14.22	47.45

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [47.04 , 14.22] = 47.04 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [14.24 , 47.45] = 47.45 mm

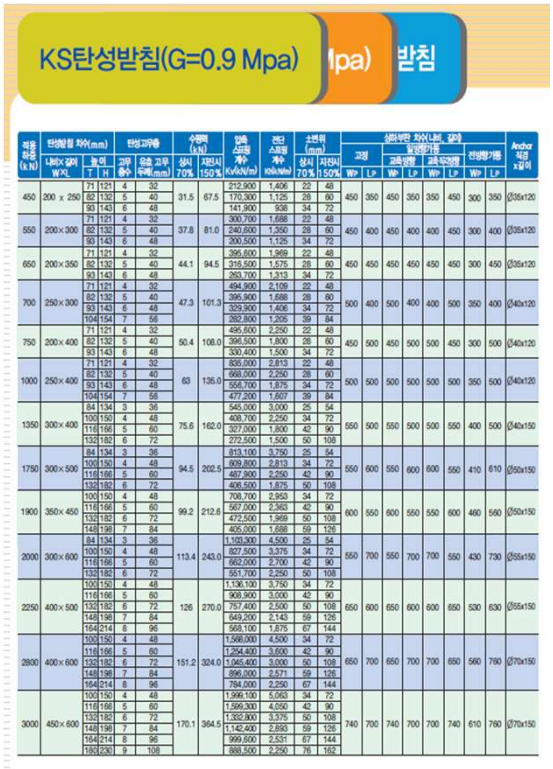
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{72.00}{47.04} = 1.531 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{72.00}{47.45} = 1.517 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격



적용 하중 (kN)	탄성받침 치수(mm) 내부×길이 W×L	본체 T	본체 H	고무 층수	유효 고무두께(mm)	수평력 (kN) 상시 70%	수평력 (kN) 지진시 150%	압축 스프링 계수 KN/mm	전단 스프링 계수 KN/mm	소변위 (mm) 상시 70%	소변위 (mm) 지진시 150%	상판부판 치수(L×W, 길이) 고정 Wp	고정 Lp	활동한계 고측방향 Wp	활동한계 고측방향 Lp	활동한계 교축직각방향 Wp	활동한계 교축직각방향 Lp	전방향개방 Wp	전방향개방 Lp	Anchor 설치 지름
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	350	450	300	350	Ø35x120
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60									
		93	143	6	48			141,900	938	34	72									
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	400	450	300	400	Ø35x120
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60									
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72									
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120
		82	132	5	40			316,500	1,575	28	60									
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72									
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	400	500	350	400	Ø40x120
		82	132	5	40			395,900	1,688	28	60									
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72									
		104	154	7	56			282,800	1,205	39	84									
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120
		82	132	5	40			396,500	1,800	28	60									
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72									
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	835,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		82	132	5	40			668,000	2,250	28	60									
		93	143	6	48			556,700	1,875	34	72									
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84									
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	500	550	400	500	Ø40x150
		100	150	4	48			408,700	2,250	34	72									
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90									
		132	182	6	72			272,500	1,500	50	108									
1750	300×500	84	134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100	150	4	48			609,800	2,813	34	72									
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90									
		132	182	6	72			406,500	1,875	50	108									
1900	350×450	100	150	4	48	99.2	212.8	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150
		116	166	5	60			567,000	2,363	42	90									
		132	182	6	72			472,500	1,969	50	108									
		148	198	7	84			405,000	1,688	59	126									
2000	300×600	84	134	3	36	113.4	243.0	1,103,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150
		100	150	4	48			827,500	3,375	34	72									
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90									
		132	182	6	72			551,700	2,250	50	108									
2250	400×500	100	150	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150
		116	166	5	60			908,900	3,000	42	90									
		132	182	6	72			757,400	2,500	50	108									
		148	198	7	84			649,200	2,143	59	126									
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144									
2800	400×600	100	150	4	48	151.2	324.0	1,568,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,254,400	3,600	42	90									
		132	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108									
		148	198	7	84			896,000	2,571	59	126									
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144									
3000	450×600	100	150	4	48	170.1	364.5	1,996,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,599,300	4,050	42	90									
		132	182	6	72			1,332,800	3,375	50	108									
		148	198	7	84			1,142,400	2,893	59	126									
		164	214	8	96			999,800	2,531	67	144									
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	162									

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 18 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 150 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \dfrac{F^{L}_{B,D}}{n^{L}_{B}} = \dfrac{92.4}{1} = 92.4$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \dfrac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{67.8}{1} = 67.8$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\dfrac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \dfrac{434.3}{92.4} = 4.698 \geq 1.0$ ∴ 0.K
- 교축직각방향 $\dfrac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \dfrac{434.3}{67.8} = 6.407 \geq 1.0$ ∴ 0.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)

○ $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b$

여기서, A_{Vc} : 단일앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vc} = [\ 1.5 \cdot C_{a1} + \sum S_i + 1.5 \cdot C_{a1}\ ] \times 1.5 C_{a1}$ ($C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$, $h_a \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우)

A_{Vco} : 연단거리 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vco} = 4.5 \cdot C_{a1}^2$

$\varphi_{ed,V}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 1.0$

$C_{a2} < 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\ (\ C_{a2} / 1.5 C_{a1}\ )$

$\varphi_{c,V}$: 콘크리트 균열 및 보조철근 유무에 따른 전단강도 수정계수

비균열 콘크리트 또는 보조철근과 100mm이하 간격의 스터럽 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.4$

균열콘크리트 : 보조철근 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.2$, 보조철근 미사용시 $\varphi_{c,V} = 1.0$

V_b : 균열 콘크리트에서 전단을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트파괴강도, N

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

$V_b = 0.7\ (\ l_e / d_o\ )^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ ($d_0 \geq 10$㎜, 헤드스터드, 헤드볼트, 갈고리볼트)

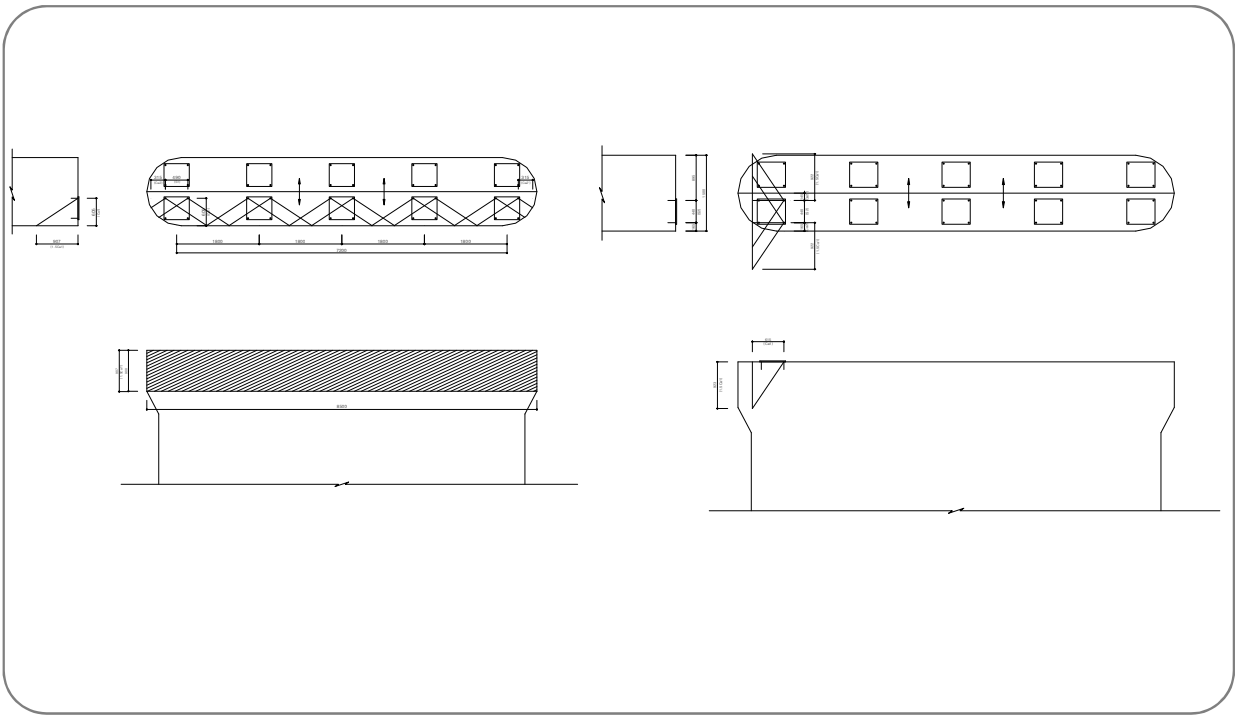
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

C_{a2} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

S_1 : 하중 작용 직각방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

S_2 : 하중 작용 방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

h_a : 앵커가 정착되는 기초(코핑)콘크리트 두께, ㎜



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (315 + 7,870 + 315) × 900 = 7,650,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 605 mm , C_{a1}' = 605 mm

  C_{a21} = 315 mm , C_{a22} = 315 mm , H = 85 mm

  $\sum S_i$ = 7,870 mm , S_{max} = 1,310 mm , h_a = 900 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 605 ^{2} = 1,647,113 mm^2

∴ A_{Vc} ≥ n·A_{Vco} = 2 × 1,647,113 = 3,294,225 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{3,294,225}{1,647,113} \times 0.804 \times 1.00 \times 312 = 501.9$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.804 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 312 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [150 , 320] = 150 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 150 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (165 + 440 + 145) × 900 = 675,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 615 mm , C_{a1}' = 615 mm

  C_{a21} = 165 mm , C_{a22} = 145 mm , H = 150 mm

  $\sum S_i$ = 440 mm , S_{max} = 490 mm , h_a = 900 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 615 ^{2} = 1,702,013 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 1,702,013 = 3,404,025 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{675,000}{1,702,013} \times 0.747 \times 1.00 \times 320 = 94.8$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.747 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 320 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [150 , 320] = 150 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 150 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 0.5C_{a1} 과 0.3C_{a2} 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as}$ = n_{as}·$Ø_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 8059 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as}$ = n_{as}·$Ø_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 533 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , $V^L_{s,as}$) = MAX (501.9 , 0.0) = 501.9 kN

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (94.8 , 0.0) = 94.8 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AC,D} = F^{L}_{AS,D} \times n^{L}_{B} = 92.4 \times 5 = 462.2$ kN ($n^{L}_{B} = 5$)
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} = 67.8 \times 1 = 67.8$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^{L}_{cbg}}{F^{L}_{AC,D}} = \frac{501.9}{462.2} = 1.086 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \frac{94.8}{67.8} = 1.398 \geq 1.0$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)

○ $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$

여기서, k_{cp} : 콘크리트 프라이아웃 강도 계수

$h_{ef} < 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 1.0$

$h_{ef} \geq 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 2.0$

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커그룹의 콘크리트 파괴강도, N

○ $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$

여기서, A_{Nc} : 인장강도 산정을 위한 단일앵커 또는 앵커그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nc} = [2\times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_1] \times [2 \times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_2]$ ($C_{a1} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$, $C_{a2} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우)

A_{Nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도 산정을 위한 단일앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nco} = 9 \cdot h^2_{ef}$

$\varphi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 대한 인장강도 수정계수

$C_{a,min} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,N} = 1.0$

$C_{a,min} < 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 (C_{a,min} / 1.5 h_{ef})$

$\varphi_{c,N}$: 균열유무에 따른 인장강도 수정계수 (균열제어 철근 배근시 비균열 콘크리트로 간주)

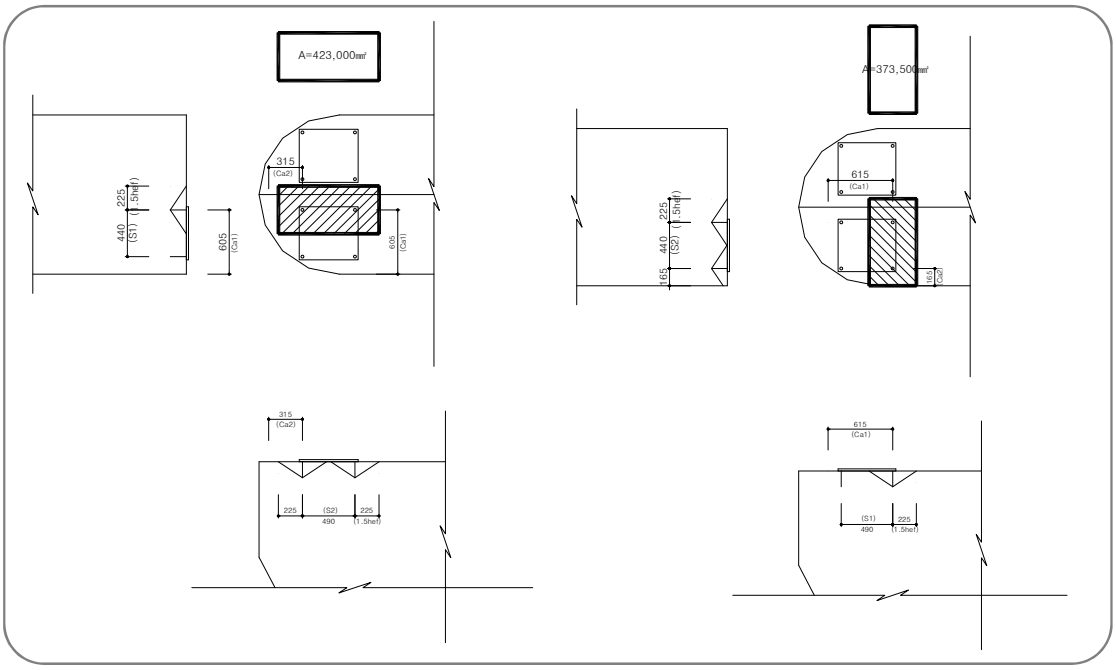
비균열 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.25$: 선설치 앵커, $\varphi_{c,N} = 1.40$: 후설치 앵커

균열(폭 0.3mm초과) 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.0$

N_b : 인장력을 받는 단일앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N

$N_b = k_c \sqrt{fck} \cdot h^{1.5}_{ef}$ ($k_c = 10$: 선설치앵커, $k_c = 7$: 후설치앵커)

$N_b = 3.9 \sqrt{fck} \cdot h^{5/3}_{ef}$ ($280 \leq h_{ef} \leq 635$㎜ 인 헤드스터드와 헤드볼트)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 423,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 605 mm , C_{a12} = 605 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 315 mm , C_{a22} = 135 mm , $\sum S_2$ = 490 mm

  h_{ef} = 150 mm , h_{ef}' = 150.0 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 150.0 ^{2} = 202,500.0 mm^2

∴ A_{Nc} ≥ $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 202,500.0 = 405,000.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- N_{cbg} = $\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$ = $\frac{405,000}{202,500}$ × 0.880 × 1.00 × 54.6 = 96.0 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 0.880 (Ca,min < 1.5·hef 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca,min / 1.5hef))

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = 7.0 √ fck × hef $^{1.5}$ = 7.0 × √ 18 × 150.0 $^{1.5}$ = 54.6 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 96.0 = 192.0 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 373,500 mm^2

  여기서, C_{a11} = 615 mm , C_{a12} = 615 mm , $\sum S_1$ = 490 mm

  C_{a21} = 165 mm , C_{a22} = 145 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 150 mm , h_{ef}' = 150 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 150.0 ^{2} = 202,500.0 mm^2

∴ A_{Nc} < $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 202,500.0 = 405,000.0 mm^2

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{373,500}{202,500} \times 0.893 \times 1.00 \times 54.6 = 89.9$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 0.893 (Ca,min < 1.5·hef 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca,min / 1.5hef))

$\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{18} \times 150.0^{1.5} = 54.6$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 89.9 = 179.8$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX (V^L_{cpg} , V^L_{s,at}) = MAX (192.0 , 0.0) = 192.0$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX (V^T_{cpg} , V^T_{s,at}) = MAX (179.8 , 0.0) = 179.8$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 92.4 \times 1 = 92.4$ kN (n^L_B = 1)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 67.8 \times 1 = 67.8$ kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{192.0}{92.4} = 2.078 \geq 1.0$ ∴ 0.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{179.8}{67.8} = 2.653 \geq 1.0$ ∴ 0.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	92.4	0.K 4.698	434.3	67.8	0.K 6.407
콘크리트전단파괴	501.9	462.2	0.K 1.086	94.8	67.8	0.K 1.398
프라이아웃 파괴	192.0	92.4	0.K 2.078	179.8	67.8	0.K 2.653

3.2.2 교대 A1 받침평가

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.2.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 162.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 162.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 162.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 162.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	108.33	30.69	33.19	102.30

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [108.3 , 33.2] = 108.3 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [30.7 , 102.3] = 102.3 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{162.0}{108.3} = 1.495 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{162.0}{102.3} = 1.584 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.2.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 72.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 72.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	48.15	13.64	14.75	45.47

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [48.15 , 14.75] = 48.15 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [13.64 , 45.47] = 45.47 mm

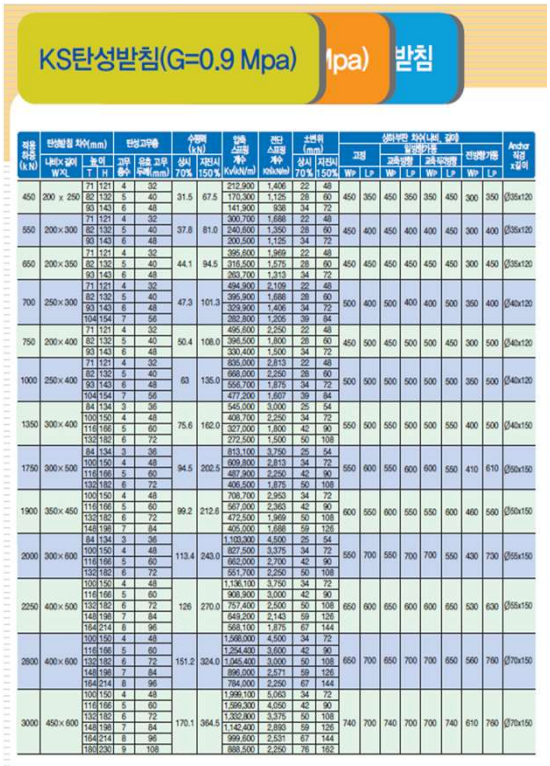
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{72.00}{48.15} = 1.495 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{72.00}{45.47} = 1.584 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.2.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격



적용하중 (kN)	탄성받침 치수(mm) 너비×길이 W×L	높이 T	H	고무층수	유효 고무두께(mm)	수평력 (kN) 상시 70%	지진시 150%	압축 스프링 계수 Kv(kN/m)	전단 스프링 계수 Kh(kN/m)	스트로크 (mm) 상시 70%	지진시 150%	상하부판 치수(너비, 길이) 고정 Wp	Lp	활동단측 교축방향 Wp	Lp	교축직각방향 Wp	Lp	전면활가동 Wp	Lp	Anchor 직경 x길이
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	450	300	350		Ø35x120
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60									
		93	143	6	48			141,900	938	34	72									
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	450	300	400		Ø35x120
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60									
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72									
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	300	450		Ø35x120
		82	132	5	40			316,500	1,575	28	60									
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72									
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	500	350	400		Ø40x120
		82	132	5	40			395,900	1,688	28	60									
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72									
		104	154	7	56			282,800	1,206	39	84									
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	450	300	500		Ø40x120
		82	132	5	40			396,500	1,800	28	60									
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72									
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	635,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	350	500		Ø40x120
		82	132	5	40			668,000	2,250	28	60									
		93	143	6	48			558,700	1,875	34	72									
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84									
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	550	400	500		Ø40x150
		100	150	4	48			408,700	2,250	34	72									
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90									
		132	182	6	72			272,500	1,500	50	108									
1750	300×500	84	134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100	150	4	48			609,800	2,813	34	72									
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90									
		132	182	6	72			406,500	1,875	50	108									
1900	350×450	100	150	4	48	99.2	212.8	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150
		116	166	5	60			567,000	2,363	42	90									
		132	182	6	72			472,500	1,969	50	108									
		148	198	7	84			405,000	1,688	59	126									
2000	300×600	84	134	3	36	113.4	243.0	1,103,000	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150
		100	150	4	48			827,500	3,375	34	72									
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90									
		132	182	6	72			551,700	2,250	50	108									
2250	400×500	100	150	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150
		116	166	5	60			908,900	3,000	42	90									
		132	182	6	72			757,400	2,500	50	108									
		148	198	7	84			649,200	2,143	59	126									
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144									
2800	400×600	100	150	4	48	151.2	324.0	1,568,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,254,400	3,600	42	90									
		132	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108									
		148	198	7	84			896,000	2,571	59	126									
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144									
3000	450×600	100	150	4	48	170.1	364.5	1,999,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,599,300	4,050	42	90									
		132	182	6	72			1,332,800	3,375	50	108									
		148	198	7	84			1,142,400	2,893	59	126									
		164	214	8	96			999,600	2,531	67	144									
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	162									

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 18 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 150 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

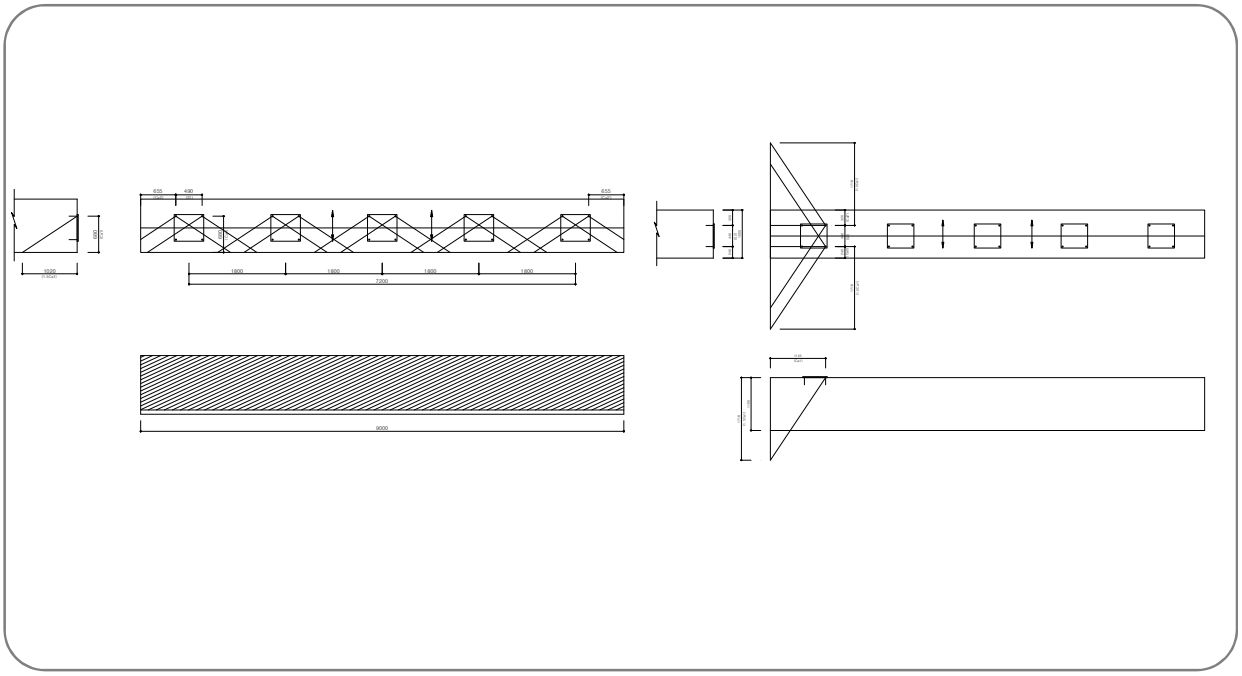
- 교축방향 $F_{AS,D}^{L} = \frac{F_{B,D}^{L}}{n_{B}^{T}} = \frac{108.3}{1} = 108.3$ kN
- 교축직각방향 $F_{AS,D}^{T} = \frac{F_{B,D}^{T}}{n_{B}^{T}} = \frac{102.3}{1} = 102.3$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F_{AS,D}^{L}} = \frac{434.3}{108.3} = 4.009 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F_{AS,D}^{T}} = \frac{434.3}{102.3} = 4.245 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- $A_{Vc} = [\, C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}' \,] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\ 655 + 7,690 + 655\ ) \times 1,020 = 9,180,000\ mm^2$

  여기서, $C_{a1} = 680\ mm$, $C_{a1}' = 680\ mm$

  $C_{a21} = 655\ mm$, $C_{a22} = 655\ mm$

  $\sum S_i = 7,690\ mm$, $S_{max} = 1,310\ mm$, $h_a = 1,100\ mm$

- $A_{Vco} = 4.5\,(C_{a1}')^2 = 4.5 \times 680^{\,2} = 2,080,800\ mm^2$

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 2,080,800 = 4,161,600\ mm^2$

- $V_{cbg} = \dfrac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \dfrac{4,161,600}{2,080,800} \times 0.893 \times 1.00 \times 372 = 663.9\ kN$

  여기서, $\varphi_{ed,V} = 0.893$ Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V} = 1.000$ (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  $V_b = 0.6\ (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 372\ kN$

  $l_e = MIN\,[\, h_{ef}, 8d_0 \,] = MIN\,[\ 150\ ,\ 320\ ] = 150\ mm$

  $d_0 = 40\ mm$ (앵커소켓 직경) , $h_{ef} = 150\ mm$

○ 교축직각방향

- $A_{Vc} = [\, C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}' \,] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\ 240 + 440 + 320\ ) \times 1,100 = 1,100,000\ mm^2$

  여기서, $C_{a1} = 1,145\ mm$, $C_{a1}' = 1,145\ mm$

  $C_{a21} = 240\ mm$, $C_{a22} = 320\ mm$, $H = 150\ mm$

  $\sum S_i = 440\ mm$, $S_{max} = 490\ mm$, $h_a = 1,100\ mm$

- $A_{Vco} = 4.5\,(C_{a1}')^2 = 4.5 \times 1,145^{\,2} = 5,899,613\ mm^2$

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 5,899,613 = 11,799,225\ mm^2$

• $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{1,100,000}{5,899,613} \times 0.742 \times 1.00 \times 813 = 112.4$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.742 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 813$ kN

l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [150 , 320] = 150 mm

d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 150 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 8083 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 608 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , V^L_{s,as})$ = MAX (663.9 , 0.0) = 663.9 kN

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , V^T_{s,as})$ = MAX (112.4 , 0.0) = 112.4 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

• 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B$ = 108.3 × 5 = 541.6 kN (n^T_B = 5)

• 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B$ = 102.3 × 1 = 102.3 kN (n^T_B = 1)

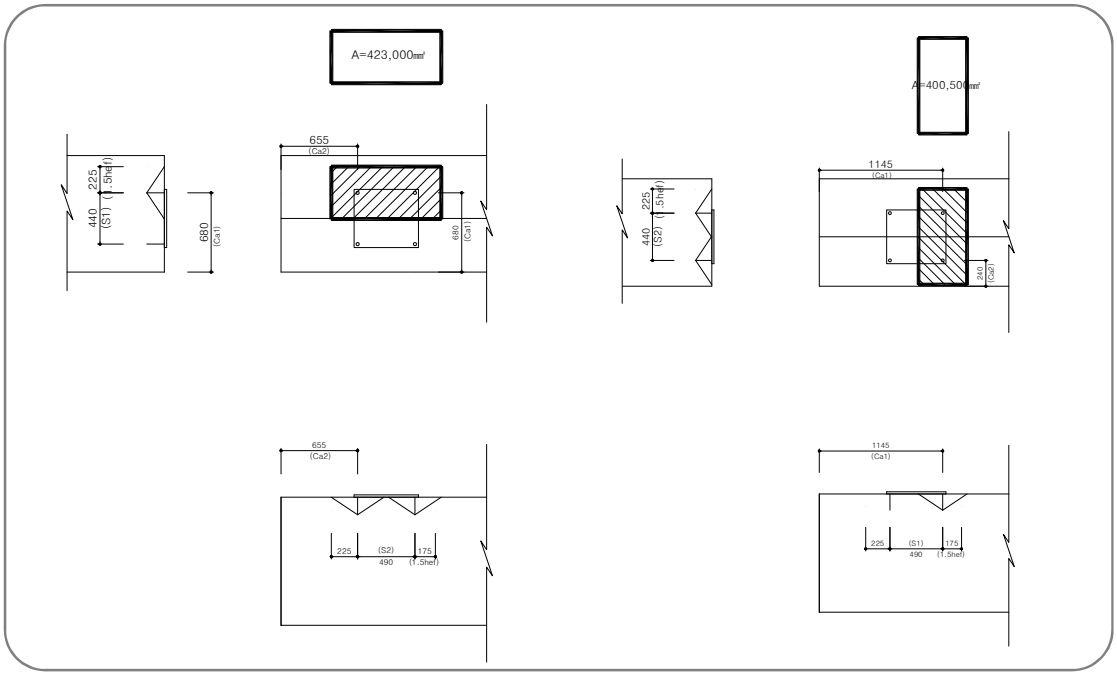
③ 평가

• 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{663.9}{541.6} = 1.226 \geq 1.00$ ∴ O.K

• 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{112.4}{102.3} = 1.099 \geq 1.00$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 423,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 680 mm , C_{a12} = 680 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 655 mm , C_{a22} = 655 mm , $\sum S_2$ = 490 mm

  h_{ef} = 150 mm , h_{ef}' = 150 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9\cdot h_{ef}^2$ = 9 × 150.0 ^{2} = 202,500 mm^2

- ∴ A_{Nc} ≥ $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 202,500.0 = 405,000.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- N_{cbg} = $\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$ = $\frac{405,000}{202,500}$ × 1.000 × 1.00 × 54.6 = 109.1 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0\sqrt{fck}\times hef^{1.5}$ = 7.0 × √ 18 × 150.0 $^{1.5}$ = 54.6 kN

- V_{cpg} = $k_{cp}\cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 109.1 = 218.2 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 400,500 mm^2

  여기서, C_{a11} = 1,145 mm , C_{a12} = 1,145 mm , $\sum S_1$ = 490 mm

  C_{a21} = 240 mm , C_{a22} = 320 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 150 mm h_{ef}' = 150 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 150.0^{2} = 202,500 \ mm^2$

$\therefore A_{Nc} < n \cdot A_{Nco} = 2 \times 202,500.0 = 405,000.0 \ mm^2$

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{400,500}{202,500} \times 1.000 \times 1.00 \times 54.6 = 107.9$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{18} \times 150.0^{1.5} = 54.6$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 107.9 = 215.8$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX (V^L_{cpg} , V^L_{s,at}) = MAX (218.2 , 0.0) = 218.2$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX (V^T_{cpg} , V^T_{s,at}) = MAX (215.8 , 0.0) = 215.8$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 108.3 \times 1 = 108.3$ kN ($n^T_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 102.3 \times 1 = 102.3$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{218.2}{108.3} = 2.015 \geq 1.00$ ∴ 0.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{215.8}{102.3} = 2.110 \geq 1.00$ ∴ 0.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	108.3	0.K 4.009	434.3	102.3	0.K 4.245
콘크리트전단파괴	663.9	541.6	0.K 1.226	112.4	102.3	0.K 1.099
프라이아웃 파괴	218.2	108.3	0.K 2.015	215.8	102.3	0.K 2.110

3.2.3 교대 A2 받침평가

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.3.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 162.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 162.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 162.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 162.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	108.33	30.69	33.19	102.30

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [108.3 , 33.2] = 108.3 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [30.7 , 102.3] = 102.3 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{162.0}{108.3} = 1.495 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{162.0}{102.3} = 1.584 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.3.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 72.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 72.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	48.15	13.64	14.75	45.47

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [48.15 , 14.75] = 48.15 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [13.64 , 45.47] = 45.47 mm

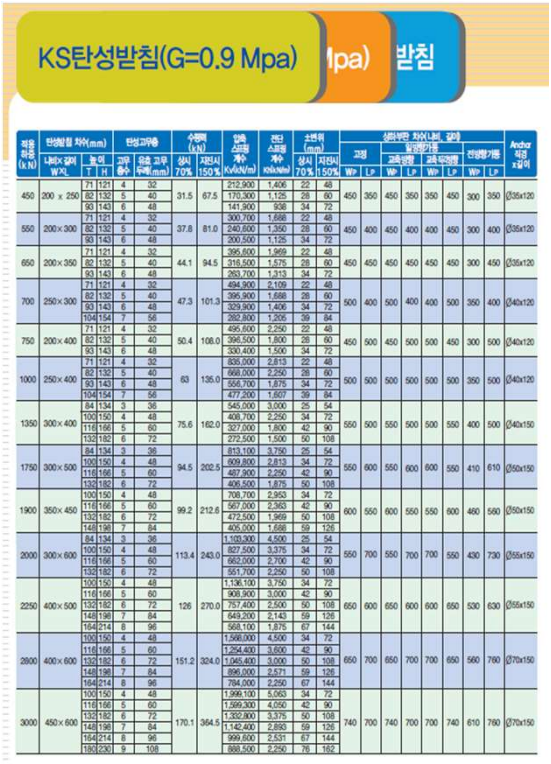
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{72.00}{48.15} = 1.495 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{72.00}{45.47} = 1.584 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.3.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격



적용 하중 (kN)	탄성받침 치수(mm)			탄성고무층		수평력 (kN)		압축 스프링 계수	전단 스프링 계수	손톱위 (mm)		상판부착 치수(나사, 앵커)								Anchor 직경 x길이
	나비(x 길이 방향)	높이 T	H	고무 층수	유효 고무 두께(mm)	상시 7.0%	지진시 150%	Kv(kN/m)	Kh(kN/m)	상시 70%	지진시 150%	고정	가동방향		교축방향		전방향가동			
													교축방향		교축직각방향					
													Wp	Lp	Wp	Lp	Wp	Lp	Wp	Lp	
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	350	450	300	350	Ø35x120
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60									
		93	143	6	48			141,900	938	34	72									
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	400	450	300	400	Ø35x120
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60									
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72									
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120
		82	132	5	40			316,500	1,575	28	60									
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72									
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	400	500	350	400	Ø40x120
		82	132	5	40			395,900	1,688	28	60									
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72									
		104	154	7	56			282,800	1,205	39	84									
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120
		82	132	5	40			396,500	1,800	28	60									
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72									
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	835,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		82	132	5	40			668,000	2,250	28	60									
		93	143	6	48			556,700	1,875	34	72									
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84									
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	500	550	400	500	Ø40x150
		100	150	4	48			408,700	2,250	34	72									
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90									
		132	182	6	72			272,500	1,500	50	108									
1750	300×500	84	134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100	150	4	48			609,800	2,813	34	72									
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90									
		132	182	6	72			406,500	1,875	50	108									
1900	350×450	100	150	4	48	99.2	212.6	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150
		116	166	5	60			567,000	2,363	42	90									
		132	182	6	72			472,500	1,969	50	108									
		148	198	7	84			405,000	1,688	59	126									
2000	300×600	84	134	3	36	113.4	243.0	1,103,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150
		100	150	4	48			827,500	3,375	34	72									
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90									
		132	182	6	72			551,700	2,250	50	108									
2250	400×500	100	150	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150
		116	166	5	60			908,900	3,000	42	90									
		132	182	6	72			757,400	2,500	50	108									
		148	198	7	84			649,200	2,143	59	126									
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144									
2800	400×600	100	150	4	48	151.2	324.0	1,568,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,254,400	3,600	42	90									
		132	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108									
		148	198	7	84			896,000	2,571	59	126									
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144									
3000	450×600	100	150	4	48	170.1	364.5	1,999,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,599,300	4,050	42	90									
		132	182	6	72			1,332,800	3,375	50	108									
		148	198	7	84			1,142,400	2,893	59	126									
		164	214	8	96			999,800	2,531	67	144									
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	162									

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 18 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 150 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

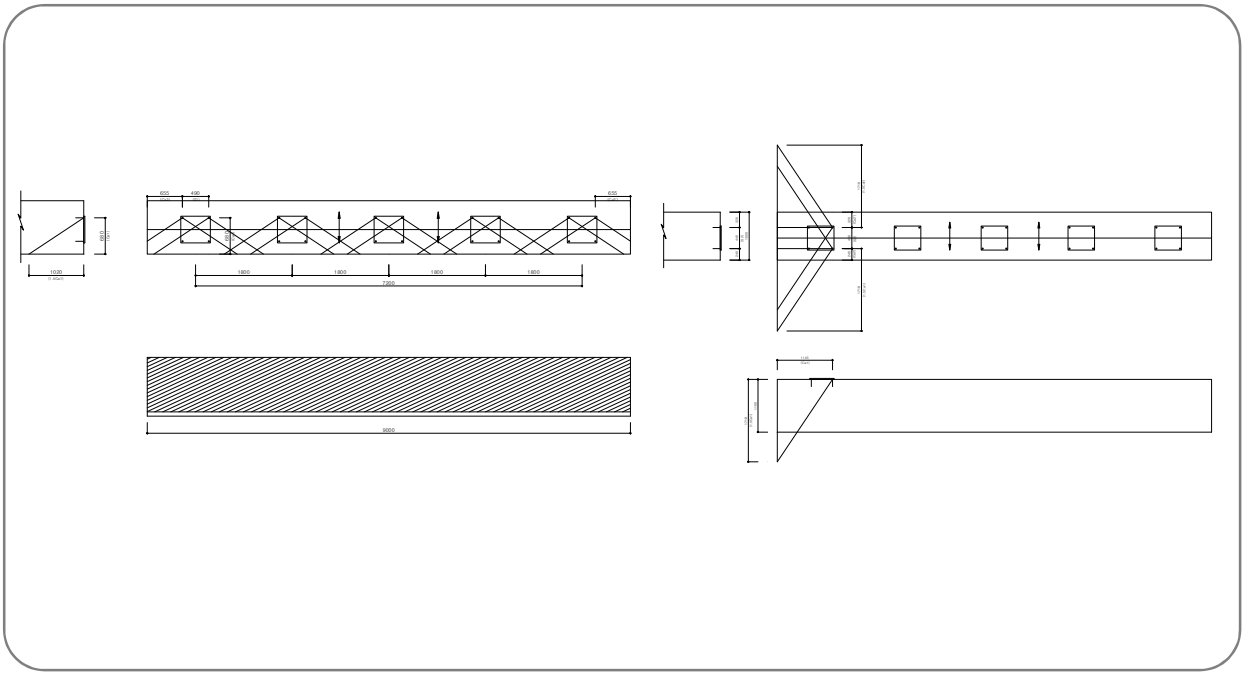
- 교축방향 $F_{AS,D}^{L} = \frac{F_{B,D}^{L}}{n_{B}^{T}} = \frac{108.3}{1} = 108.3$ kN
- 교축직각방향 $F_{AS,D}^{T} = \frac{F_{B,D}^{T}}{n_{B}^{T}} = \frac{102.3}{1} = 102.3$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F_{AS,D}^{L}} = \frac{434.3}{108.3} = 4.009 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F_{AS,D}^{T}} = \frac{434.3}{102.3} = 4.245 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- $A_{Vc} = [\, C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}' \,] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\quad 655 \quad + \quad 7,690 \quad + \quad 655 \quad) \times \quad 1,020 \quad = \quad 9,180,000 \quad mm^2$

  여기서, $C_{a1} = 680$ mm , $C_{a1}' = 680$ mm

  $C_{a21} = 655$ mm , $C_{a22} = 655$ mm

  $\sum S_i = 7,690$ mm , $S_{max} = 1,310$ mm , $h_a = 1,100$ mm

- $A_{Vco} = 4.5 \, (C_{a1}')^2 = 4.5 \times 680^{\,2} = 2,080,800 \quad mm^2$

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 2,080,800 = 4,161,600 \quad mm^2$

- $V_{cbg} = \dfrac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \dfrac{4,161,600}{2,080,800} \times 0.893 \times 1.00 \times 372 = 663.9$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V} = 0.893$ Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V} = 1.000$ (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  $V_b = 0.6 \, (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 372$ kN

  $l_e = MIN \, [\, h_{ef}, 8d_0 \,] = MIN \, [\quad 150 \quad , \quad 320 \quad] = 150$ mm

  $d_0 = 40$ mm (앵커소켓 직경) , $h_{ef} = 150$ mm

○ 교축직각방향

- $A_{Vc} = [\, C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}' \,] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\quad 240 \quad + \quad 440 \quad + \quad 320 \quad) \times \quad 1,100 \quad = \quad 1,100,000 \quad mm^2$

  여기서, $C_{a1} = 1,145$ mm , $C_{a1}' = 1,145$ mm

  $C_{a21} = 240$ mm , $C_{a22} = 320$ mm , $H = 150$ mm

  $\sum S_i = 440$ mm , $S_{max} = 490$ mm , $h_a = 1,100$ mm

- $A_{Vco} = 4.5 \, (C_{a1}')^2 = 4.5 \times 1,145^{\,2} = 5,899,613 \quad mm^2$

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 5,899,613 = 11,799,225 \quad mm^2$

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{1,100,000}{5,899,613} \times 0.742 \times 1.00 \times 813 = 112.4$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.742 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 \left(l_e / d_o \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 813$ kN

l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [150 , 320] = 150 mm

d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 150 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 해당 방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 8083 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 608 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , V^L_{s,as})$ = MAX (663.9 , 0.0) = 663.9 kN

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , V^T_{s,as})$ = MAX (112.4 , 0.0) = 112.4 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

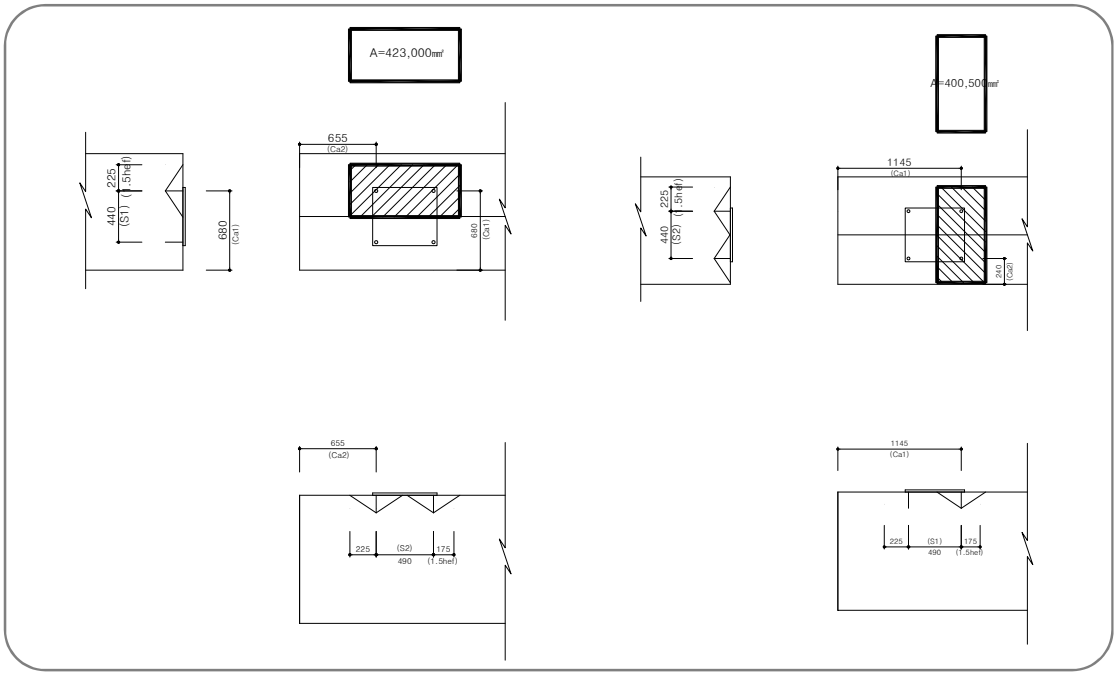
- 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B$ = 108.3 × 5 = 541.6 kN (n^T_B = 5)
- 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B$ = 102.3 × 1 = 102.3 kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{663.9}{541.6} = 1.226 \geq 1.00$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{112.4}{102.3} = 1.099 \geq 1.00$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 423,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 680 mm , C_{a12} = 680 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 655 mm , C_{a22} = 655 mm , $\sum S_2$ = 490 mm

  h_{ef} = 150 mm , h_{ef}' = 150 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9\cdot h_{ef}^2$ = 9 × 150.0 ^{2} = 202,500 mm^2

- ∴ $A_{Nc} \geq n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 202,500.0 = 405,000.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{405,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.00 \times 54.6 =$ 109.1 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 7.0 × √ 18 × 150.0 $^{1.5}$ = 54.6 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 109.1 = 218.2 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 400,500 mm^2

  여기서, C_{a11} = 1,145 mm , C_{a12} = 1,145 mm , $\sum S_1$ = 490 mm

  C_{a21} = 240 mm , C_{a22} = 320 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 150 mm , h_{ef}' = 150 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 150.0^{2} = 202,500.0 \ mm^2$

$\therefore A_{Nc} < n \cdot A_{Nco} = 2 \times 202,500.0 = 405,000.0 \ mm^2$

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{400,500}{202,500} \times 1.000 \times 1.00 \times 54.6 = 107.9$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{18} \times 150.0^{1.5} = 54.6$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 107.9 = 215.8$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX (V^L_{cpg} , V^L_{s,at}) = MAX (218.2 , 0.0) = 218.2$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX (V^T_{cpg} , V^T_{s,at}) = MAX (215.8 , 0.0) = 215.8$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 108.3 \times 1 = 108.3$ kN ($n^T_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 102.3 \times 1 = 102.3$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{218.2}{108.3} = 2.015 \geq 1.00$ ∴ 0.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{215.8}{102.3} = 2.110 \geq 1.00$ ∴ 0.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	108.3	0.K 4.009	434.3	102.3	0.K 4.245
콘크리트전단파괴	663.9	541.6	0.K 1.226	112.4	102.3	0.K 1.099
프라이아웃 파괴	218.2	108.3	0.K 2.015	215.8	102.3	0.K 2.110

3.3 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- N_C = 800.0 mm (현장 실측값)

2) 소요역량 N_D

○ N_D = MAX [응답변위, N_{min}] = MAX [48.15 , 329.50] = 329.50 mm

- 응답변위 = MAX [교대1 교축방향 변위, 교대2 교축방향 변위]
  = MAX [48.15 , 48.15] = 48.15 mm

- N_{min} = (200 + 1.67·L + 6.66·H) × (1 + 0.000125·θ²) = 329.50 mm
  여기서, L = 60.00 m (연속경간장)
  H = 4.40 m (교각 높이)
  θ = 0.00 ° (사각)

3) 내진성능 평가

○ $\frac{N_C}{N_D} = \frac{800.0}{329.5} = 2.428 \geq 1.00$ ∴ O.K

3.4 기초의 내진성능 평가

3.4.1 확대기초 및 지반 평가

○고정단 교각의 확대기초부 내진성능평가는 기초의 안정성 평가와 강도설계법에 의한 기초본체검토를 수행한다.

1) 지진력 산정

-. 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 계산한다.

- 기초부 교축방향

H^L_E = Min [H^L_n , $H^L_{E,comb}$] × n^L = Min [3,627 , 1,071] × 1 = 1,071.4 kN

M^L_E = Min [M^L_n , $M^L_{E,comb}$] × n^L = Min [3,627 , 4,213] × 1 = 3,627.4 kN

- 기초부 교축직각방향

H^T_E = Min [H^T_n , $H^T_{E,comb}$] × n^T = Min [3,627 , 1,086] × 1 = 1,086.0 kN

M^T_E = Min [M^T_n , $M^T_{E,comb}$] × n^T = Min [3,627 , 5,820] × 1 = 3,627.4 kN

① 교축방향 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 5,895.2 × 1 = 5,895.2 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 1,071.4 = 1,071.4 kN

-. 모멘트 M = 3,627.4 = 3,627.4 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 5,895.2 +(10.500 × 3.300 × (1.000 × 25 + 0.000 × 19))

= 6,761.4 kN

-. 수평력 H_f = 1,071.4 kN

-. 모멘트 M_f = 3,627.4 + (1,071.4 × 1.000)

= 4,698.8 kN · m

② 교축직각 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 5,895.2 × 1 = 5,895.2 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 1,086.0 = 1,086.0 kN

-. 모멘트 M = 3,627.4 = 3,627.4 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 5,895.2 +(10.500 × 3.300 × (1.000 × 25 + 0.000 × 19))

= 6,761.4 kN

-. 수평력 H_f = 1,086.0 kN

-. 모멘트 M_f = 3,627.4 + (1,086.0 × 1.000)

= 4,713.4 kN · m

2) 기초하단에 작용하는 지진력

구 분	연직력 V (kN)	수평력 H (kN)	모멘트 M_o (kN · m)	저항모멘트Mr(kN · m)
교 축 방 향	6,761.42	1,071.41	4,698.80	11,156.35
교축직각방향	6,761.42	1,085.99	4,713.38	35,497.47

3.4.2 확대기초의 두께 평가

○ 확대기초 두께에 대한 강체 검토

-. 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다.

-. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 또는 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

• $\beta \cdot \lambda \leq 1.0$ 인 경우 강체로 취급

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 80{,}090}{23{,}817{,}334 \times 1.000^3}} = 0.317 \ (m^{-1})$$

여기서, k = 80,090.1 kN/㎥ (직접기초인 경우 : k_v , 말뚝기초인 경우 : k_p)

k_v = 80,090.1 kN/㎥ (연직방향 지반반력계수)

k_{vo} = 746,666.7 kN/㎥ (1/0.3× αE_o , 지진시 α = 2)

L = 3.300 m B = 10.500 m

B_C = 8.500 m L_C = 1.300 m

h = 1.000 m (확대기초의 두께)

D_f = 1.000 m (기초의 근입깊이)

N = 40 (기초 저면부 표준관입시험 N값)

E_0 = 112,000.0 kN/㎥ (지진시 지반변형계수, E_0=2,800N)

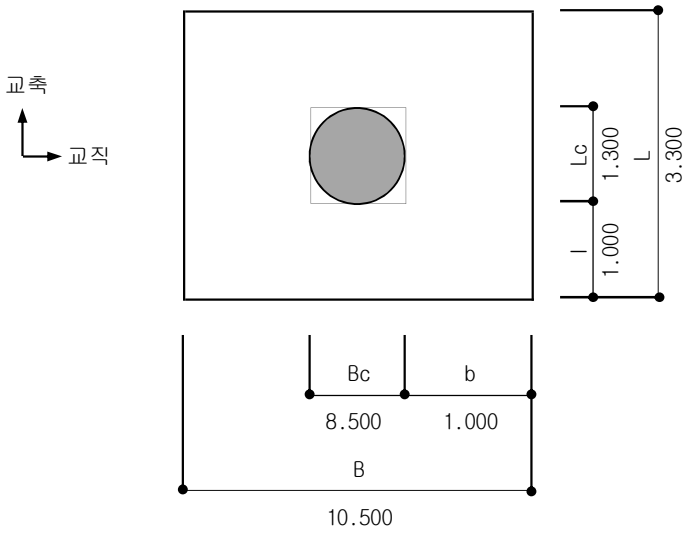
E = 23,817,334.3 kN/㎥

λ = Max(l,b) = 1.000 m

여기서, λ : 확대기초 환산 돌출길이

다만, $l \geq L/2$ (= 1.650) 이면 $l = L/2$ 적용 ⇒ $l < L/2$ 이므로, l = 1.000 m

$b \geq B/2$ (= 5.250) 이면 $b = B/2$ 적용 ⇒ $b < B/2$ 이므로, b = 1.000 m



• $\beta \cdot \lambda$ = 0.317 × 1.000 = 0.317 ≤ 1.0 이므로, ∴ **O.K** (강체로 취급)

3.4.3 확대기초의 안정성 평가

1) 전도에 대한 안정검토

구 분	M_r(kN·m)	M_o(kN·m)	V (kN)	S.F	편심e (m)	허용편심(m)	비 고
교 축 방 향	11,156.3	4,698.8	6,761.4	2.374	0.695	1.100	O.K
교축직각방향	35,497.5	4,713.4	6,761.4	7.531	0.697	3.500	O.K

-. 지진시 전도에 대한 안전율 S.F는 1.5 이상 (S.F ≥ 1.5)

-. 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥면의 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3 이내

-. $e = B / 2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$

2) 지지력에 대한 안정검토

① 지반의 극한지지력 (q_C)

- $Q_C = \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq$

여기서, Q_C : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한 지지력 (kN/㎡)

Nc, Nr, Nq : 지지력 계수

Ø : 기초지반의 내부마찰각 (= 35 °)

α, β : 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

C : 기초저면의 점착력 (= 0.0 kN/㎡)

γ_1 : 기초저면 암반의 단위중량 (= 20.0 kN/m³)

γ_2 : 기초의 근입깊이에 관계되는 흙의 단위중량 (= 19.0 kN/m³)

A' : 유효재하면적 (m^2)

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭 (m)

$$Nq = \frac{e^{2(3\pi/4-\emptyset/2)\tan\emptyset}}{2\cos^2(45+\emptyset/2)} = 41.440$$

$$Nc = (Nq-1)\cot\emptyset = 57.754$$

$$Nr = \frac{2(Nq+1)\tan\emptyset}{1+0.4\sin(4\emptyset)} = 47.277$$

구 분	B (m)	L (m)	형상계수 α	형상계수 β	유효폭 B'(m)	극한지지력 Q_c (kN/㎡)
교 축 방 향	3.300	10.500	1.094	0.469	1.910	1,633.6
교축직각방향	10.500	3.300	1.300	0.400	9.106	4,231.4

② 지지력에 대한 안정검토

구 분	작 용 하 중		편 심	지반반력 Q_D (KN/m^2)		극한지지력	비 고	
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Q_C (KN/m^2)	Q_C / Q_D	판정
교 축 방 향	4,698.8	6,761.4	0.695	449	0.0	1,633.6	3.63	O.K
교축직각방향	4,713.4	6,761.4	0.697	272.9	117.4	4,231.4	15.51	O.K

-. 사다리꼴 반력분포시 : $Q_{1,2} = \sum V / (B \cdot L) \times (1 \pm 6e / B)$

-. 삼각형 반력분포시 : $Q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot X)$ 여기서, $X = 3 \times (B / 2 - e)$

-. 지진시 지지력에 대한 안전율 S.F는 2 이상 ($Q_C / Q_D \geq$ 2.0)

3) 활동에 대한 안정검토

구 분	V (kN)	A'(㎡)	H_C (kN)	H_D (kN)	H_C / H_D	허용안전율	비 고
교 축 방 향	6,761.4	20.1	2,916.6	1,071.4	2.722	1.20	O.K
교축직각방향	6,761.4	30.0	2,916.6	1,086.0	2.686	1.20	O.K

- $H_c = C_b \cdot A' + V \cdot \tan\varnothing_B$ (기초저면이 암지반이면 $\tan\varnothing_B$= 0.6)

  여기서, H_c : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력 (kN)

  C_b : 기초저면과 지반과의 부착력 (= 0.0 kN/㎡)

  A' : 기초저면의 유효재하면적 (㎡)

  $\varnothing_B$: 기초저면과 지반과의 마찰각 (degree) (= 2/3 Ø)

3.4.4 확대기초의 단면력 계산

1) 위험단면 선정

- 휨에 대한 위험단면

  -. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급

  -. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 결정

  교 축 방 향 : X_b^L = 1.000 m

  교축직각방향 : X_b^T = 1.074 m

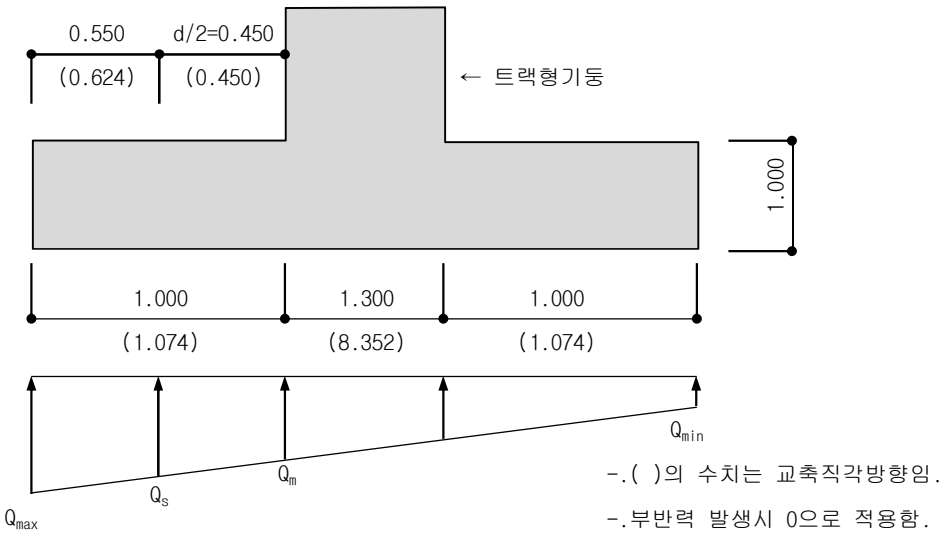
- 전단에 대한 위험단면

  -. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 d/2거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정

  교 축 방 향 : X_V^L = 1.000 - 0.450 = 0.550 m

  교축직각방향 : X_V^T = 1.074 - 0.450 = 0.624 m

2) 지반반력 계산



-.( )의 수치는 교축직각방향임.

-.부반력 발생시 0으로 적용함.

구 분	작 용 하 중		편 심	교축방향 지반반력(kN/㎡)			
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Qm	Qs
교 축 방 향	4,698.8	6,761.4	0.695	449.499	0.000	292.615	363.213
교축직각방향	4,713.4	6,761.4	0.697	272.865	117.404	256.964	263.627

3) 부재력 산정

구 분	지 반 반 력		기초자중 및 재토하중		검토부재력	
	Mb (KN.m)	V (KN)	Mb (KN.m)	V (KN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
교 축 방 향	198.602	223.496	12.500	13.750	186.102	209.746
교축직각방향	154.301	167.373	14.417	15.599	139.884	151.774

3.4.5 확대기초의 단면 평가

1) 교축방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck} =	18 Mpa	철근항복강도	fy =	300 Mpa
설 계 모 멘 트	Mu =	186.102 kN · m	휨 감 소 계 수	ϕ_f =	1.000
설 계 전 단 력	Vu =	209.746 kN	전단감소계수	ϕ_v =	1.000
부 재 높 이	h =	1000 mm	부 재 폭	b =	1000 mm
인 장 피 복	d' =	100 mm	유 효 높 이	d =	900 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.02890

pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 44.941 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.05374 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 $\varepsilon t = 0.003 \cdot (H - a/\beta 1 - Dc_min) / (a/\beta 1)$

$\varepsilon t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 603389224 N · mm

= 603.389 kN · m ≥ Mu = 186.102 kN · m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 13.618 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 694.521 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 13.618 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00077 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00103

∴ 필요철근량 req.As = 694.521 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : $\phi_v \cdot Vc = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d / 1000$ = 636.396 kN

$\phi_v \cdot Vc$ = 636.396 kN ≥ Vu = 209.746 kN ∴ 전단철근 필요없음.

사용 전단철근량 : Av = D 13 × 2.000 ea/m = 253.40 ㎟ (간격 s = 25.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 25.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ O.K

철근의 전단강도 : $\phi_v \cdot Vs = \phi_v \cdot Av \cdot fy \cdot D / (s \times 1000)$ = 2736.720 kN

전단강도 검토 ØVn = $\phi_v \cdot Vc + \phi_v \cdot Vs$ = 3373.116 kN ≥ Vu = 209.746 kN ∴ O.K

2) 교축직각방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	18 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	139.884 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	151.774 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1000 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	900 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.02890

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 44.941 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.05374 ≥ 0.004 ∴ 0.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/$\beta 1$ - Dc_min) / (a/$\beta 1$)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ϕMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 603389224 N·mm

= 603.389 kN·m ≥ Mu = 139.884 kN·m ∴ 0.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 10.217 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 521.046 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 10.217 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00058 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00077

∴ 필요철근량 req.As = 521.046 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ 0.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ 0.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 636.396 kN

ϕ_v · Vc = 636.396 kN ≥ Vu = 151.774 kN ∴ **전단철근 필요없음.**

사용 전단철근량 : Av = D 13 × 1.000 ea/m = 126.70 ㎟ (간격 s = 250.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 250.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ 0.K

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 136.836 kN

전단강도 검토 ϕVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 773.232 kN ≥ Vu = 151.774 kN ∴ 0.K

3) 확대기초의 단면력 평가

구 분		공급역량	소요역량	안전율	판 정	비 고
교축방향	휨모멘트 (kN·m)	603.39	186.10	3.242	0.K	
	전단력 (kN)	3,373.12	209.75	16.082	0.K	
교축직각방향	휨모멘트 (kN·m)	603.39	139.88	4.314	0.K	
	전단력 (kN)	773.23	151.77	5.095	0.K	

3.5 A1 ~ A2 구간 내진성능 평가 결과

- 교 량 명: 샘골2교
- 위　　치: 경기도 용인시(지진Ⅰ구역)
- 내진등급: 내진Ⅰ등급교
- 지반종류: Ⅱ
- 설계하중: DB-24
- 연속경간: 3@20 = 60.0m
- 교　　폭: 10.900m
- 사각/곡률반경: 0°/직교

- 내진성능 평가 결과 요약

구　　분	내진성능 평가구간 : A1 ~ A2
대상교량 특징	- 상부형식: PSCI　　- 내진성능평가 교각: P1 - 교대형식: 중력식　　- 교대기초: 확대기초 - 교각형식: 벽식교각　　- 교각기초: 확대기초 - 교각단면: 트랙형 (1.300m×8.500m)　　- 받침제원: 탄성받침 ☞ 교각P1:1350kN(10EA), 교대A1:1350kN(5EA), 교대A2:1350kN(5EA)
	▣ 교각부: O.K,　　기초부: O.K,　　받침부: O.K

구　　분				공급역량	소요역량	비　　고	
고정단 교각부 평가 (Rs = 교축: 1.099, 교직: 1.493)							
기둥부	전단력(kN)		교축상단	2,472.7	1,062.9	2.326	O.K
	전단력(kN)		교축하단	3,627.4	1,071.4	3.386	O.K
	전단력(kN)		교직상단	2,472.7	1,075.2	2.300	O.K
	전단력(kN)		교직하단	3,627.4	1,086.0	3.340	O.K
고정단 교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도(kN·m) (안전율 : 1.5)	교축	11,156.3	4,698.8	2.374	O.K
			교직	35,497.5	4,713.4	7.531	O.K
		지지력(kN/㎡) (안전율 : 2.0)	교축	1,633.6	449.5	3.634	O.K
			교직	4,231.4	272.9	15.507	O.K
		활동(kN) (안전율 : 1.2)	교축	2,916.6	1,071.4	2.722	O.K
			교직	2,916.6	1,086.0	2.686	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트(kN·m)	교축	603.4	186.1	3.242	O.K
			교직	603.4	139.9	4.314	O.K
		전단력(kN)	교축	3,373.1	209.7	16.082	O.K
			교직	773.2	151.8	5.095	O.K
받침부 평가 (교각부, 교대부, 교대부)							
P1교각부(kN)		탄성받침본체-수평력(kN)	교축	162.0	92.4	1.753	O.K
			교직	162.0	67.8	2.390	O.K
		받침본체-변위(mm)	교축	72.0	47.0	1.531	O.K
			교직	72.0	47.4	1.517	O.K
		앵커볼트-강재강도	교축	434.3	92.4	4.698	O.K
			교직	434.3	67.8	6.407	O.K
		앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	501.9	462.2	1.086	O.K
			교직	94.8	67.8	1.398	O.K
		앵커볼트-프라이아웃강도	교축	192.0	92.4	2.078	O.K
			교직	179.8	67.8	2.653	O.K

구 분			공급역량	소요역량	비 고	
A1교대부(kN)	탄성받침본체-수평력(kN)	교축	162.0	108.3	1.495	O.K
		교직	162.0	102.3	1.584	O.K
	받침본체-변위(mm)	교축	72.0	48.1	1.495	O.K
		교직	72.0	45.5	1.584	O.K
	앵커볼트-강재강도	교축	434.3	108.3	4.009	O.K
		교직	434.3	102.3	4.245	O.K
	앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	663.9	541.6	1.226	O.K
		교직	112.4	102.3	1.099	O.K
	앵커볼트-프라이아웃강도	교축	218.2	108.3	2.015	O.K
		교직	215.8	102.3	2.110	O.K
A2교대부(kN)	탄성받침본체-수평력(kN)	교축	162.0	108.3	1.495	O.K
		교직	162.0	102.3	1.584	O.K
	받침본체-변위(mm)	교축	72.0	48.1	1.495	O.K
		교직	72.0	45.5	1.584	O.K
	앵커볼트-강재강도	교축	434.3	108.3	4.009	O.K
		교직	434.3	102.3	4.245	O.K
	앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	663.9	541.6	1.226	O.K
		교직	112.4	102.3	1.099	O.K
	앵커볼트-프라이아웃강도	교축	218.2	108.3	2.015	O.K
		교직	215.8	102.3	2.110	O.K
받침지지길이(mm)			800.0	329.5	2.428	O.K

예지교

기 존 교 량 내 진 성 능 평 가

2019.05

1. 개 요

1.1 교량현황

1.1.1 교량제원

1) 교 량 명 : 예지교

2) 교 량 등 급 : 1 종 (DB-)

3) 관 리 주 체 : 경기도 용인시

4) 소 재 지 : 용인시 처인구 이동면 화산리 531-5

5) 준 공 년 도 : 1980 년

6) 상부구조형식 : RCS (슬래브교)

7) 교 량 연 장 : 20.000 m (=2@10)

8) 교 량 폭 원 : 3.500 m

9) 받 침 형 식 : 받침없음

10) 교 각 형 식 : 벽식 교각 (기둥 1 EA, 단면적 = 1.723 ㎡)

- 축방향철근 배근상태 : D19 (34 EA (1 단))
- 축방향철근 겹침이음 : 무
- 피 복 두 께 : 40 mm
- 횡방향철근 배근상태 : D16 @ 200 mm

11) 교 대 형 식

- A1 교대 : 중력식 교대
- A2 교대 : 중력식 교대

12) 기 초 형 식

- 교 대 : 확대기초 (A1, A2)
- 교 각 : 확대기초 (P1)

1.1.2 사용재료

1) 콘크리트 바닥판

콘크리트 : fck = 24.0 MPa , Ec = 25,811 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000 MPa

2) 거 더 (콘크리트 거더)

콘크리트 fck : 24.0 MPa

콘크리트 γt : 25.0 kN/㎥

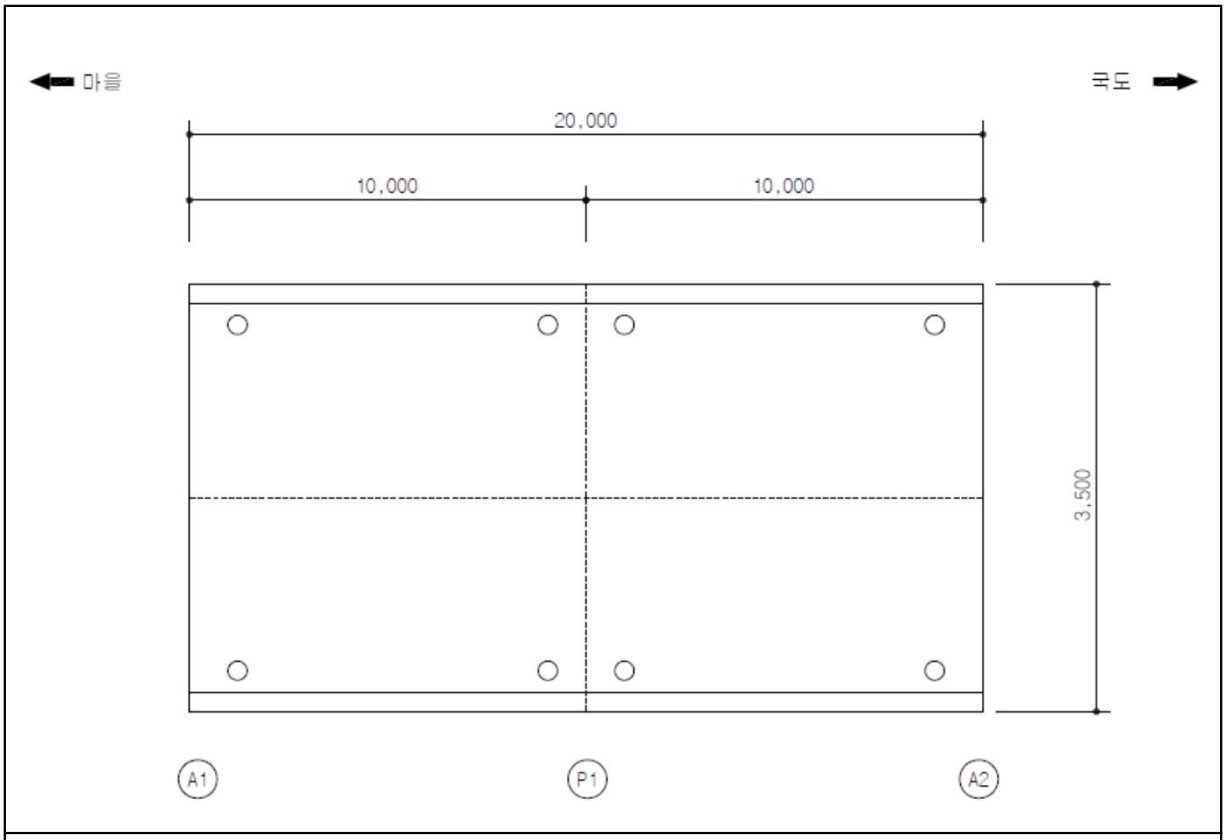
콘크리트 Ec : 25,811 MPa

3) 하부구조

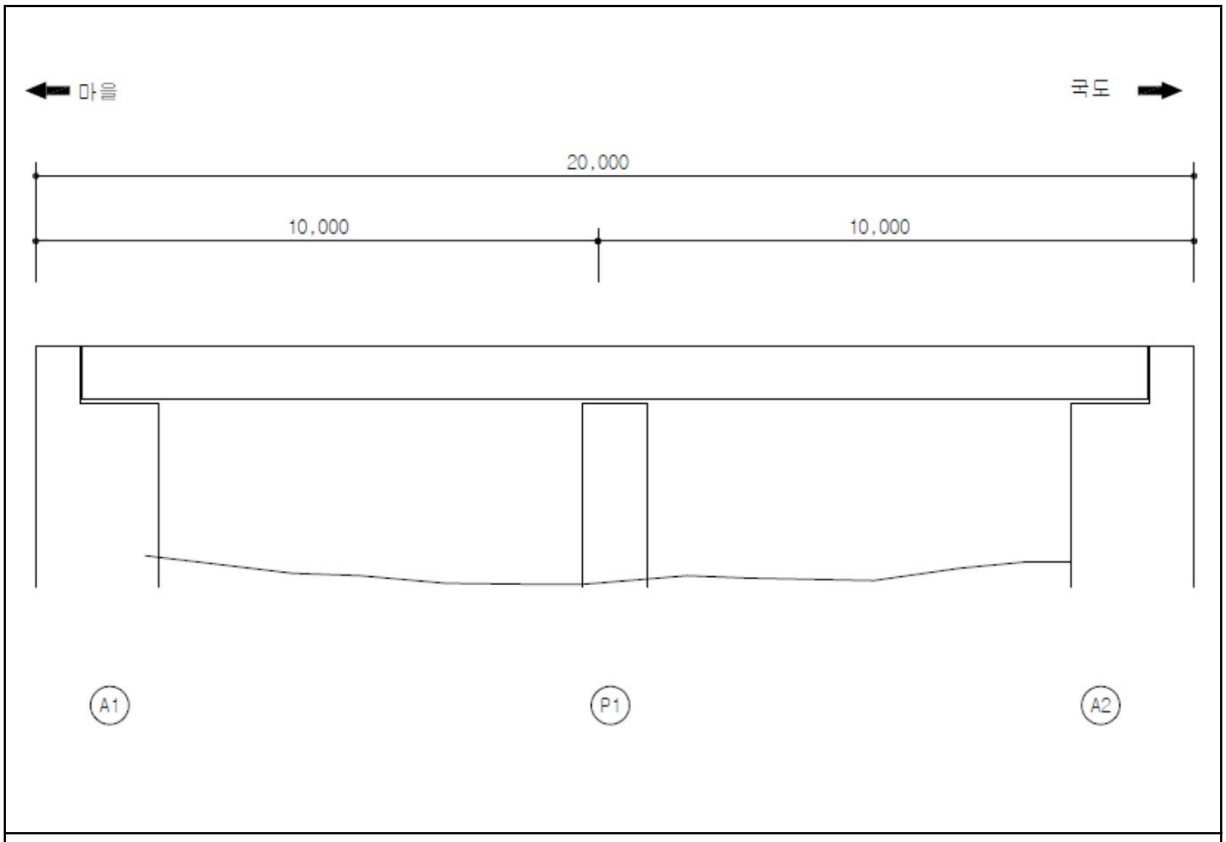
콘크리트 : fck = 21.0 MPa , Ec = 24,854.2 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000.0 MPa

1.1.3 대상교량 종·평면도

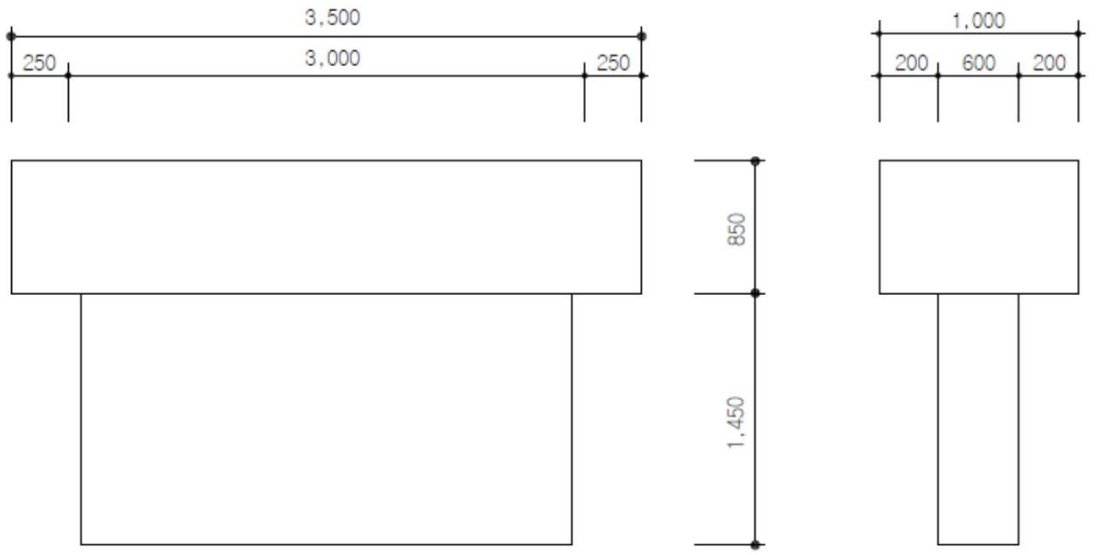


예지교 평면도



예지교 종단면도

1.1.5 교각 1(고정단) 일반도



예지교 교각 1 일반도

1.3 내진설계상수

1) 내 진 등 급 : 내진 Ⅰ 등급 교량

2) 지진구역계수 : 0.110 - 지진구역Ⅰ, 경기도 용인시

3) 위험도 계수 (I) : 1.400

4) 가속도 계수 (A) : 0.154

5) 지 반 계 수 (S) : 1.200 (지반종류 : Ⅱ)

6) 고유치해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

8) 받 침 형 식 : 교 대 부 - 받침없음 (0 kN)

교 각 부 - 받침없음 (0 kN)

1.4 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	-
	콘크리트 모델	MANDER 모델	-
	철근 모델	PARK 모델	-
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS	-
탄성지진력 산정	모델	3차원 프레임해석 모델	-
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성 스프링 모델	-
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	-
	질량산정	상부 고정하중은 분포질량으로, 하부 고정하중은 단위질량으로 입력	-
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS	-

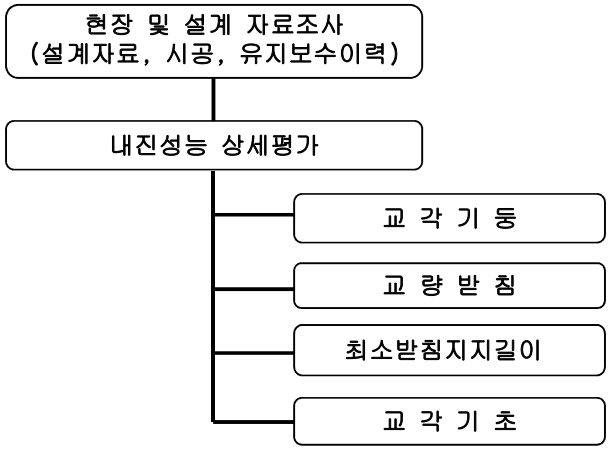
1.5 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능 상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능 상세 평가기준은 상부 구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 '기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



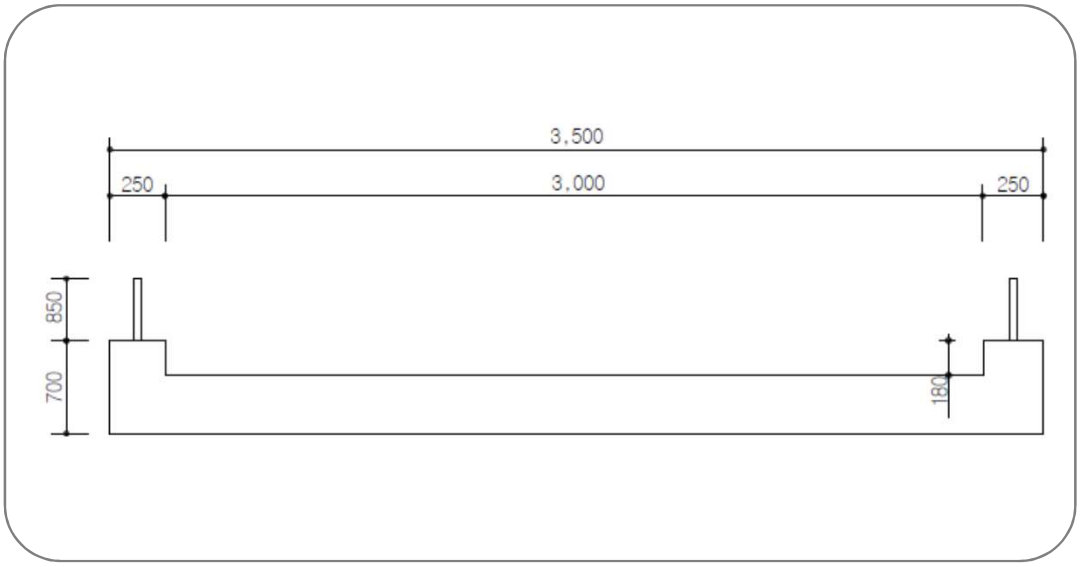
2. A1 ~ A2 구간 탄성지진력

2.1 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

- 해석대상 교량은 RCS (슬래브교)교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침이 없으므로 상부질량에 대한 마찰력 5%를 적용하여 NL Link를 사용하여 모델링하였다.
- 교각기둥의 강성은 축하중 산정시 전체강성을 적용 후 지진해석시 항복 유효강성을 적용하였다.

2.1.1 상부구조 특성

가. 상부구조 단면특성



구 분	A (m^2)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	비 고
슬래브	1.9100	0.1554	0.0518	2.0960	

나. 2차 고정하중

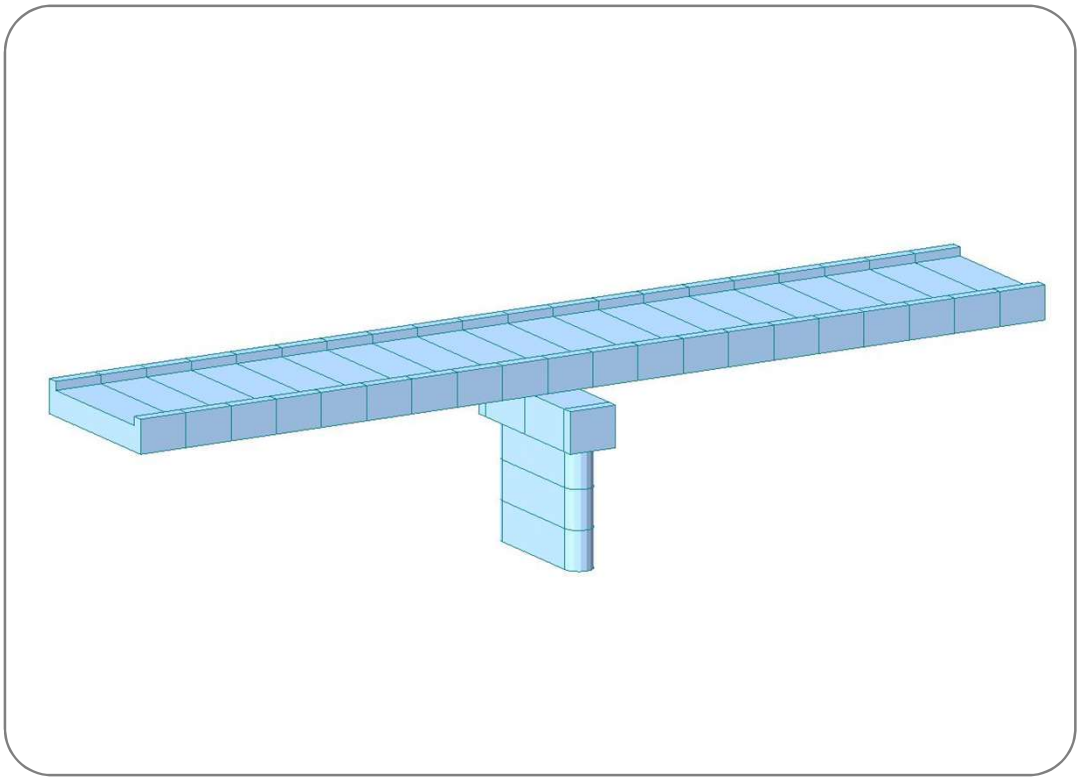
1) 포 장 : 2.4000 m^2 x 23.0 kN/m^3 = 55.2000 kN/m

2) 난 간 : 1.0 kN/m x 2.0 ea = 2.0000 kN/m

2.1.2 교각 단면 특성

구 분	A (m^2)	H (m)	콘크리트 fck	철근 fy	주철근 직경	비 고
교각 P1	1.723	3.300	21 MPa	300 MPa	D 19	하단기준

2.1.3 구조해석 모델



2.1.4 자중해석에 의한 축력 산정

1) 교량 받침부 반력(교각 상부 축력)

(단위 : kN)

받침번호	A1	P1(고정단)	A2				합 계
1	8.4	18.0	8.4				
2	337.9	1,215.2	337.9				
3	8.4	18.0	8.4				
4	0.0	0.0	0.0				
5	0.0	0.0	0.0				
6	0.0	0.0	0.0				
소 계	355	1,251	355	0	0	0	1,961

2) 교량 하부 축하중

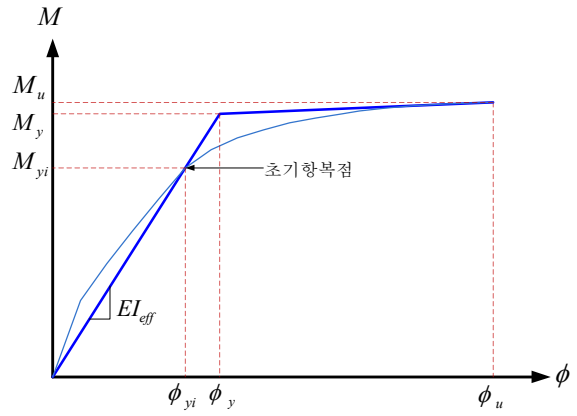
(단위 : kN)

구 분	P1 (고정단)					비 고
교각하부	1,355.5					P1 선정

2.2 교각 P1(고정단) 모멘트-곡률 해석

2.2.1 개요

- 교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성을 산정하기 위하여 단면해석프로그램인 "MIDAS civil"을 통해 앞에서 구한 축력의 효과를 고려하여 아래 그림과 같은 모멘트-곡률 관계곡선을 산정한다.



< 모멘트 - 곡률 관계 곡선 >

여기서 ..

M_{yi} : 초기항복시의 초기항복휨강도

M_y : 항복시의 항복휨강도

M_u : 극한시의 휨강도

$Ø_{yi}$: 초기항복시 곡률

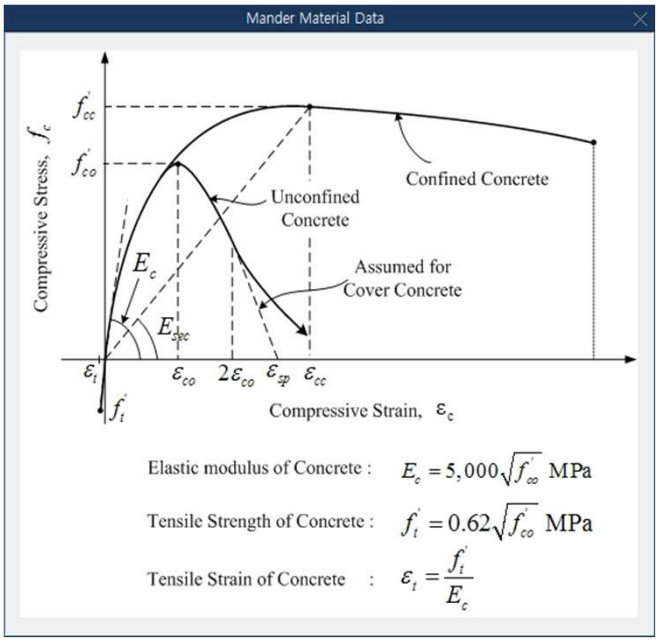
$Ø_y$: 항복시 곡률

$Ø_u$: 극한시 곡률

- 대상부재의 모멘트-곡률 관계곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선을 산정하고 초기항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형율이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다.
  단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

2.2.2 콘크리트 모델 : Mander Concrete Model

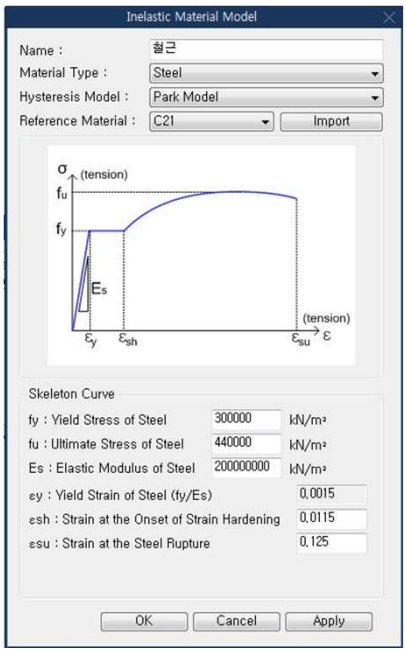
설계강도 f_{ck} (MPa)	최대압축강도 $f'_{co} = f'_{cc}$ (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_{cy} = 0.7\varepsilon_{cc}$		최대변형률 $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}$		극한변형률 ε_{cu}		탄성계수 E_c (MPa)
		교축	교직	교축	교직	교축	교직	
21	21	0.0005	0.0014	0.0007	0.0020	0.0007	0.0020	24,854



Concrete Model

2.2.3 철근모델 : Parabolic Strain Hardening Steel Model

항복강도 f_y (MPa)	극한강도 f_{su} (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_y = f_y / E_s$	경화시변형률 ε_{sh}	극한변형률 ε_{su}	탄성계수 E_s (MPa)	비 고
300	440	0.0015	0.0115	0.1250	200,000	

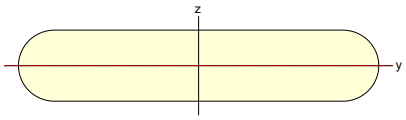


Steel Model

2.2.4 모멘트-곡률 해석 결과

1) 교축방향 해석

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^{L} = 998.4	Φ_{yi}^{L} = 0.003687	
항 복 시	M_{y}^{L} = 1,162.3	Φ_{y}^{L} = 0.004293	
극 한 시	M_{u}^{L} = 1,261.2	Φ_{u}^{L} = 0.045045	



Axial Force (kN) : 1355.5

Neutral Axis Angle : 0

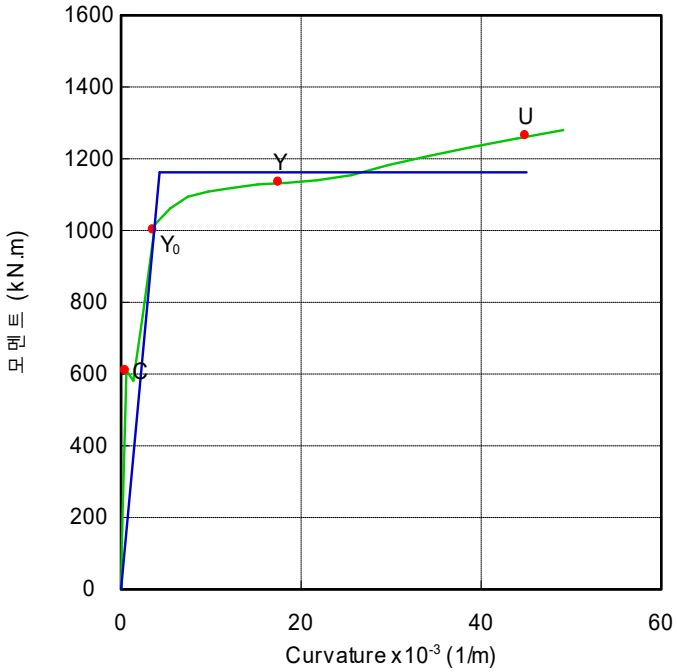
Concrete Height (m) : 0.6

Concrete Width (m) : 3.0

Concrete Area (m^2) : 1.72274

Rebar Area (m^2) : 0.009741

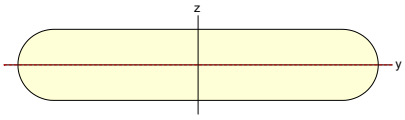
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축방향 해석) >

2) 교축직각방향 해석

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^T = 4,050.0	Φ_{yi}^T = 0.000692	
항 복 시	M_y^T = 5,479.9	Φ_y^T = 0.000936	
극 한 시	M_u^T = 5,833.3	Φ_u^T = 0.006967	



Axial Force (kN) : 1355.5

Neutral Axis Angle : 90

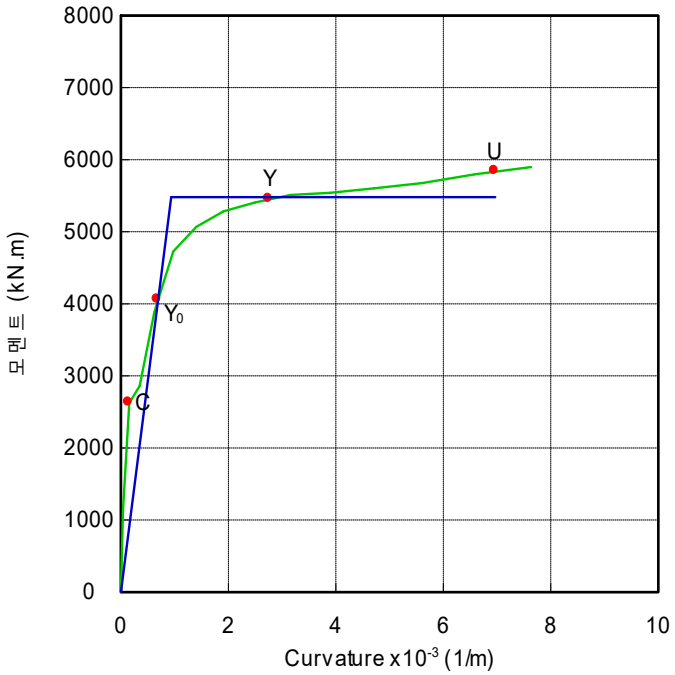
Concrete Height (m) : 0.6

Concrete Width (m) : 3.0

Concrete Area (m^2) : 1.72274

Rebar Area (m^2) : 0.009741

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축직각방향 해석) >

2.2.5 교각 기둥의 유효단면2차모멘트 산정

○ 모멘트-곡률 관계곡선의 기울기로 구한 항복유효강성값을 콘크리트 탄성계수로 나누어 구함

○ 기둥의 유효강성적용은 탄성지지력 산정시 "붕괴방지수준"에 적용

1) 교축방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{L} = \frac{M_y^{L}}{\Phi_y^{L}} = \frac{1,162.3}{0.004293 \times 1000} = 270.8 \ m^4$$

2) 교축직각방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{T} = \frac{M_y^{T}}{\Phi_y^{T}} = \frac{5,479.9}{0.000936 \times 1000} = 5,854.0 \ m^4$$

3) 유효단면2차모멘트

-. 교 축 방 향 : $I_{eff}^{L} = E_c I_{eff}^{L} / E_c =$ 0.010894 m^4 (0.21981 I_g)

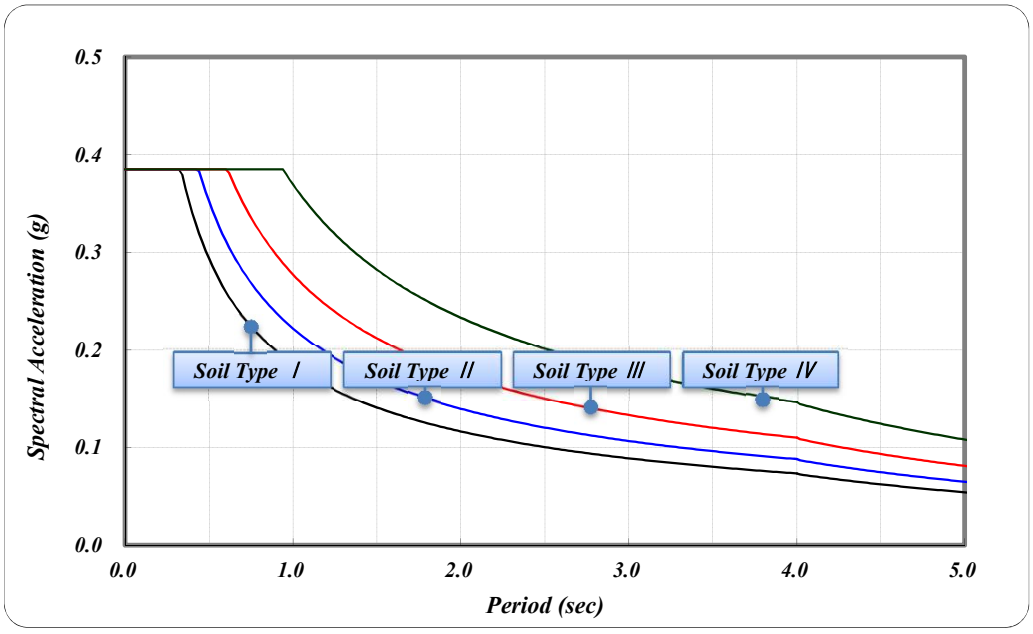
-. 교축직각방향 : $I_{eff}^{T} = E_c I_{eff}^{T} / E_c =$ 0.235535 m^4 (0.19774 I_g)

2.3 지진해석에 의한 탄성지지력 산정

○ 교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

2.3.1 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- 가속도 계수 A = 0.154 g
- 지 반 계 수 S = 1.200 (지반종류 Ⅱ)

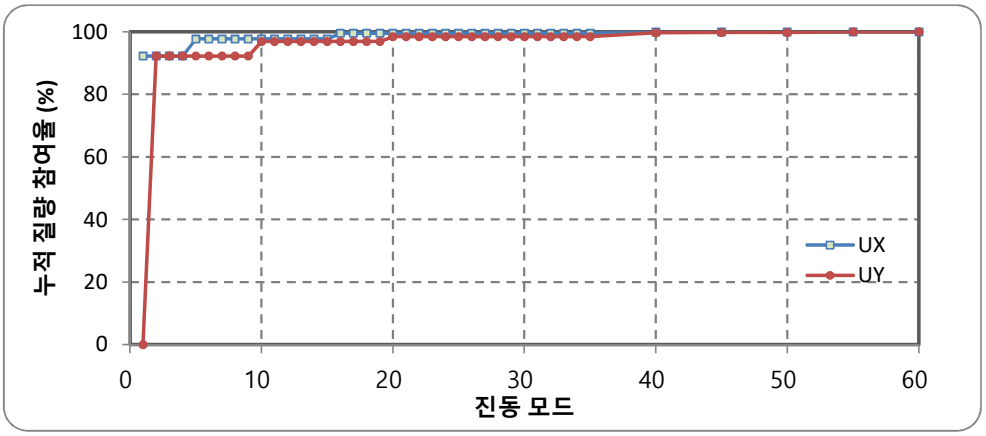


2.3.2 지진해석 결과

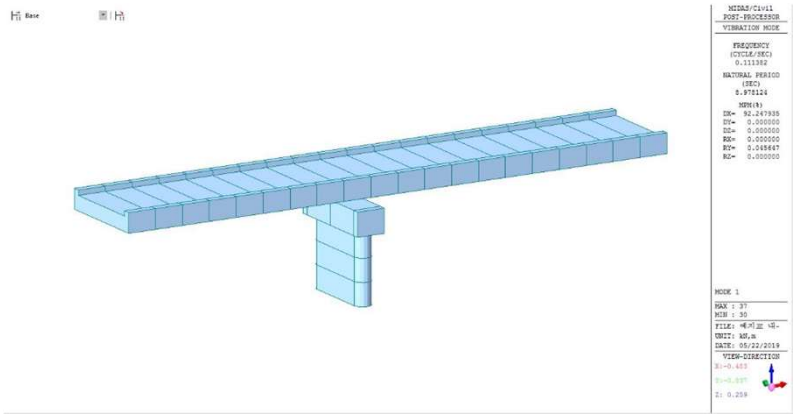
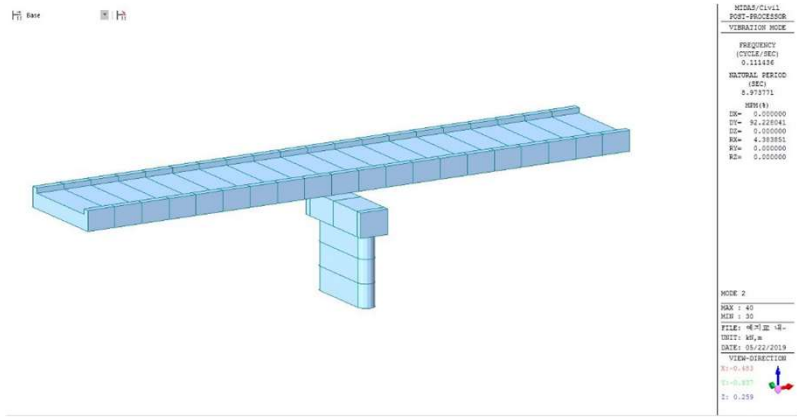
1) 고유치 해석결과 (Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비 고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	8.978	92.250	0.000	0.000	92.250	0.000	0.000	교축모드
2	8.974	0.000	92.230	0.000	92.250	92.230	0.000	교직모드
3	7.238	0.000	0.000	0.000	92.250	92.230	0.000	
4	0.181	0.000	0.000	0.000	92.250	92.230	0.000	
5	0.130	5.480	0.000	0.000	97.730	92.230	0.000	
6	0.117	0.000	0.000	68.340	97.730	92.230	68.340	
7	0.053	0.000	0.000	0.000	97.730	92.230	68.340	
8	0.046	0.000	0.000	0.000	97.730	92.230	68.340	
9	0.037	0.000	0.000	1.150	97.730	92.230	69.490	
10	0.030	0.000	4.680	0.000	97.730	96.910	69.490	
11	0.025	0.000	0.000	0.000	97.730	96.910	69.490	
12	0.021	0.000	0.000	0.000	97.730	96.910	69.490	
13	0.021	0.000	0.000	0.000	97.730	96.910	69.490	
14	0.019	0.000	0.000	12.330	97.730	96.910	81.820	
15	0.019	0.000	0.000	0.000	97.730	96.910	81.820	
16	0.015	1.770	0.000	0.000	99.500	96.910	81.820	
17	0.013	0.000	0.000	0.000	99.500	96.910	81.820	
18	0.012	0.000	0.000	0.000	99.500	96.910	81.820	
19	0.012	0.000	0.000	1.770	99.500	96.910	83.590	
20	0.010	0.000	1.550	0.000	99.500	98.450	83.590	
21	0.009	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	83.590	
22	0.009	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	83.590	
23	0.009	0.000	0.000	7.270	99.500	98.450	90.870	
24	0.008	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	90.870	
25	0.007	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	90.870	
26	0.007	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	90.870	
27	0.007	0.000	0.000	1.200	99.500	98.450	92.070	
28	0.006	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	92.070	
29	0.006	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	92.070	
30	0.006	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	92.070	
31	0.005	0.000	0.000	1.980	99.500	98.450	94.050	
32	0.005	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	94.050	
33	0.005	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	94.050	
34	0.005	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	94.050	
35	0.005	0.000	0.000	0.150	99.500	98.450	94.200	
40	0.004	0.000	0.000	0.030	99.980	99.640	94.610	
45	0.003	0.000	0.100	0.000	99.980	99.740	94.610	
50	0.002	0.000	0.000	0.000	100.000	99.740	94.610	
55	0.001	0.000	0.000	0.000	100.000	100.000	95.310	
60	0.000	0.000	0.000	4.600	100.000	100.000	100.000	

* 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90% 이상이 되도록 모드수를 결정하였다.



2) 주요 모드 형상 (Mode Shape)

교축방향 (T = 8.9781 sec)	
교축직각방향 (T = 8.9738 sec)	

3) 복합모드 해석결과 (D+E)

• 교축방향(X방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	594.922	14.040	-	-	-	-	교각상단 받침
P1	594.922	53.512	163.320	-	-	-	교각하단 기둥
A2	594.922	14.040	-	-	-	-	교각상단 받침

• 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	-	-	-	594.650	14.040	-	교각상단 받침
P1	-	-	-	594.666	48.997	151.177	교각하단 기둥
A2	-	-	-	594.650	14.040	-	교각상단 받침

4) 교각 P1 (고정단) 복합모드 해석결과

부 재 력	교축방향 작용력		교축직각방향 작용력	
	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
기둥상단축력(kN)	1,286.552		1,286.552	
기둥하단축력(kN)	1,355.540		1,355.540	
상 단 변 위 (mm)	594.922	0.000	0.000	594.666
상단 전단력 (kN)	46.837	0.000	0.000	43.041
하단 전단력 (kN)	53.512	0.000	0.000	48.997
상단모멘트(kN · m)	80.075	0.000	0.000	75.935
하단모멘트(kN · m)	163.320	0.000	0.000	151.177

여기서, $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

5) 교각 P1 (고정단) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부 재 력	하중 경우 1 (Comb 1)		하중 경우 2 (Comb 2)	
	$[F_E^L]_{com\ 1}$	$[F_E^T]_{com\ 1}$	$[F_E^L]_{com\ 2}$	$[F_E^T]_{com\ 2}$
기둥상단축력(kN)	1,286.552		1,286.552	
기둥하단축력(kN)	1,355.540		1,355.540	
상 단 변 위 (mm)	594.922	178.400	178.477	594.666
상단 전단력 (kN)	46.837	12.912	14.051	43.041
하단 전단력 (kN)	53.512	14.699	16.054	48.997
상단모멘트(kN · m)	80.075	22.781	24.023	75.935
하단모멘트(kN · m)	163.320	45.353	48.996	151.177

여기서, $[F_E]_{com\ 1} = 1.0\times[F_E]_L + 0.3\times[F_E]_T$, $[F_E]_{com\ 2} = 0.3\times[F_E]_L + 1.0\times[F_E]_T$

6) 교각 P1 (고정단) 조합지진력

부 재 력	교축방향지진력	교축직각방향지진력	기 호
	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	
기둥상단축력(kN)	1,286.552	1,286.552	P
기둥하단축력(kN)	1,355.540	1,355.540	P_{bot}
상 단 변 위 (mm)	594.922	594.666	$[\Delta_E]_{comb}$
상단 전단력 (kN)	46.837	43.041	$[V_E]_{comb,Top}$
하단 전단력 (kN)	53.512	48.997	$[V_E]_{comb,Bot}$
상단모멘트(kN · m)	80.075	75.935	$[M_E]_{comb,Top}$
하단모멘트(kN · m)	163.320	151.177	$[M_E]_{comb,Bot}$

여기서, $[F_E^L]_{comb} = MAX\{[F_E^L]_{com\ 1}, [F_E^L]_{com\ 2}\}$, $[F_E^T]_{comb} = MAX\{[F_E^T]_{com\ 1}, [F_E^T]_{com\ 2}\}$

3. 구성요소의 내진성능 평가

3.1 교각의 내진성능 평가

3.1.1 교각 P1 (고정단) 형식 특성값

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
교각 기둥의 거동형태	켄틸레버식	켄틸레버식	
콘크리트 극한변형률 ε_{co}	0.0007	0.0020	
교 각 높 이 H (m)	3.300	3.300	교직-실제높이
교각유효높이 He (m)	3.300	3.560	교직-상부구조도심
진 동 주 기 (sec)	8.9781	8.9738	해석결과

3.1.2 교각 P1 (고정단)의 휨성능 곡선

3.1.2.1 휨단면강도 산정

○ 단면강도는 외부에서 작용하는 수평하중에 대하여 부재가 지지할 수 있는 최대능력(강도)을 의미한다

○ 하중작용점의 높이 : 교 축 방 향 - 교각의 상단(즉, 교각의 높이)

교축직각방향 - 상부구조 질량중심까지의 높이

1) 교축방향

- $F^L_y = M^L_y / H_e{}^L$ = 1,162.28 / 3.300 = 352.206 kN
- $F^L_f = M^L_n / H_e{}^L$ = 1,261.18 / 3.300 = 382.176 kN

2) 교축직각방향

- $F^T_y = M^T_y / H_e{}^T$ = 5,479.85 / 3.560 = 1,539.284 kN
- $F^T_f = M^T_n / H_e{}^T$ = 5,833.30 / 3.560 = 1,638.567 kN

여기서, F^L_y, F^T_y : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

F^L_f, F^T_f : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

M^L_y, M^T_y : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN-m)

M^L_n, M^T_n : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN-m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

- 교축방향 - 교각의 상단높이 적용(즉 교각높이로 적용)
- 교축직각방향 - 질량중심을 고려한 값 적용.

3.1.2.2 교각의 휨성능 곡선

○ 교각의 항복 및 극한시 변위는 비선형해석 또는 단면해석을 통하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 단, Caltrans에서는 하중단계에 따른 곡률분포를 등가소성힌지길이의 중심으로 한 2개의 직선으로 이상화하여 간략하게 평가할 수 있도록 하였다.

○ 소성변형과 관련 변수들의 기하학적인 특성을 이용하면 다음과 같은 관계를 구할 수 있다.

1) 교축방향

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^L = \dfrac{\varnothing_y^L \, H_e^2}{3} = \dfrac{0.004293 \times 3.300^2}{3} = 0.015582$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^L = 0.08 \, H_e + 0.022 \, f_y \, d_{bl} = 0.08 \times 3.300 + 0.022 \times 300 \times 0.0191 = 0.390$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0191 = 0.252$ m
- $\theta_p^L = (\varnothing_U - \varnothing_y) \, L_p^L = (0.045045 - 0.004293) \times 0.390 = 0.015896$
- $\Delta_p^L = (M_u^L / M_y^L - 1) \cdot \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2)$

  $= \left(\dfrac{1,261}{1,162} - 1 \right) \times 0.015582 + 0.015896 \times \left(3.300 - \dfrac{0.390}{2} \right)$

  $= 0.05068$ m

여기서, L_p : 등가소성힌지길이(m), θ_p : 소성회전각, f_y : 축방향철근 항복강도(MPa), d_{bl} : 교각 기둥의 축방향철근 직경(mm)

③ 극한변위(Δ_u)

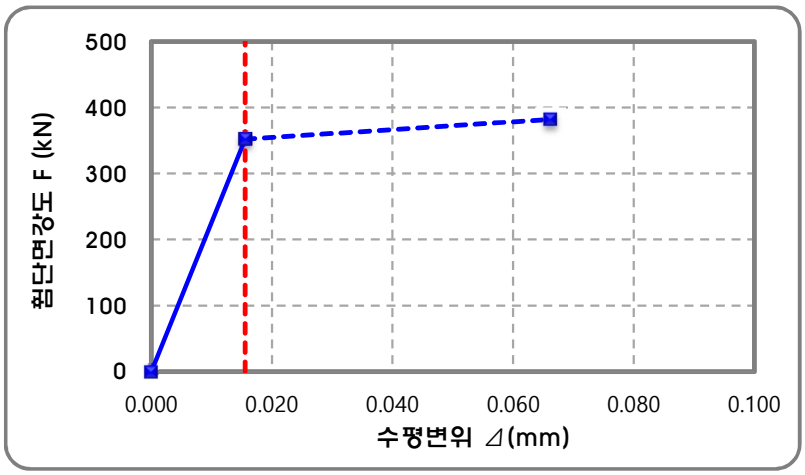
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.015582 + 0.050682 = 0.066264$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c}^L = \dfrac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \dfrac{0.066264}{0.015582} = 4.253 > 1.000$ 제한

  $= 1.000$

⑤ 휨성능 곡선



2) 교축직각방향

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^T = \dfrac{\varnothing_y^T H_e^2}{3} = \dfrac{0.000936 \times 3.560^2}{3} = 0.003955$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 3.560 + 0.022 \times 300 \times 0.0191 = 0.411$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0191 = 0.252$ m
- $\theta_p^T = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^T = (0.006967 - 0.000936) \times 0.411 = 0.002478$
- $\Delta_p^T = (M^T_u / M^T_y - 1) \cdot \Delta^T_y + \theta_p^T (H^T_e - L^T_p / 2)$

  $= \left(\dfrac{5,833}{5,480} - 1 \right) \times 0.003955 + 0.002478 \times \left(3.560 - \dfrac{0.411}{2} \right)$

  $= 0.00857$ m

③ 극한변위(Δ_u)

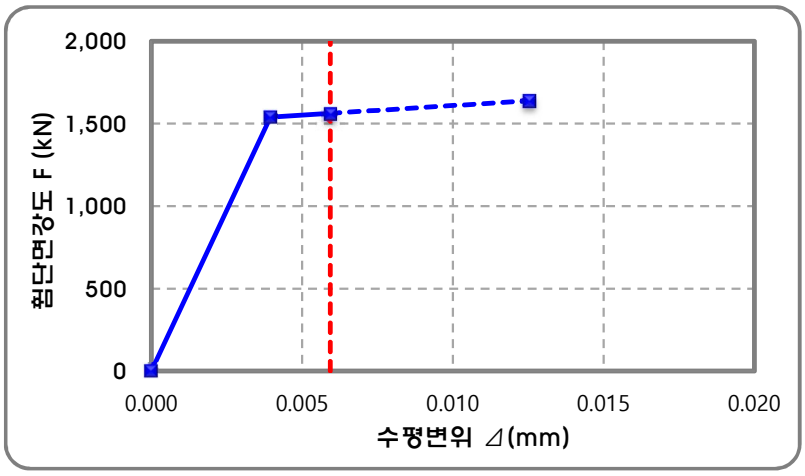
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.003955 + 0.008568 = 0.012522$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu^T_{\Delta c} = \dfrac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \dfrac{0.012522}{0.003955} = 3.167 > 1.500$ 제한

  $= 1.500$

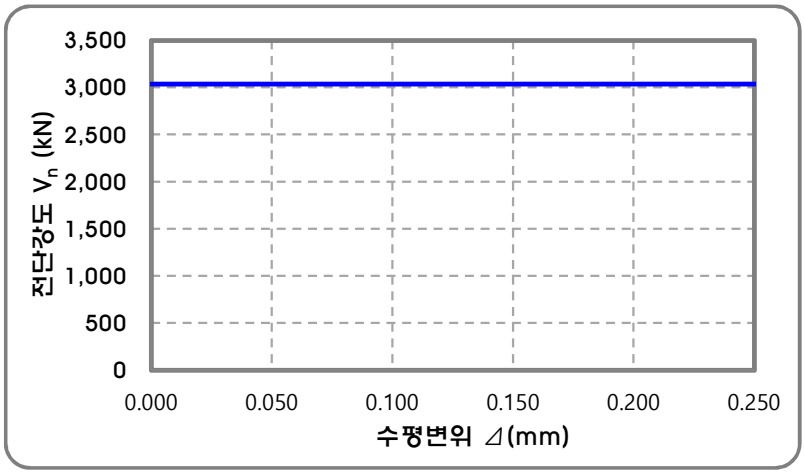
⑤ 휨성능 곡선



3.1.3 교각 P1 (고정단)의 전단성능 곡선

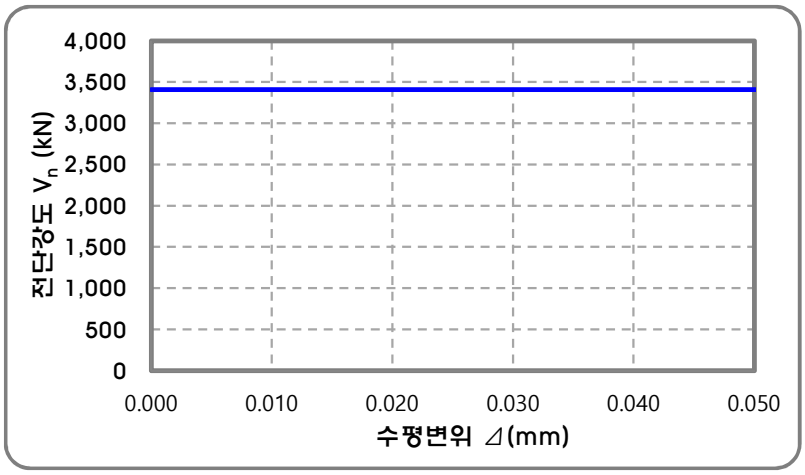
1) 교축방향

- $V_{n1} = 0.66 \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 0.660 \times \sqrt{(\ 21\ )} \times 3000 \times 520 = 4{,}718.2$ kN
- $V_{n2} = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) \cdot b \cdot d$
  $= (\ 0.165 \times \sqrt{(\ 21\ )} + 0.004 \times 300\ ) \times 3000 \times 520 = 3{,}035.5$ kN
- $V_n = MIN(\ V_{n1}\ ,\ V_{n2}\ ) = 3{,}035.5$ kN



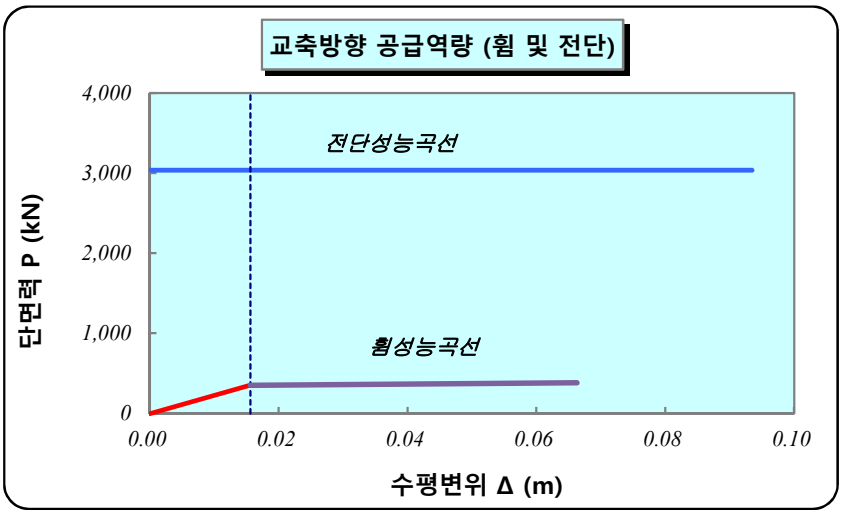
2) 교축직각방향

- $V_{n1} = 0.66 \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 0.660 \times \sqrt{(\ 21\ )} \times 600 \times 2920 = 5{,}298.9$ kN
- $V_{n2} = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) \cdot b \cdot d$
  $= (\ 0.165 \times \sqrt{(\ 21\ )} + 0.004 \times 300\ ) \times 600 \times 2920 = 3{,}409.1$ kN
- $V_n = MIN(\ V_{n1}\ ,\ V_{n2}\ ) = 3{,}409.1$ kN

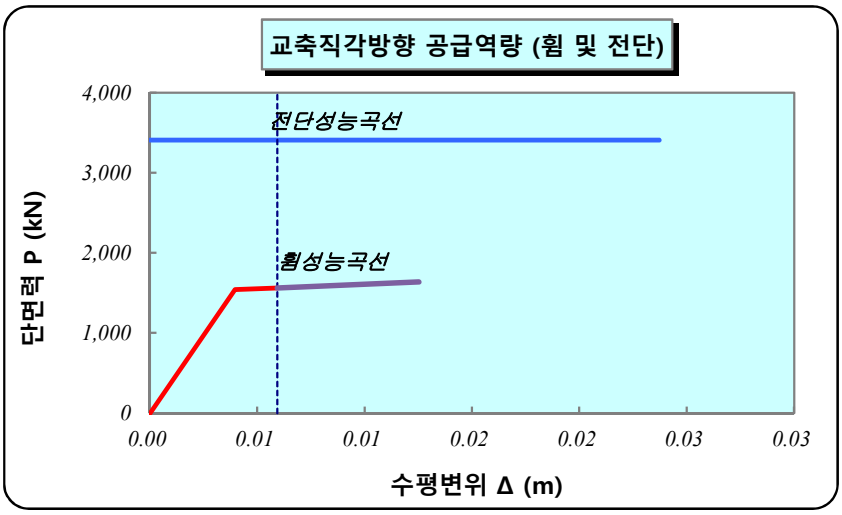


3.1.4 교각 P1 (고정단)의 파괴모드 결정

1) 교 축 방 향 : **휨 파괴모드**



2) 교축직각방향 : **휨 파괴모드**



3) 교각의 파괴모드

⇒ 교각 P1(고정단)의 교축 및 교축직각방향은 휨파괴에 이를 때까지 전단파괴가 발생하지 않으므로 해당교각은 '휨파괴 모드'에 의해 지배된다.

3.1.5 교각 P1 (고정단)의 내진성능 평가

○ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구 분	지 반 종 류				비 고
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	
Ts	0.3300	0.4400	0.6100	0.9400	도로교설계기준 1980
1.25 Ts	0.4125	0.5500	0.7625	1.1750	

1) 교축방향 : 휨 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P{\cdot}\Delta_E$ = 163.3 + 1,286.6 × 0.5949 = 928.7 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 928.7 kN · m
- M_y = 1,162.3 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 ∴ **탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_s}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 8.9781 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가 (변위연성도)

- 공 급 역 량 : $\mu^L_{\Delta C}$ = 1.000
- 소 요 역 량 : $\mu^L_{\Delta d}$ = 1.000
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^L_{\Delta C}}{\mu^L_{\Delta d}} = \frac{1.000}{1.000}$ = 1.000 ≥ 1.0 ∴ 0.K

2) 교축직각방향 : 휨 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P{\cdot}\Delta_E$ = 151.2 + 1,286.6 × 0.5947 = 916.2 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 916.2 kN · m
- M_y = 5,479.9 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 ∴ **탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_s}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 8.9738 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가 (변위연성도)

- 공 급 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta C} = 1.500$
- 소 요 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta d} = 1.000$
- 내진성능평가 : $\dfrac{\mu^{L}_{\Delta C}}{\mu^{L}_{\Delta d}} = \dfrac{1.500}{1.000} = 1.500 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2 교량 받침의 내진성능 평가

○ 받침이 없으므로 받침부 평가는 생략한다.

3.3 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- N_C = 1200.0 mm (현장 실측값)

2) 소요역량 N_D

○ N_D = MAX [응답변위, N_{min}] = MAX [3,604.12 , 255.38] = 3,604.12 mm

▶ 응답변위 = 비탄성 변위 Δ_{dem} = 3604.12 mm

- P-Δ 효과 및 주기를 고려한 수정 탄성변위 및 비탄성변위 산정

① P-Δ 효과를 고려한 탄성변위($[\Delta_E]_{pd}$) 산정

- 30% 규정을 적용하여 산정한 탄성 변위에 P-Δ효과를 고려하여 수정 탄성변위 산정

- 교 축 방 향

$$[\Delta_E^L]_{pd} = \left(1 + \frac{P \times [\Delta_E^L]_{comb}}{[M_E^L]_{comb}}\right) \times [\Delta_E^L]_{comb}$$

$$= \left(1 + \frac{1{,}286.6 \times 0.59492}{163.3}\right) \times 0.59492 = 3383.020 \text{ mm}$$

여기서, P = 1,286.6 kN

$[\Delta_E^L]_{comb}$ = 594.92 mm

$[M_E^L]_{comb}$ = 163.3 kN · m

- 교축직각방향

$$[\Delta_E^T]_{pd} = \left(1 + \frac{P \times [\Delta_E^T]_{comb}}{[M_E^T]_{comb}}\right) \times [\Delta_E^T]_{comb}$$

$$= \left(1 + \frac{1{,}286.6 \times 0.59467}{151.2}\right) \times 0.59467 = 3604.121 \text{ mm}$$

여기서, P = 1,286.6 kN

$[\Delta_E^T]_{comb}$ = 594.67 m

$[M_E^T]_{comb}$ = 151.2 kN · m

② 주기를 고려한 비탄성변위(Δ_{dem}) 산정

- 수정 탄성변위에 고유주기를 고려하여 비탄성변위 산정, 이를 소요역량 산정에 반영

- 교 축 방 향

$\Delta_{dem}^L = \lambda_{DR}^L \cdot [\Delta_E^L]_{pd}$ = 1.000 × 3383.020 = 3383.020 mm

- 교축직각방향

$\Delta_{dem}^T = \lambda_{DR}^T \cdot [\Delta_E^T]_{pd}$ = 1.000 × 3604.121 = 3604.121 mm

▶ $N_{min} = (200 + 1.67 \cdot L + 6.66 \cdot H) \times (1 + 0.000125 \cdot \theta^2)$ = 255.38 mm

여기서, L = 20.00 m (연속경간장)

H = 3.30 m (교각 높이)

θ = 0.00 ° (사각)

3) 내진성능 평가

○ $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1,200.0}{3,604.1} = 0.333 < 1.00$ ∴ N.G

3.4 기초의 내진성능 평가

3.4.1 확대기초 및 지반 평가

○고정단 교각의 확대기초부 내진성능평가는 기초의 안정성 평가와 강도설계법에 의한 기초본체검토를 수행한다.

1) 지진력 산정

-. 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 계산한다.

- 기초부 교축방향

H^L_E = Min [H^L_n , $H^L_{E,comb}$] × n^L = Min [352 , 54] × 1 = 53.5 kN

M^L_E = Min [M^L_n , $M^L_{E,comb}$] × n^L = Min [1,162 , 163] × 1 = 163.3 kN

- 기초부 교축직각방향

H^T_E = Min [H^T_n , $H^T_{E,comb}$] × n^T = Min [1,562 , 49] × 1 = 49.0 kN

M^T_E = Min [M^T_n , $M^T_{E,comb}$] × n^T = Min [5,561 , 151] × 1 = 151.2 kN

① 교축방향 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 1,355.5 × 1 = 1,355.5 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 53.5 = 53.5 kN

-. 모멘트 M = 163.3 = 163.3 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 1,355.5 +(6.000 × 3.600 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 2,305.9 kN

-. 수평력 H_f = 53.5 kN

-. 모멘트 M_f = 163.3 + (53.5 × 1.000)

= 216.8 kN · m

② 교축직각 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 1,355.5 × 1 = 1,355.5 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 49.0 = 49.0 kN

-. 모멘트 M = 151.2 = 151.2 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 1,355.5 +(6.000 × 3.600 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 2,305.9 kN

-. 수평력 H_f = 49.0 kN

-. 모멘트 M_f = 151.2 + (49.0 × 1.000)

= 200.2 kN · m

2) 기초하단에 작용하는 지진력

구 분	연직력 V (kN)	수평력 H (kN)	모멘트 M_o (kN · m)	저항모멘트Mr(kN · m)
교 축 방 향	2,305.94	53.51	216.83	4,150.69
교축직각방향	2,305.94	49.00	200.17	6,917.82

3.4.2 확대기초의 두께 평가

○ 확대기초 두께에 대한 강체 검토

-. 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다.

-. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 또는 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

• $\beta \cdot \lambda \leq 1.0$ 인 경우 강체로 취급

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 95{,}620}{24{,}854{,}151 \times 1.000^3}} = 0.328 \ (m^{-1})$$

여기서, k = 95,619.7 kN/㎥ (직접기초인 경우 : k_v , 말뚝기초인 경우 : k_p)

k_v = 95,619.7 kN/㎥ (연직방향 지반반력계수)

k_{vo} = 746,666.7 kN/㎥ (1/0.3× αE_o , 지진시 α = 2)

L = 3.600 m B = 6.000 m

B_C = 3.000 m L_C = 0.600 m

h = 1.000 m (확대기초의 두께)

D_f = 2.000 m (기초의 근입깊이)

N = 40 (기초 저면부 표준관입시험 N값)

E_0 = 112,000.0 kN/㎥ (지진시 지반변형계수, E_0=2,800N)

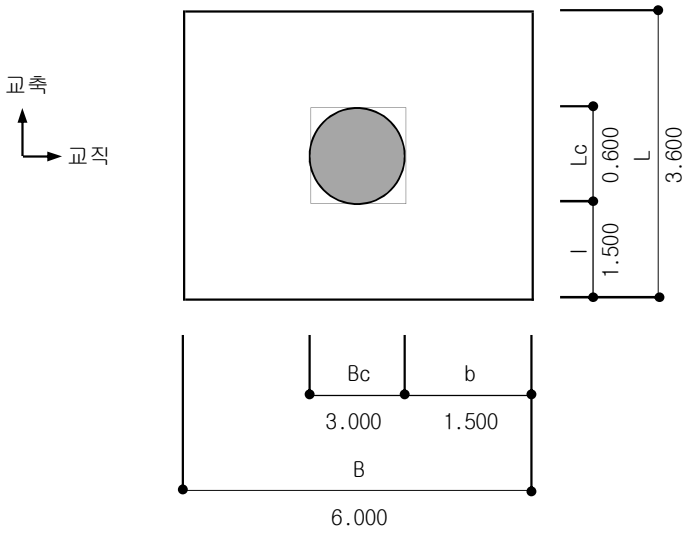
E = 24,854,150.8 kN/㎥

λ = Max(l,b) = 1.500 m

여기서, λ : 확대기초 환산 돌출길이

다만, $l \geq L/2$ (= 1.800) 이면 $l = L/2$ 적용 ⇒ $l < L/2$ 이므로, l = 1.500 m

$b \geq B/2$ (= 3.000) 이면 $b = B/2$ 적용 ⇒ $b < B/2$ 이므로, b = 1.500 m



• $\beta \cdot \lambda$ = 0.328 × 1.500 = 0.492 ≤ 1.0 이므로, ∴ **O.K** (강체로 취급)

3.4.3 확대기초의 안정성 평가

1) 전도에 대한 안정검토

구 분	M_r(kN·m)	M_o(kN·m)	V (kN)	S.F	편심e (m)	허용편심(m)	비 고
교 축 방 향	4,150.7	216.8	2,305.9	19.142	0.094	1.200	O.K
교축직각방향	6,917.8	200.2	2,305.9	34.559	0.087	2.000	O.K

-. 지진시 전도에 대한 안전율 S.F는 1.5 이상 (S.F ≥ 1.5)

-. 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥면의 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3 이내

-. $e = B / 2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$

2) 지지력에 대한 안정검토

① 지반의 극한지지력 (q_C)

- $Q_C = \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq$

여기서, Q_C : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한 지지력 (kN/㎡)

Nc, Nr, Nq : 지지력 계수

Ø : 기초지반의 내부마찰각 (= 35 °)

α, β : 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

C : 기초저면의 점착력 (= 0.0 kN/㎡)

γ_1 : 기초저면 암반의 단위중량 (= 20.0 kN/m³)

γ_2 : 기초의 근입깊이에 관계되는 흙의 단위중량 (= 19.0 kN/m³)

A' : 유효재하면적 (m^2)

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭 (m)

$$Nq = \frac{e^{2(3\pi/4-\emptyset/2)\tan\emptyset}}{2\cos^2(45+\emptyset/2)} = 41.440$$

$$Nc = (Nq-1)\cot\emptyset = 57.754$$

$$Nr = \frac{2(Nq+1)\tan\emptyset}{1+0.4\sin(4\emptyset)} = 47.277$$

구 분	B (m)	L (m)	형상계수 α	형상계수 β	유효폭 B'(m)	극한지지력 Q_c (kN/㎡)
교 축 방 향	3.600	6.000	1.180	0.440	3.412	2,994.2
교축직각방향	6.000	3.600	1.300	0.400	5.826	3,778.4

② 지지력에 대한 안정검토

구 분	작 용 하 중		편 심	지반반력 Q_D (KN/m^2)		극한지지력	비 고	
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Q_C (KN/m^2)	Q_C / Q_D	판정
교 축 방 향	216.8	2,305.9	0.094	123	90.0	2,994.2	24.25	O.K
교축직각방향	200.2	2,305.9	0.087	116.0	97.5	3,778.4	32.57	O.K

-. 사다리꼴 반력분포시 : $Q_{1,2} = \sum V / (B \cdot L) \times (1 \pm 6e / B)$

-. 삼각형 반력분포시 : $Q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot X)$ 여기서, $X = 3 \times (B / 2 - e)$

-. 지진시 지지력에 대한 안전율 S.F는 2 이상 ($Q_C / Q_D \geq$ 2.0)

3) 활동에 대한 안정검토

구 분	V (kN)	A'(㎡)	H_C (kN)	H_D (kN)	H_C / H_D	허용안전율	비 고
교 축 방 향	2,305.9	20.5	994.7	53.5	18.588	1.20	O.K
교축직각방향	2,305.9	21.0	994.7	49.0	20.301	1.20	O.K

- $H_c = C_b \cdot A' + V \cdot \tan\varnothing_B$ (기초저면이 암지반이면 $\tan\varnothing_B$= 0.6)

  여기서, H_c : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력 (kN)

  C_b : 기초저면과 지반과의 부착력 (= 0.0 kN/㎡)

  A' : 기초저면의 유효재하면적 (㎡)

  $\varnothing_B$: 기초저면과 지반과의 마찰각 (degree) (= 2/3 Ø)

3.4.4 확대기초의 단면력 계산

1) 위험단면 선정

- 휨에 대한 위험단면

  -. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급

  -. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 결정

  교 축 방 향 : X_b^L = 1.500 m

  교축직각방향 : X_b^T = 1.534 m

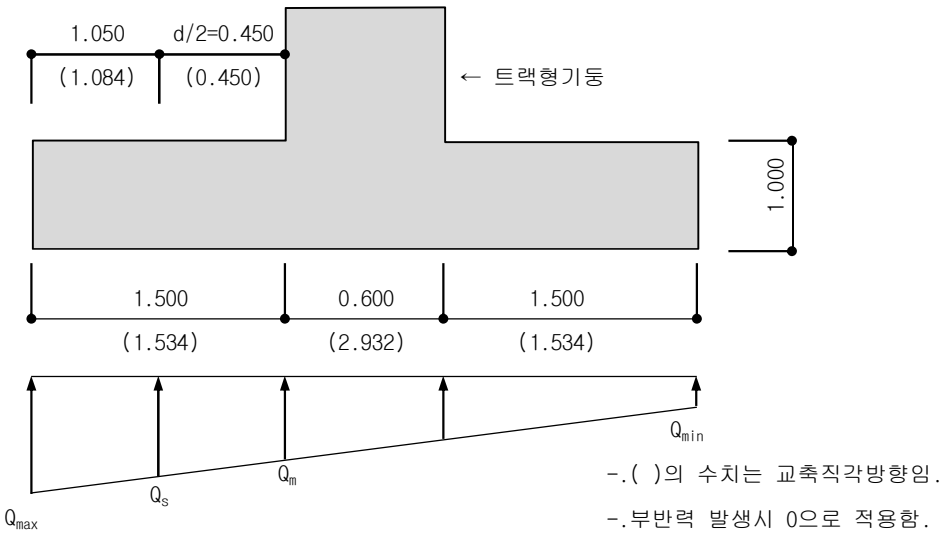
- 전단에 대한 위험단면

  -. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 d/2거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정

  교 축 방 향 : X_V^L = 1.500 - 0.450 = 1.050 m

  교축직각방향 : X_V^T = 1.534 - 0.450 = 1.084 m

2) 지반반력 계산



-.( )의 수치는 교축직각방향임.

-.부반력 발생시 0으로 적용함.

구 분	작 용 하 중		편 심	교축방향 지반반력(kN/㎡)			
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Qm	Qs
교 축 방 향	216.8	2,305.9	0.094	123.487	90.026	109.545	113.728
교축직각방향	200.2	2,305.9	0.087	116.024	97.489	111.285	112.675

3) 부재력 산정

구 분	지 반 반 력		기초자중 및 재토하중		검토부재력	
	Mb (KN.m)	V (KN)	Mb (KN.m)	V (KN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
교 축 방 향	133.695	124.538	49.500	46.200	84.195	78.338
교축직각방향	134.676	123.970	51.778	47.702	82.898	76.268

3.4.5 확대기초의 단면 평가

1) 교축방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck} =	21 Mpa	철근항복강도	fy =	300 Mpa
설 계 모 멘 트	Mu =	84.195 kN · m	휨 감 소 계 수	ϕ_f =	1.000
설 계 전 단 력	Vu =	78.338 kN	전단감소계수	ϕ_v =	1.000
부 재 높 이	h =	1000 mm	부 재 폭	b =	1000 mm
인 장 피 복	d' =	100 mm	유 효 높 이	d =	900 mm

β1 = 0.85 , p_b = (0.85 × β1 × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.06320 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 605596477 N · mm

= 605.596 kN · m ≥ Mu = 84.195 kN · m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 5.256 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 312.747 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 5.256 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00035 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00046

∴ 필요철근량 req.As = 312.747 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 687.386 kN

ϕ_v · Vc = 687.386 kN ≥ Vu = 78.338 kN ∴ 전단철근 필요없음.

사용 전단철근량 : Av = D 13 × 2.000 ea/m = 253.40 ㎟ (간격 s = 250.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 250.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ O.K

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 273.672 kN

전단강도 검토 ØVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 961.058 kN ≥ Vu = 78.338 kN ∴ O.K

2) 교축직각방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	21 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	82.898 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	76.268 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1000 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	900 mm

$\beta 1$ = 0.85 , $p_b = (0.85 \times \beta 1 \times fck / fy) * [600/(600+fy)]$ = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.06320 ≥ 0.004 ∴ 0.K

...여기서 $\varepsilon t = 0.003 \cdot (H - a/\beta 1 - Dc_min) / (a/\beta 1)$

$\varepsilon t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 $\phi Mn = \phi_f \cdot fy \cdot As \cdot (D - a/2)$ = 605596477 N·mm

= 605.596 kN·m ≥ Mu = 82.898 kN·m ∴ 0.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 5.175 mm 로 가정

As = Mu /{$\phi_f \cdot fy \cdot (d-a/2)$} = 307.914 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 5.175 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{$\phi_f \cdot fy \cdot (D-a/2)$}] / (b · d) = 0.00034 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00046

∴ 필요철근량 req.As = 307.914 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ 0.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ 0.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : $\phi_v \cdot Vc = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d / 1000$ = 687.386 kN

$\phi_v \cdot Vc$ = 687.386 kN ≥ Vu = 76.268 kN ∴ **전단철근 필요없음.**

사용 전단철근량 : Av = D 13 × 2.000 ea/m = 253.40 ㎟ (간격 s = 250.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 250.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ 0.K

철근의 전단강도 : $\phi_v \cdot Vs = \phi_v \cdot Av \cdot fy \cdot D / (s \times 1000)$ = 273.672 kN

전단강도 검토 $\phi Vn = \phi_v \cdot Vc + \phi_v \cdot Vs$ = 961.058 kN ≥ Vu = 76.268 kN ∴ 0.K

3) 확대기초의 단면력 평가

구 분		공급역량	소요역량	안전율	판 정	비 고
교축방향	휨모멘트 (kN·m)	605.60	84.20	7.193	0.K	
	전단력 (kN)	961.06	78.34	12.268	0.K	
교축직각방향	휨모멘트 (kN·m)	605.60	82.90	7.305	0.K	
	전단력 (kN)	961.06	76.27	12.601	0.K	

3.5 A1 ~ A2 구간 내진성능 평가 결과

- 교 량 명: 예지교
- 위 치: 경기도 용인시(지진Ⅰ구역)
- 내진등급: 내진Ⅰ등급교
- 지반종류: Ⅱ
- 설계하중: DB-
- 연속경간: 2@10 = 20.0m
- 교 폭: 3.500m
- 사각/곡률반경: 0°/직교

- 내진성능 평가 결과 요약

구 분	내진성능 평가구간 : A1 ~ A2	
대상교량 특징	- 상부형식: RCS	- 내진성능평가 교각: P1 (고정단)
	- 교대형식: 중력식	- 교대기초: 확대기초
	- 교각형식: 벽식교각	- 교각기초: 확대기초
	- 교각단면: 트랙형 (0.600m×3.000m)	- 받침제원: 받침없음
	받침규격 직접입력	
	▣ 교각부: O.K, 기초부: O.K, 받침부: N.G	

구 분				공급역량	소요역량	비 고	
고정단 교각부 평가 (Rs = 교축: 1, 교직: 1)							
기둥부	휨파괴모드(변위연성도)		교축	1.000	1.000	1.000	O.K
	휨파괴모드(변위연성도)		교축직각	1.500	1.000	1.500	O.K
고정단 교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도(kN·m) (안전율 : 1.5)	교축	4,150.7	216.8	19.142	O.K
			교직	6,917.8	200.2	34.559	O.K
		지지력(kN/㎡) (안전율 : 2.0)	교축	2,994.2	123.5	24.247	O.K
			교직	3,778.4	116.0	32.565	O.K
		활동(kN) (안전율 : 1.2)	교축	994.7	53.5	18.588	O.K
			교직	994.7	49.0	20.301	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트(kN·m)	교축	605.6	84.2	7.193	O.K
			교직	605.6	82.9	7.305	O.K
		전단력(kN)	교축	961.1	78.3	12.268	O.K
			교직	961.1	76.3	12.601	O.K
받침부 평가 (교각부, 교대부, 교대부)							
받침지지길이(mm)				1,200	3,604	0.333	N.G

예지교

보 강 후 내 진 성 능 평 가

2019.05

1. 개 요

1.1 교량현황

1.1.1 교량제원

1) 교 량 명 : 예지교

2) 교 량 등 급 : 1 종 (DB-)

3) 관 리 주 체 : 경기도 용인시

4) 소 재 지 : 용인시 처인구 이동면 화산리 531-5

5) 준 공 년 도 : 1980 년

6) 상부구조형식 : RCS (슬래브교)

7) 교 량 연 장 : 20.000 m (=2@10)

8) 교 량 폭 원 : 3.500 m

9) 받 침 형 식 : 탄성받침

10) 교 각 형 식 : 벽식 교각 (기둥 1 EA, 단면적 = 1.723 ㎡)

- 축방향철근 배근상태 : D19 (34 EA (1 단))
- 축방향철근 겹침이음 : 무
- 피 복 두 께 : 40 mm
- 횡방향철근 배근상태 : D16 @ 200 mm

11) 교 대 형 식

- A1 교대 : 중력식 교대
- A2 교대 : 중력식 교대

12) 기 초 형 식

- 교 대 : 확대기초 (A1, A2)
- 교 각 : 확대기초 (P1)

1.1.2 사용재료

1) 콘크리트 바닥판

콘크리트 : fck = 24.0 MPa , Ec = 25,811 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000 MPa

2) 거 더 (콘크리트 거더)

콘크리트 fck : 24.0 MPa

콘크리트 γt : 25.0 kN/㎥

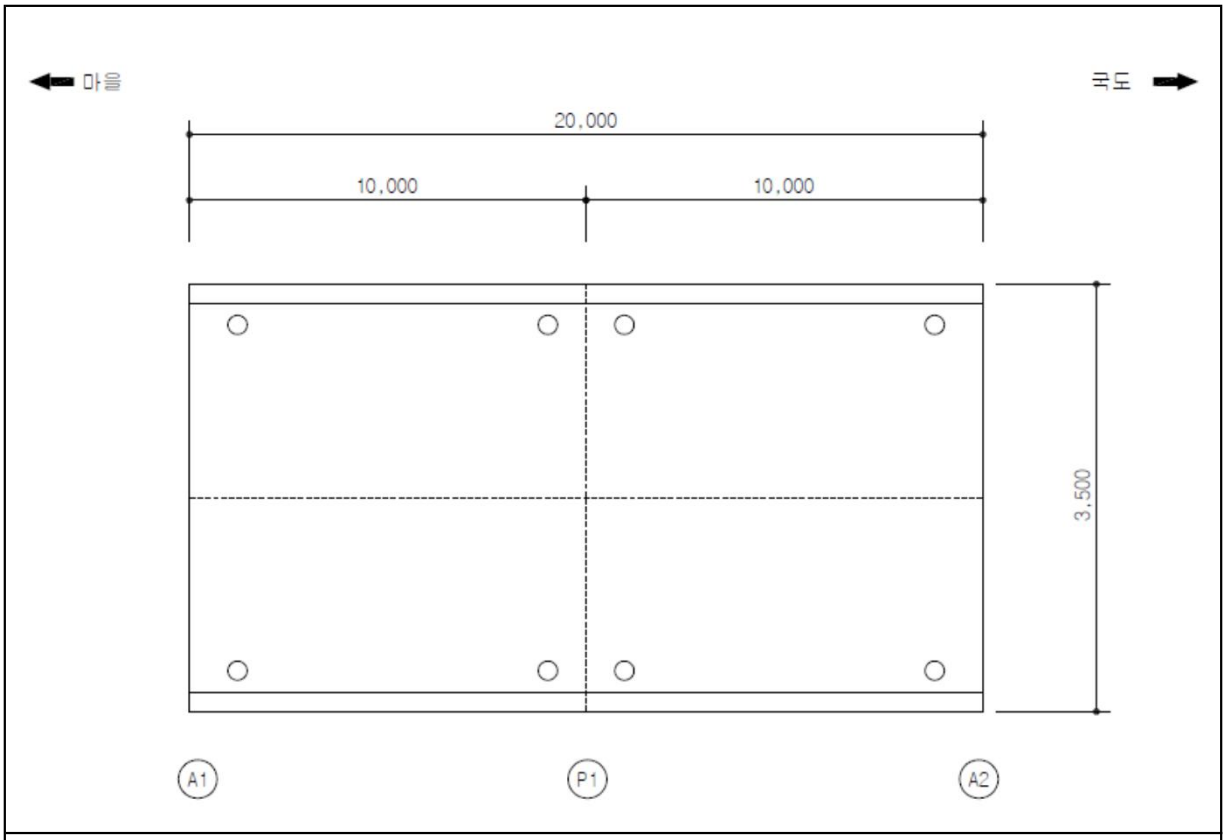
콘크리트 Ec : 25,811 MPa

3) 하부구조

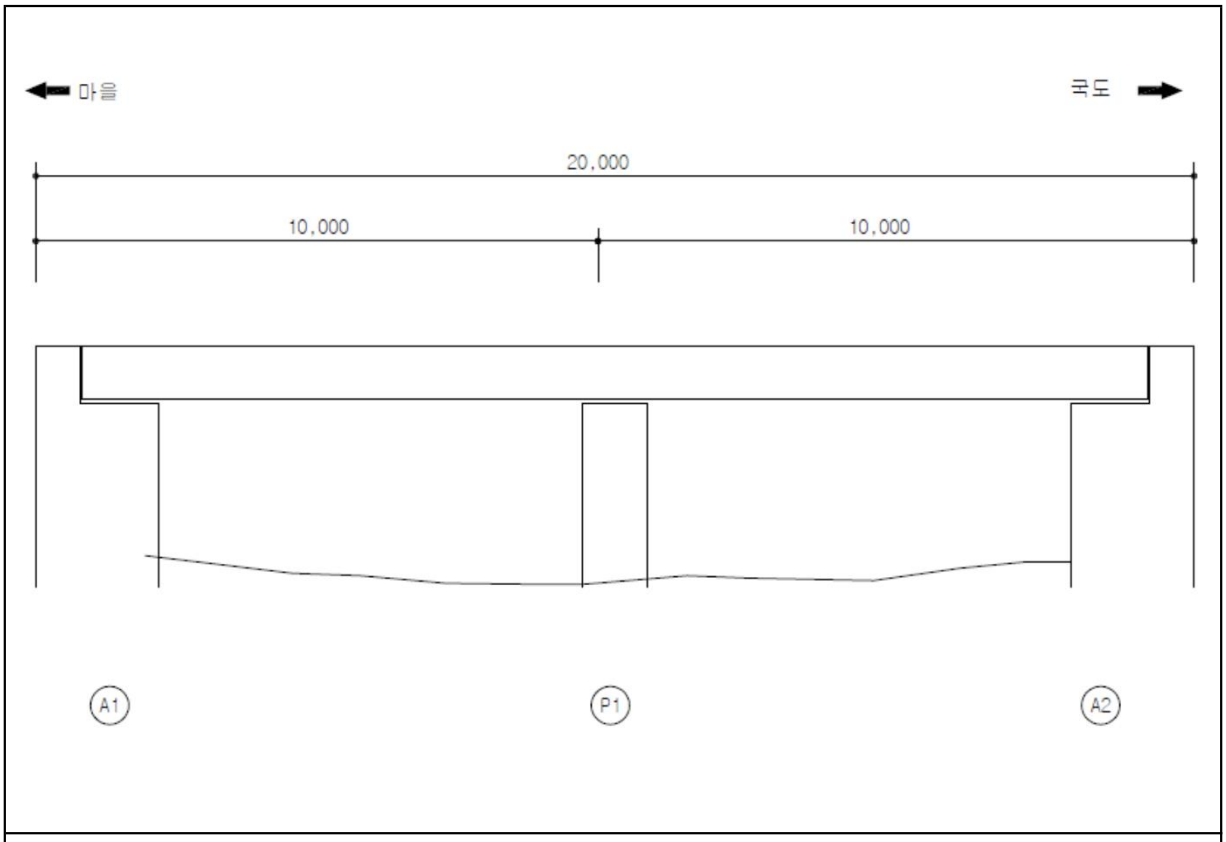
콘크리트 : fck = 21.0 MPa , Ec = 24,854.2 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000.0 MPa

1.1.3 대상교량 종·평면도

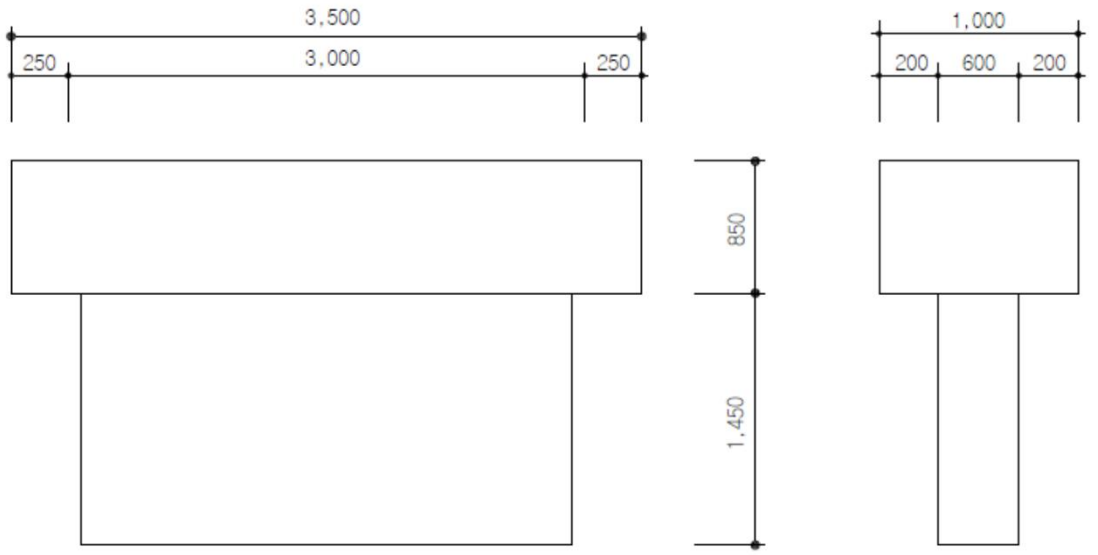


예지교 평면도



예지교 종단면도

1.1.5 교각 1(고정단) 일반도



예지교 교각 1 일반도

1.3 내진설계상수

1) 내 진 등 급 : 내진 Ⅰ 등급 교량

2) 지진구역계수 : 0.110 - 지진구역Ⅰ, 경기도 용인시

3) 위험도 계수 (I) : 1.400

4) 가속도 계수 (A) : 0.154

5) 지 반 계 수 (S) : 1.200 (지반종류 : Ⅱ)

6) 고유치해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

8) 받 침 형 식 : 교 대 부 - 탄성받침 (1000 kN)

교 각 부 - 탄성받침 (1000 kN)

1.4 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	-
	콘크리트 모델	MANDER 모델	-
	철근 모델	PARK 모델	-
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS	-
탄성지진력 산정	모델	3차원 프레임해석 모델	-
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성 스프링 모델	-
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	-
	질량산정	상부 고정하중은 분포질량으로, 하부 고정하중은 단위질량으로 입력	-
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS	-

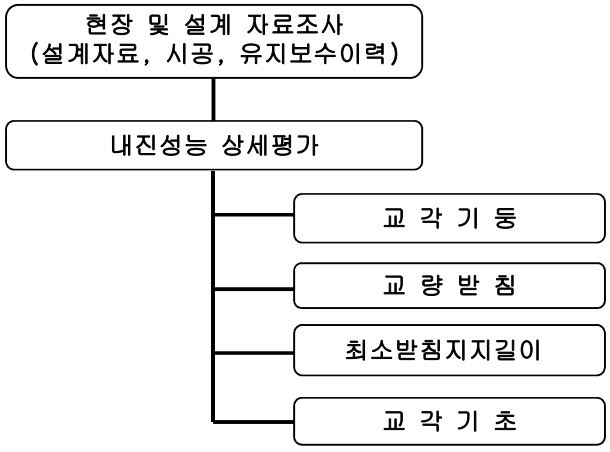
1.5 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능 상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능 상세 평가기준은 상부 구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 '기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



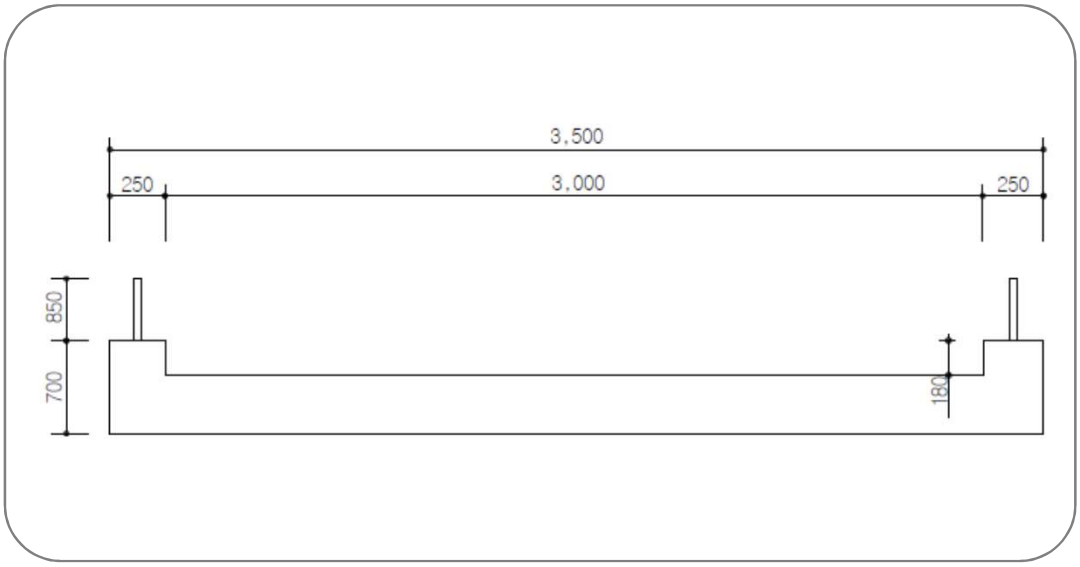
2. A1 ~ A2 구간 탄성지진력

2.1 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

- 해석대상 교량은 RCS (슬래브교)교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침은 실제 거동특성과 일치되도록 NL Link를 사용하여 모델링하였다.
- 교각기둥의 강성은 축하중 산정시 전체강성을 적용 후 지진해석시 항복 유효강성을 적용하였다.

2.1.1 상부구조 특성

가. 상부구조 단면특성



구 분	A (m^2)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	비 고
슬래브	1.9100	0.1554	0.0518	2.0960	

나. 2차 고정하중

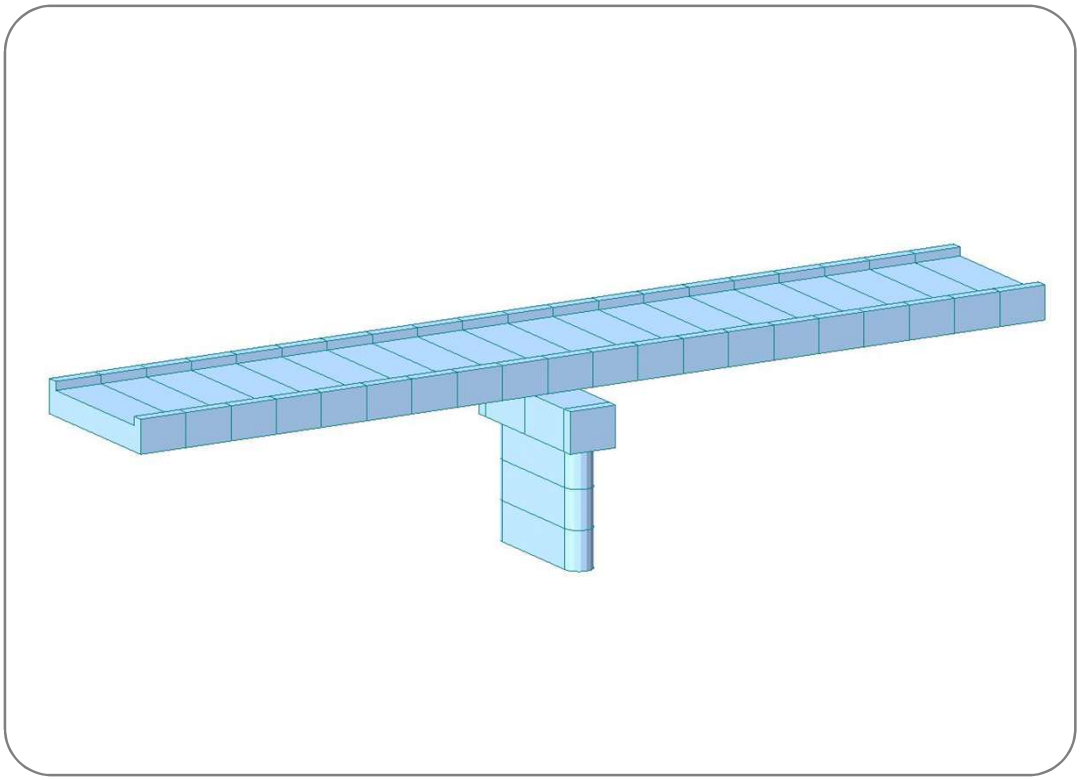
1) 포 장 : 2.4000 m^2 x 23.0 kN/m^3 = 55.2000 kN/m

2) 난 간 : 1.0 kN/m x 2.0 ea = 2.0000 kN/m

2.1.2 교각 단면 특성

구 분	A (m^2)	H (m)	콘크리트 fck	철근 fy	주철근 직경	비 고
교각 P1	1.723	3.300	21 MPa	300 MPa	D 19	하단기준

2.1.3 구조해석 모델



2.1.4 자중해석에 의한 축력 산정

1) 교량 받침부 반력(교각 상부 축력)

(단위 : kN)

받침번호	A1	P1(고정단)	A2				합 계
1	8.4	18.0	8.4				
2	337.9	1,215.2	337.9				
3	8.4	18.0	8.4				
4	0.0	0.0	0.0				
5	0.0	0.0	0.0				
6	0.0	0.0	0.0				
소 계	355	1,251	355	0	0	0	1,961

2) 교량 하부 축하중

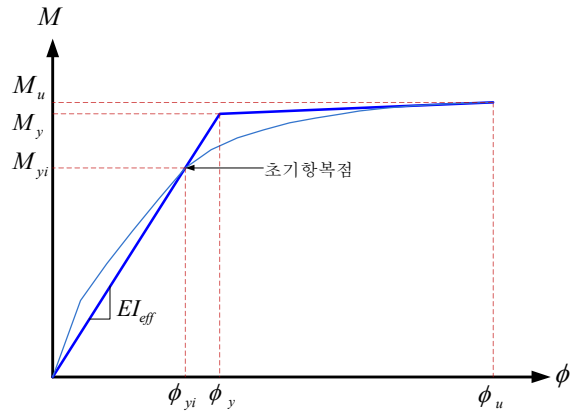
(단위 : kN)

구 분	P1 (고정단)					비 고
교각하부	1,355.5					P1 선정

2.2 교각 P1 모멘트-곡률 해석

2.2.1 개요

- 교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성을 산정하기 위하여 단면해석프로그램인 "MIDAS civil"을 통해 앞에서 구한 축력의 효과를 고려하여 아래 그림과 같은 모멘트-곡률 관계곡선을 산정한다.



< 모멘트 - 곡률 관계 곡선 >

여기서 ..

M_{yi} : 초기항복시의 초기항복휨강도

M_y : 항복시의 항복휨강도

M_u : 극한시의 휨강도

$Ø_{yi}$: 초기항복시 곡률

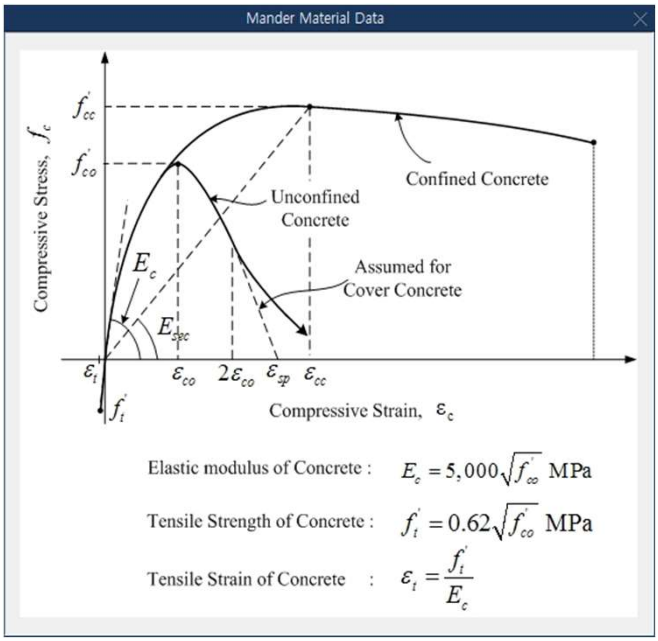
$Ø_y$: 항복시 곡률

$Ø_u$: 극한시 곡률

- 대상부재의 모멘트-곡률 관계곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선을 산정하고 초기항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형율이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다.
  단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

2.2.2 콘크리트 모델 : Mander Concrete Model

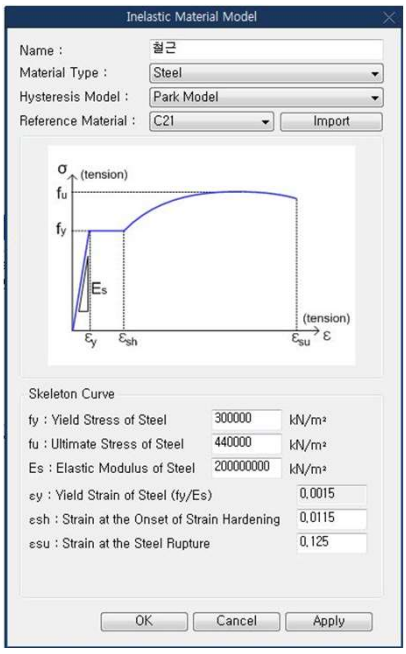
설계강도 f_{ck} (MPa)	최대압축강도 $f'_{co} = f'_{cc}$ (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_{cy} = 0.7\varepsilon_{cc}$		최대변형률 $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}$		극한변형률 ε_{cu}		탄성계수 E_c (MPa)
		교축	교직	교축	교직	교축	교직	
21	21	0.0005	0.0014	0.0007	0.0020	0.0007	0.0020	24,854



Concrete Model

2.2.3 철근모델 : Parabolic Strain Hardening Steel Model

항복강도 f_y (MPa)	극한강도 f_{su} (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_y = f_y / E_s$	경화시변형률 ε_{sh}	극한변형률 ε_{su}	탄성계수 E_s (MPa)	비 고
300	440	0.0015	0.0115	0.1250	200,000	

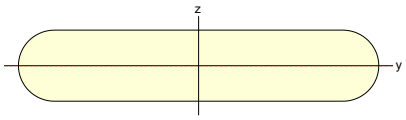


Steel Model

2.2.4 모멘트-곡률 해석 결과

1) 교축방향 해석

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^{L} = 998.4	Φ_{yi}^{L} = 0.003687	
항 복 시	M_{y}^{L} = 1,162.3	Φ_{y}^{L} = 0.004293	
극 한 시	M_{u}^{L} = 1,261.2	Φ_{u}^{L} = 0.045045	



Axial Force (kN) : 1355.5

Neutral Axis Angle : 0

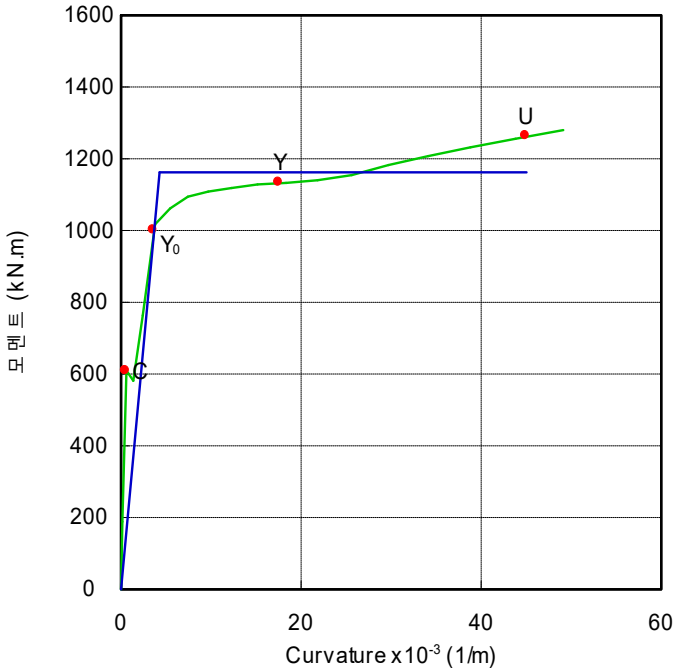
Concrete Height (m) : 0.6

Concrete Width (m) : 3.0

Concrete Area (m^2) : 1.72274

Rebar Area (m^2) : 0.009741

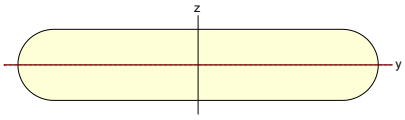
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축방향 해석) >

2) 교축직각방향 해석

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^T = 4,050.0	Φ_{yi}^T = 0.000692	
항 복 시	M_y^T = 5,479.9	Φ_y^T = 0.000936	
극 한 시	M_u^T = 5,833.3	Φ_u^T = 0.006967	



Axial Force (kN) : 1355.5

Neutral Axis Angle : 90

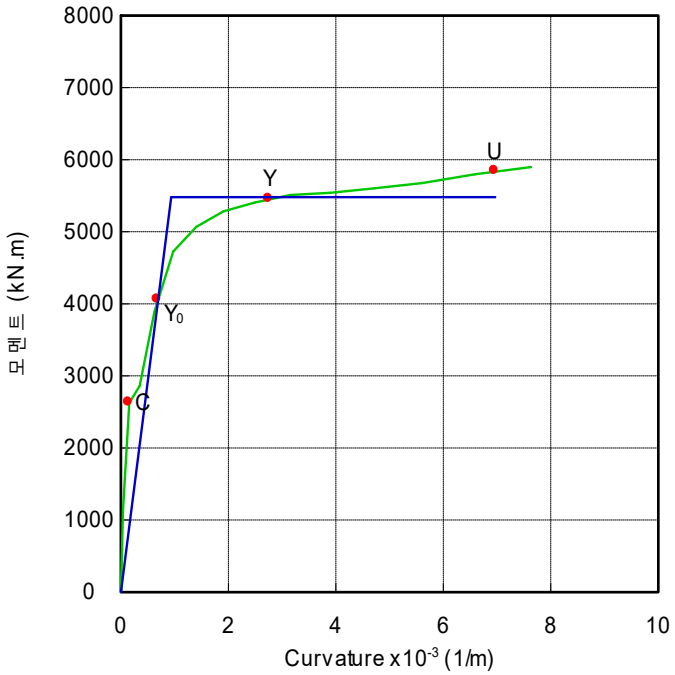
Concrete Height (m) : 0.6

Concrete Width (m) : 3.0

Concrete Area (m^2) : 1.72274

Rebar Area (m^2) : 0.009741

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축직각방향 해석) >

2.2.5 교각 기둥의 유효단면2차모멘트 산정

○ 모멘트-곡률 관계곡선의 기울기로 구한 항복유효강성값을 콘크리트 탄성계수로 나누어 구함

○ 기둥의 유효강성적용은 탄성지지력 산정시 "붕괴방지수준"에 적용

1) 교축방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{L} = \frac{M_y^{L}}{\Phi_y^{L}} = \frac{1,162.3}{0.004293 \times 1000} = 270.8 \ m^4$$

2) 교축직각방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{T} = \frac{M_y^{T}}{\Phi_y^{T}} = \frac{5,479.9}{0.000936 \times 1000} = 5,854.0 \ m^4$$

3) 유효단면2차모멘트

-. 교 축 방 향 : $I_{eff}^{L} = E_c I_{eff}^{L} / E_c =$ 0.010894 m^4 (0.21981 I_g)

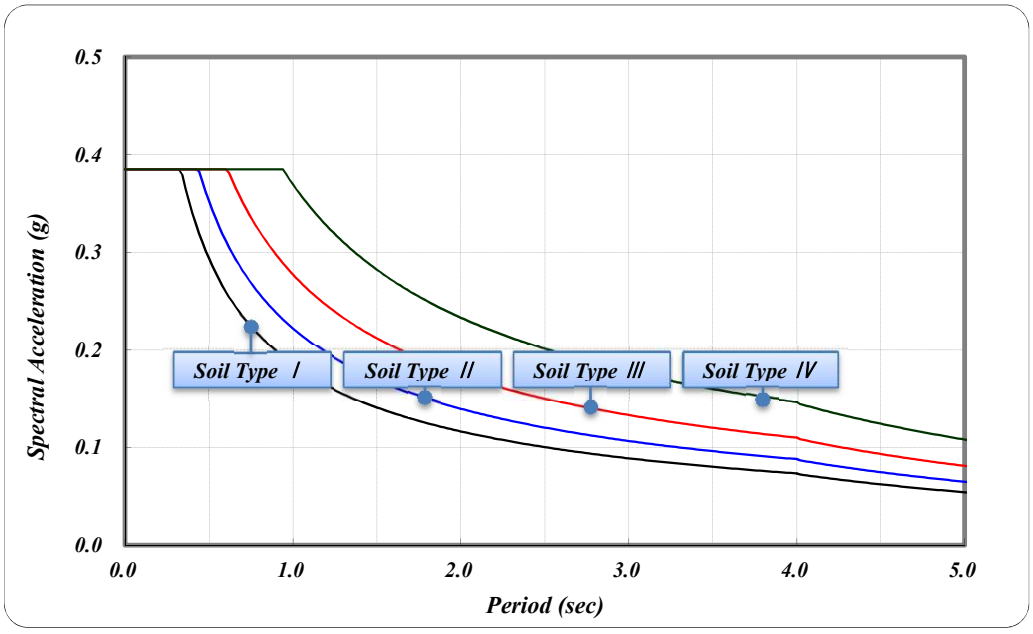
-. 교축직각방향 : $I_{eff}^{T} = E_c I_{eff}^{T} / E_c =$ 0.235535 m^4 (0.19774 I_g)

2.3 지진해석에 의한 탄성지지력 산정

○ 교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

2.3.1 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- 가속도 계수 A = 0.154 g
- 지 반 계 수 S = 1.200 (지반종류 Ⅱ)

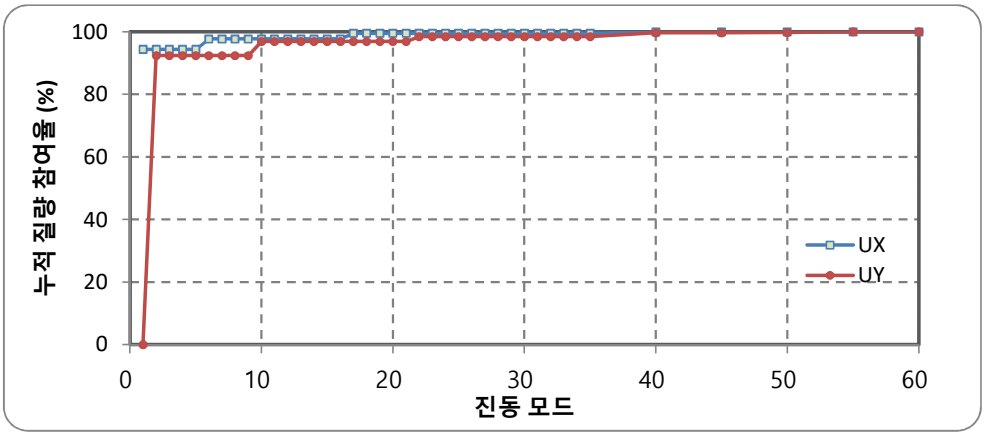


2.3.2 지진해석 결과

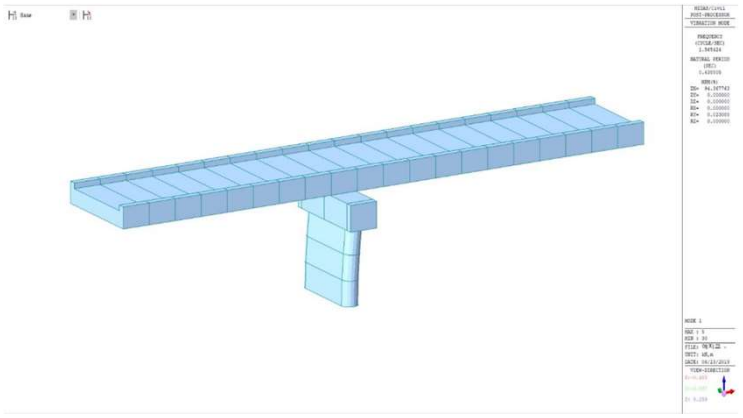
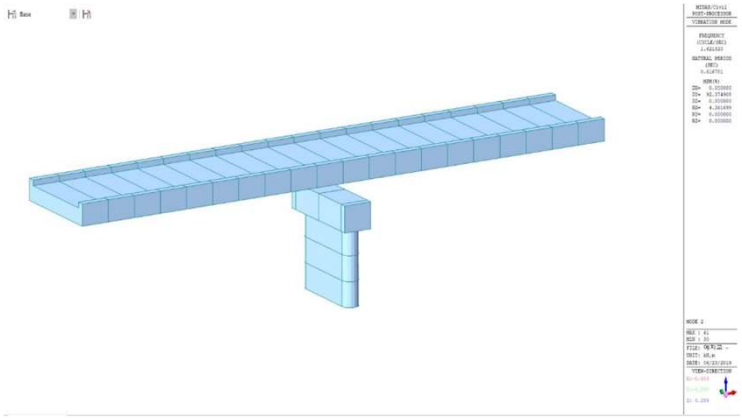
1) 고유치 해석결과 (Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비 고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	0.639	94.370	0.000	0.000	94.370	0.000	0.000	교축모드
2	0.617	0.000	92.370	0.000	94.370	92.370	0.000	교직모드
3	0.430	0.000	0.000	0.000	94.370	92.370	0.000	
4	0.182	0.000	0.000	0.000	94.370	92.370	0.000	
5	0.124	0.000	0.000	74.260	94.370	92.370	74.260	
6	0.114	3.360	0.000	0.000	97.730	92.370	74.260	
7	0.052	0.000	0.000	0.000	97.730	92.380	74.260	
8	0.047	0.000	0.000	0.000	97.730	92.380	74.260	
9	0.046	0.000	0.000	3.090	97.730	92.380	77.350	
10	0.030	0.000	4.510	0.000	97.730	96.890	77.350	
11	0.026	0.000	0.000	12.490	97.730	96.890	89.840	
12	0.024	0.000	0.000	0.000	97.730	96.890	89.840	
13	0.022	0.000	0.000	0.000	97.730	96.890	89.840	
14	0.021	0.000	0.000	0.000	97.730	96.890	89.840	
15	0.019	0.000	0.000	0.000	97.730	96.890	89.840	
16	0.016	0.000	0.000	0.500	97.730	96.890	90.340	
17	0.015	1.770	0.000	0.000	99.500	96.890	90.340	
18	0.014	0.000	0.000	0.000	99.500	96.890	90.340	
19	0.013	0.000	0.000	0.000	99.500	96.890	90.340	
20	0.011	0.000	0.000	3.400	99.500	96.890	93.740	
21	0.010	0.000	0.000	0.000	99.500	96.890	93.740	
22	0.010	0.000	1.570	0.000	99.500	98.450	93.740	
23	0.009	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	93.740	
24	0.009	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	93.740	
25	0.009	0.000	0.000	0.070	99.500	98.450	93.800	
26	0.008	0.000	0.000	0.980	99.500	98.450	94.780	
27	0.007	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	94.780	
28	0.007	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	94.780	
29	0.007	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	94.780	
30	0.006	0.000	0.000	0.160	99.500	98.450	94.940	
31	0.006	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	94.940	
32	0.006	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	94.940	
33	0.005	0.000	0.000	0.010	99.500	98.450	94.950	
34	0.005	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	94.950	
35	0.005	0.000	0.000	0.000	99.500	98.450	94.950	
40	0.004	0.000	1.190	0.000	99.980	99.640	98.620	
45	0.003	0.000	0.000	0.000	99.980	99.640	98.720	
50	0.003	0.000	0.000	0.000	99.980	99.740	99.500	
55	0.001	0.000	0.000	0.430	100.000	100.000	99.930	
60	0.001	0.000	0.000	0.000	100.000	100.000	100.000	

* 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90% 이상이 되도록 모드수를 결정하였다.



2) 주요 모드 형상 (Mode Shape)

교축방향 (T = 0.6388 sec)	
교축직각방향 (T = 0.6168 sec)	

3) 복합모드 해석결과 (D+E)

• 교축방향(X방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	30.554	206.250	-	-	-	-	교각상단 받침
P1	24.346	168.072	550.236	-	-	-	교각하단 기둥
A2	30.554	206.250	-	-	-	-	교각상단 받침

• 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	0.148	0.660	-	28.524	192.540	-	교각상단 받침
P1	-	-	-	28.653	197.732	657.811	교각하단 기둥
A2	0.148	0.660	-	28.524	192.540	-	교각상단 받침

• 탄성받침 1개당 최대발생력(kN)

구분	교축방향 지진하중 재하시		교축직각방향 지진하중 재하시		비 고
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	
A1	68.750	-	0.330	64.180	
P1	52.760	-	-	64.480	
A2	68.750	-	0.330	64.180	

• 탄성받침 1개당 최대발생변위(mm)

구분	교축방향 지진하중 재하시		교축직각방향 지진하중 재하시		비 고
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	
A1	30.554	-	0.148	28.524	
P1	24.346	-	-	28.653	
A2	30.554	-	0.148	28.524	

4) 교각 P1 복합모드 해석결과

부 재 력	교축방향 작용력		교축직각방향 작용력	
	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
기둥상단축력(kN)	1,286.552		1,286.552	
기둥하단축력(kN)	1,355.540		1,355.540	
상 단 변 위 (mm)	24.346	0.000	0.000	28.653
상단 전단력 (kN)	165.823	0.000	0.000	196.323
하단 전단력 (kN)	168.072	0.000	0.000	197.732
상단모멘트(kN · m)	277.055	0.000	0.000	336.016
하단모멘트(kN · m)	550.236	0.000	0.000	657.811

여기서, $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

5) 교각 P1 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부 재 력	하중 경우 1 (Comb 1)		하중 경우 2 (Comb 2)	
	$[F_E^L]_{com\ 1}$	$[F_E^T]_{com\ 1}$	$[F_E^L]_{com\ 2}$	$[F_E^T]_{com\ 2}$
기둥상단축력(kN)	1,286.552		1,286.552	
기둥하단축력(kN)	1,355.540		1,355.540	
상 단 변 위 (mm)	24.346	8.596	7.304	28.653
상단 전단력 (kN)	165.823	58.897	49.747	196.323
하단 전단력 (kN)	168.072	59.320	50.422	197.732
상단모멘트(kN · m)	277.055	100.805	83.117	336.016
하단모멘트(kN · m)	550.236	197.343	165.071	657.811

여기서, $[F_E]_{com\ 1} = 1.0\times[F_E]_L + 0.3\times[F_E]_T$, $[F_E]_{com\ 2} = 0.3\times[F_E]_L + 1.0\times[F_E]_T$

6) 교각 P1 조합지진력

부 재 력	교축방향지진력 $[F_E^L]_{comb}$	교축직각방향지진력 $[F_E^T]_{comb}$	기 호
기둥상단축력(kN)	1,286.552	1,286.552	P
기둥하단축력(kN)	1,355.540	1,355.540	P_{bot}
상 단 변 위 (mm)	24.346	28.653	$[\Delta_E]_{comb}$
상단 전단력 (kN)	165.823	196.323	$[V_E]_{comb,Top}$
하단 전단력 (kN)	168.072	197.732	$[V_E]_{comb,Bot}$
상단모멘트(kN · m)	277.055	336.016	$[M_E]_{comb,Top}$
하단모멘트(kN · m)	550.236	657.811	$[M_E]_{comb,Bot}$

여기서, $[F_E^L]_{comb} = MAX\{[F_E^L]_{com\,1}, [F_E^L]_{com\,2}\}$, $[F_E^T]_{comb} = MAX\{[F_E^T]_{com\,1}, [F_E^T]_{com\,2}\}$

3. 구성요소의 내진성능 평가

3.1 교각의 내진성능 평가

3.1.1 교각 P1 형식 특성값

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
교각 기둥의 거동형태	켄틸레버식	켄틸레버식	
콘크리트 극한변형률 ε_{co}	0.0007	0.0020	
교 각 높 이 H (m)	3.300	3.300	교직-실제높이
교각유효높이 He (m)	3.300	3.560	교직-상부구조도심
진 동 주 기 (sec)	0.6388	0.6168	해석결과

3.1.2 교각 P1 의 휨성능 곡선

3.1.2.1 휨단면강도 산정

○ 단면강도는 외부에서 작용하는 수평하중에 대하여 부재가 지지할 수 있는 최대능력(강도)을 의미한다

○ 하중작용점의 높이 : 교 축 방 향 - 교각의 상단(즉, 교각의 높이)

교축직각방향 - 상부구조 질량중심까지의 높이

1) 교축방향

- $F^L_y = M^L_y / H_e^L$ = 1,162.28 / 3.300 = 352.206 kN
- $F^L_f = M^L_n / H_e^L$ = 1,261.18 / 3.300 = 382.176 kN

2) 교축직각방향

- $F^T_y = M^T_y / H_e^T$ = 5,479.85 / 3.560 = 1,539.284 kN
- $F^T_f = M^T_n / H_e^T$ = 5,833.30 / 3.560 = 1,638.567 kN

여기서, F^L_y, F^T_y : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

F^L_f, F^T_f : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

M^L_y, M^T_y : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN-m)

M^L_n, M^T_n : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN-m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

- 교축방향 - 교각의 상단높이 적용(즉 교각높이로 적용)
- 교축직각방향 - 질량중심을 고려한 값 적용.

3.1.2.2 교각의 휨성능 곡선

○ 교각의 항복 및 극한시 변위는 비선형해석 또는 단면해석을 통하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 단, Caltrans에서는 하중단계에 따른 곡률분포를 등가소성힌지길이의 중심으로 한 2개의 직선으로 이상화하여 간략하게 평가할 수 있도록 하였다.

○ 소성변형과 관련 변수들의 기하학적인 특성을 이용하면 다음과 같은 관계를 구할 수 있다.

1) 교축방향

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^L = \dfrac{\varnothing_y^L \, H_e^2}{3} = \dfrac{0.004293 \times 3.300^2}{3} = 0.015582$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^L = 0.08 \, H_e + 0.022 \, f_y \, d_{bl} = 0.08 \times 3.300 + 0.022 \times 300 \times 0.0191 = 0.390$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0191 = 0.252$ m
- $\theta_p^L = (\varnothing_U - \varnothing_y) \, L_p^L = (0.045045 - 0.004293) \times 0.390 = 0.015896$
- $\Delta_p^L = (M_u^L / M_y^L - 1) \cdot \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2)$

  $= \left(\dfrac{1,261}{1,162} - 1 \right) \times 0.015582 + 0.015896 \times \left(3.300 - \dfrac{0.390}{2} \right)$

  $= 0.05068$ m

여기서, L_p : 등가소성힌지길이(m), θ_p : 소성회전각, f_y : 축방향철근 항복강도(MPa), d_{bl} : 교각 기둥의 축방향철근 직경(mm)

③ 극한변위(Δ_u)

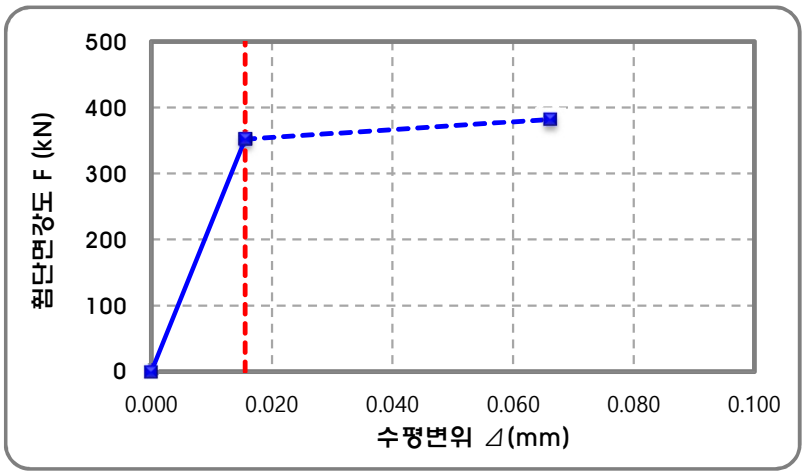
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.015582 + 0.050682 = 0.066264$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c}^L = \dfrac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \dfrac{0.066264}{0.015582} = 4.253 > 1.000$ 제한

  $= 1.000$

⑤ 휨성능 곡선



2) 교축직각방향

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^T = \dfrac{\varnothing_y^T H_e^2}{3} = \dfrac{0.000936 \times 3.560^2}{3} = 0.003955$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 3.560 + 0.022 \times 300 \times 0.0191 = 0.411$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0191 = 0.252$ m
- $\theta_p^T = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^T = (0.006967 - 0.000936) \times 0.411 = 0.002478$
- $\Delta_p^T = (M^T_u / M^T_y - 1) \cdot \Delta^T_y + \theta_p^T (H^T_e - L^T_p / 2)$

  $= \left(\dfrac{5,833}{5,480} - 1 \right) \times 0.003955 + 0.002478 \times \left(3.560 - \dfrac{0.411}{2} \right)$

  $= 0.00857$ m

③ 극한변위(Δ_u)

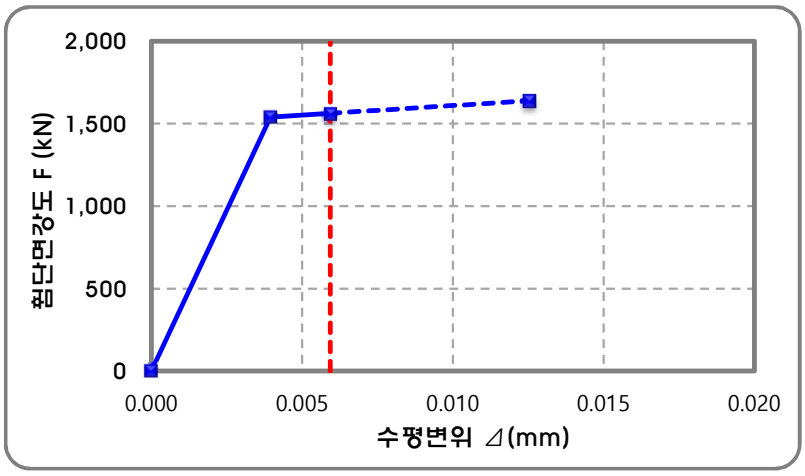
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.003955 + 0.008568 = 0.012522$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu^T_{\Delta c} = \dfrac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \dfrac{0.012522}{0.003955} = 3.167 > 1.500$ 제한

  $= 1.500$

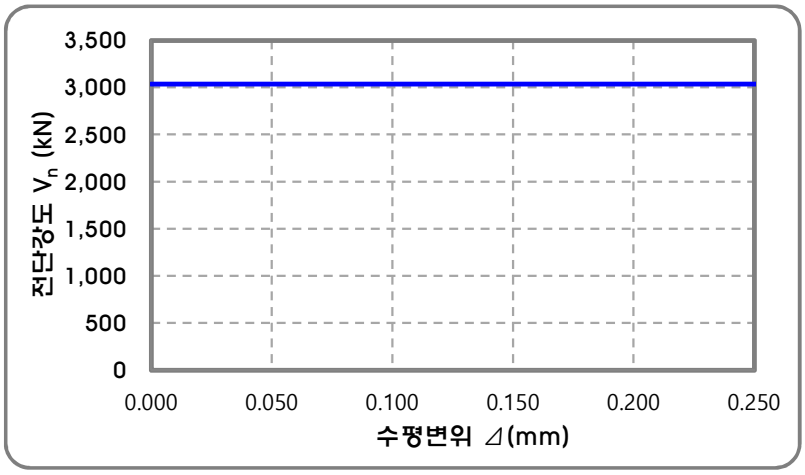
⑤ 휨성능 곡선



3.1.3 교각 P1 의 전단성능 곡선

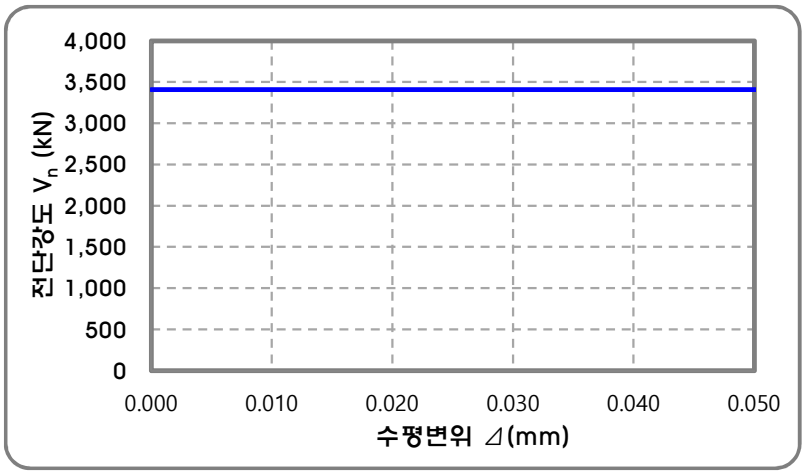
1) 교축방향

- $V_{n1} = 0.66 \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 0.660 \times \sqrt{(\ 21\ )} \times 3000 \times 520 = 4{,}718.2$ kN
- $V_{n2} = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) \cdot b \cdot d$
  $= (\ 0.165 \times \sqrt{(\ 21\ )} + 0.004 \times 300\ ) \times 3000 \times 520 = 3{,}035.5$ kN
- $V_n = MIN(\ V_{n1}\ ,\ V_{n2}\ ) = 3{,}035.5$ kN



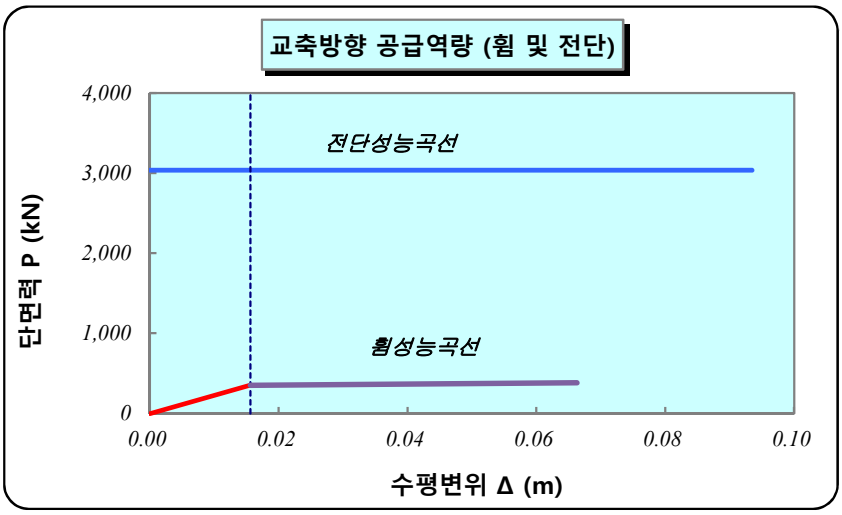
2) 교축직각방향

- $V_{n1} = 0.66 \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 0.660 \times \sqrt{(\ 21\ )} \times 600 \times 2920 = 5{,}298.9$ kN
- $V_{n2} = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) \cdot b \cdot d$
  $= (\ 0.165 \times \sqrt{(\ 21\ )} + 0.004 \times 300\ ) \times 600 \times 2920 = 3{,}409.1$ kN
- $V_n = MIN(\ V_{n1}\ ,\ V_{n2}\ ) = 3{,}409.1$ kN

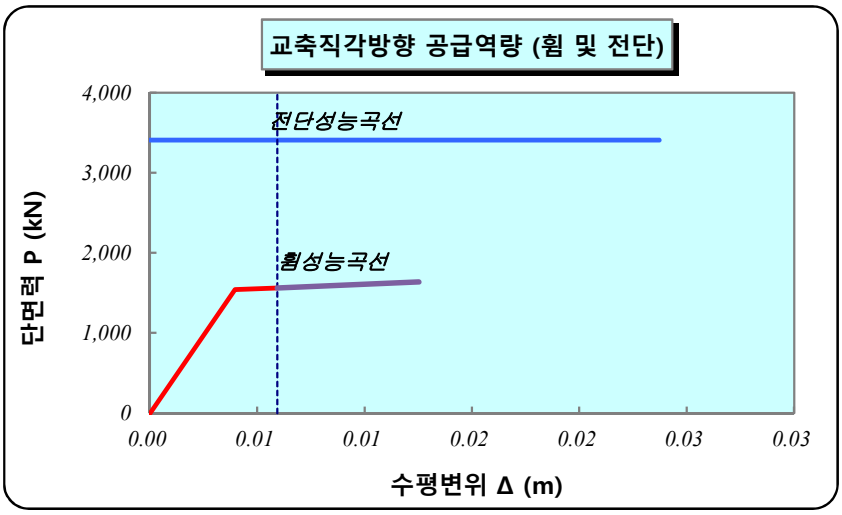


3.1.4 교각 P1 의 파괴모드 결정

1) 교 축 방 향 : **휨 파괴모드**



2) 교축직각방향 : **휨 파괴모드**



3) 교각의 파괴모드

⇒ 교각 P1의 교축 및 교축직각방향은 휨파괴에 이를 때까지 전단파괴가 발생하지 않으므로 해당교각은 '휨파괴 모드'에 의해 지배된다.

3.1.5 교각 P1 의 내진성능 평가

○ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구 분	지 반 종 류				비 고
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	
Ts	0.3300	0.4400	0.6100	0.9400	도로교설계기준 1980
1.25 Ts	0.4125	0.5500	0.7625	1.1750	

1) 교축방향 : 휨 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P{\cdot}\Delta_E$ = 550.2 + 1,286.6 × 0.0243 = 581.6 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 581.6 kN · m
- M_y = 1,162.3 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 ∴ **탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_s}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 0.6388 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가 (변위연성도)

- 공 급 역 량 : $\mu^L_{\Delta C}$ = 1.000
- 소 요 역 량 : $\mu^L_{\Delta d}$ = 1.000
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^L_{\Delta C}}{\mu^L_{\Delta d}} = \frac{1.000}{1.000}$ = 1.000 ≥ 1.0 ∴ 0.K

2) 교축직각방향 : 휨 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P{\cdot}\Delta_E$ = 657.8 + 1,286.6 × 0.0287 = 694.7 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 694.7 kN · m
- M_y = 5,479.9 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 ∴ **탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_s}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 0.6168 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가 (변위연성도)

- 공 급 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta C} = 1.500$
- 소 요 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta d} = 1.000$
- 내진성능평가 : $\dfrac{\mu^{L}_{\Delta C}}{\mu^{L}_{\Delta d}} = \dfrac{1.500}{1.000} = 1.500 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2 교량 받침의 내진성능 평가

3.2.1 교각 P1 받침평가 (최대 지진력 발생 교각부)

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.1.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 135.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 135.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 135.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 135.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MIN [F^L_n, $[V^L_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) / 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [352.2 , 165.8] × 1 / 3 = 55.3 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MIN [F^T_n, $[V^T_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [1,562.2 , 196.3] × 1 / 3 = 65.4 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{135.0}{55.3} = 2.442 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{135.0}{65.4} = 2.063 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 60.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 60.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
전단변위 (mm)	24.35	8.60	7.30	28.65

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [24.35 , 7.30] = 24.35 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [8.60 , 28.65] = 28.65 mm

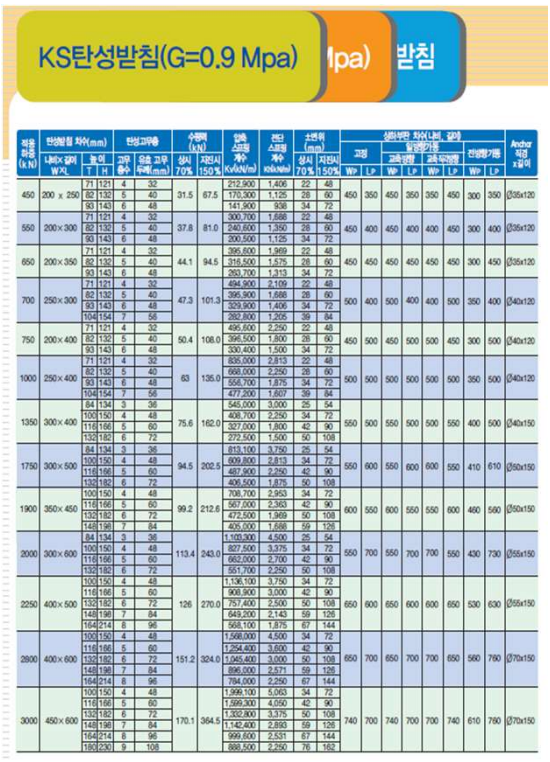
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{60.00}{24.35} = 2.464 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{60.00}{28.65} = 2.094 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (카달로그 참조)

① 본체 규격



적용하중 (kN)	탄성받침 치수(mm) 내부×길이 W×L	높이 T	고무층수 n	탄성고무층 유효 고무두께(mm)	수평력 (kN) 상시 70%	지진시 150%	앵커 스프링 계수 KN/m	전단 스프링 계수 KN/m	변위 (mm) 상시 70%	지진시 150%	상하부판 치수(너비×길이) 고정 Wp	Lp	일방향가동 교축방향 Wp	Lp	교축직각방향 Wp	Lp	전방향가동 Wp	Lp	Anchor 위치 x길이
450	200 x 250	71	4	32	31.5	67.5	312,900	1,406	22	48	450	350	450	350	450	300	350		
		82	5	40			170,300	1,125	28	60									Ø35x120
		93	6	48			141,900	938	34	72									
550	200×300	71	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	450	300	400		
		82	5	40			240,600	1,350	28	60									Ø35x120
		93	6	48			200,500	1,125	34	72									
650	200×350	71	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	300	450		
		82	5	40			316,500	1,575	28	60									Ø35x120
		93	6	48			263,700	1,313	34	72									
700	250×300	71	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	500	350	400		
		82	5	40			395,900	1,688	28	60									Ø40x120
		93	6	48			329,900	1,406	34	72									
		104	7	56			282,800	1,205	39	84									
750	200×400	71	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	
		82	5	40			396,500	1,800	28	60									Ø40x120
		93	6	48			330,400	1,500	34	72									
1000	250×400	71	4	32	63	135.0	835,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	350	500		
		82	5	40			668,000	2,250	28	60									Ø40x120
		93	6	48			556,700	1,875	34	72									
		104	7	56			477,200	1,607	39	84									
1350	300×400	84	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	550	400	500		
		100	4	48			408,700	2,250	34	72									Ø40x150
		116	5	60			327,000	1,800	42	90									
		132	6	72			272,500	1,500	50	108									
1750	300×500	84	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	
		100	4	48			609,800	2,813	34	72									Ø50x150
		116	5	60			487,900	2,250	42	90									
		132	6	72			406,500	1,875	50	108									
1900	350×450	100	4	48	99.2	212.8	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	
		116	5	60			567,000	2,363	42	90									Ø50x150
		132	6	72			472,500	1,969	50	108									
		148	7	84			405,000	1,688	59	126									
2000	300×600	84	3	36	113.4	243.0	1,103,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	
		100	4	48			827,500	3,375	34	72									Ø55x150
		116	5	60			662,000	2,700	42	90									
		132	6	72			551,700	2,250	50	108									
2250	400×500	100	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	
		116	5	60			908,900	3,000	42	90									Ø55x150
		132	6	72			757,400	2,500	50	108									
		148	7	84			649,200	2,143	59	126									
		164	8	96			568,100	1,875	67	144									
2800	400×600	100	4	48	151.2	324.0	1,568,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	
		116	5	60			1,254,400	3,600	42	90									Ø70x150
		132	6	72			1,045,400	3,000	50	108									
		148	7	84			896,000	2,571	59	126									
		164	8	96			784,000	2,250	67	144									
3000	450×600	100	4	48	170.1	364.5	1,999,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	
		116	5	60			1,599,300	4,050	42	90									Ø70x150
		132	6	72			1,332,800	3,375	50	108									
		148	7	84			1,142,400	2,893	59	126									
		164	8	96			999,600	2,531	67	144									
		180	9	108			888,500	2,250	76	162									

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \dfrac{F^{L}_{B,D}}{n^{L}_{B}} = \dfrac{55.3}{1} = 55.3$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \dfrac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{65.4}{1} = 65.4$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\dfrac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \dfrac{434.3}{55.3} = 7.857 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\dfrac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \dfrac{434.3}{65.4} = 6.636 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)

○ $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b$

여기서, A_{Vc} : 단일앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vc} = [\ 1.5 \cdot C_{a1} + \sum S_i + 1.5 \cdot C_{a1}\ ] \times 1.5 C_{a1}$ ($C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$, $h_a \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우)

A_{Vco} : 연단거리 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vco} = 4.5 \cdot C^2_{a1}$

$\varphi_{ed,V}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 1.0$

$C_{a2} < 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\ (\ C_{a2} / 1.5 C_{a1}\ )$

$\varphi_{c,V}$: 콘크리트 균열 및 보조철근 유무에 따른 전단강도 수정계수

비균열 콘크리트 또는 보조철근과 100mm이하 간격의 스터럽 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.4$

균열콘크리트 : 보조철근 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.2$, 보조철근 미사용시 $\varphi_{c,V} = 1.0$

V_b : 균열 콘크리트에서 전단을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트파괴강도, N

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

$V_b = 0.7\ (\ l_e / d_o\ )^{0.2}\ \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ ($d_0 \geq 10$㎜, 헤드스터드, 헤드볼트, 갈고리볼트)

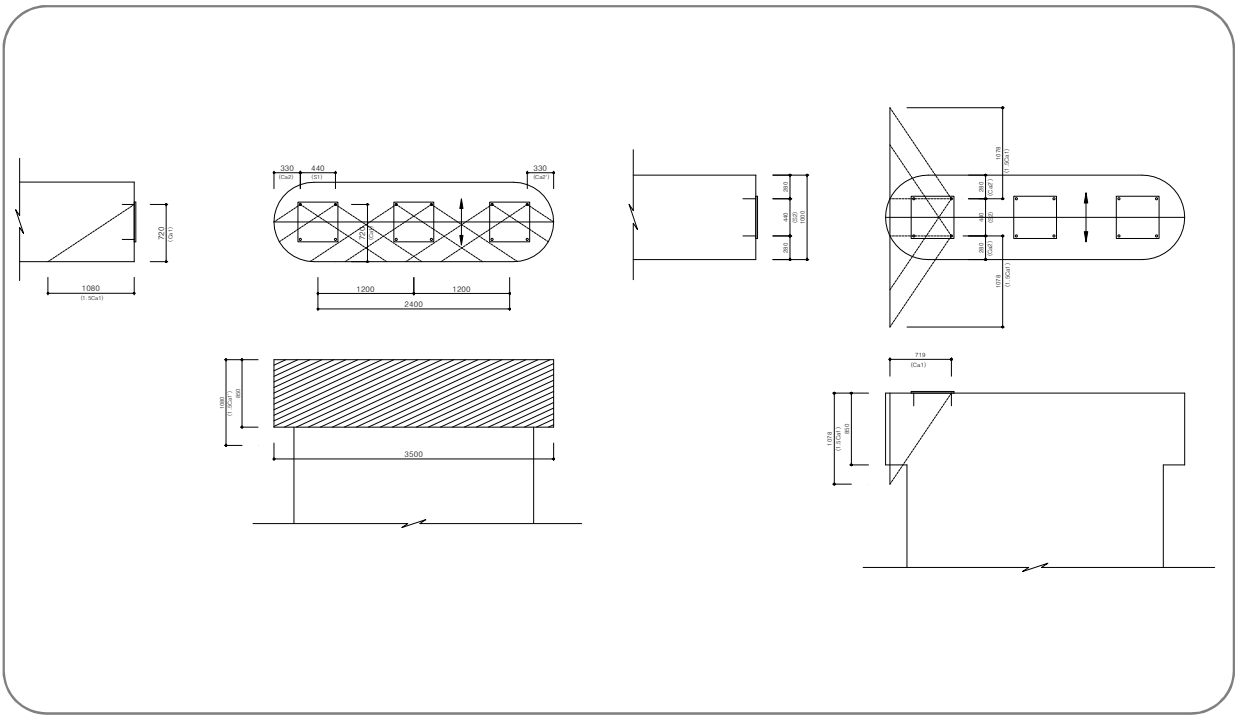
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

C_{a2} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

S_1 : 하중 작용 직각방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

S_2 : 하중 작용 방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

h_a : 앵커가 정착되는 기초(코핑)콘크리트 두께, ㎜



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (330 + 2,840 + 330) × 850 = 2,975,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 720 mm , C_{a1}' = 720 mm

  C_{a21} = 330 mm , C_{a22} = 330 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 2,840 mm , S_{max} = 760 mm , h_a = 850 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 720 ^{2} = 2,332,800 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 2,332,800 = 4,665,600 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{2,975,000}{2,332,800} \times 0.792 \times 1.00 \times 419 = 422.5$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.792 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 419 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 320] = 120 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (280 + 440 + 280) × 850 = 850,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 719 mm , C_{a1}' = 719 mm

  C_{a21} = 280 mm , C_{a22} = 280 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 440 mm , S_{max} = 440 mm , h_a = 850 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 719 ^{2} = 2,326,325 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 2,326,325 = 4,652,649 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{850,000}{2,326,325} \times 0.778 \times 1.00 \times 418 = 118.7$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.778 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 418 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 320] = 120 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 0.5C_{a1} 과 0.3C_{a2} 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as}$ = n_{as}·$\varnothing_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 3038 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as}$ = n_{as}·$\varnothing_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 608 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , $V^L_{s,as}$) = MAX (422.5 , 0.0) = 422.5 kN

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (118.7 , 0.0) = 118.7 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AC,D} = F^{L}_{AS,D} \times n^{L}_{B} = 55.3 \times 3 = 165.8$ kN ($n^{L}_{B} = 3$)
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} = 65.4 \times 1 = 65.4$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^{L}_{cbg}}{F^{L}_{AC,D}} = \frac{422.5}{165.8} = 2.548 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \frac{118.7}{65.4} = 1.814 \geq 1.0$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)

○ $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$

여기서, k_{cp} : 콘크리트 프라이아웃 강도 계수

$h_{ef} < 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 1.0$

$h_{ef} \geq 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 2.0$

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커그룹의 콘크리트 파괴강도, N

○ $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$

여기서, A_{Nc} : 인장강도 산정을 위한 단일앵커 또는 앵커그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nc} = [2\times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_1] \times [2 \times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_2]$ ($C_{a1} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$, $C_{a2} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우)

A_{Nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도 산정을 위한 단일앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nco} = 9 \cdot h^{2}_{ef}$

$\varphi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 대한 인장강도 수정계수

$C_{a,min} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,N} = 1.0$

$C_{a,min} < 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 (C_{a,min} / 1.5 h_{ef})$

$\varphi_{c,N}$: 균열유무에 따른 인장강도 수정계수 (균열제어 철근 배근시 비균열 콘크리트로 간주)

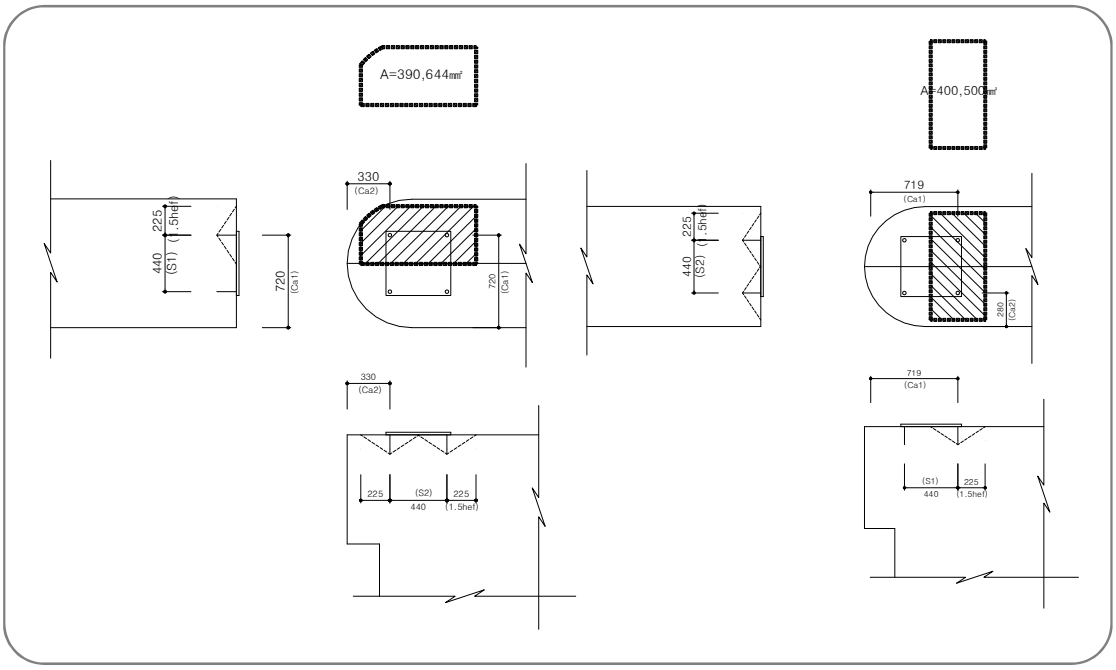
비균열 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.25$: 선설치 앵커, $\varphi_{c,N} = 1.40$: 후설치 앵커

균열(폭 0.3mm초과) 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.0$

N_b : 인장력을 받는 단일앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N

$N_b = k_c \sqrt{fck} \cdot h^{1.5}_{ef}$ ($k_c = 10$: 선설치앵커, $k_c = 7$: 후설치앵커)

$N_b = 3.9 \sqrt{fck} \cdot h^{5/3}_{ef}$ ($280 \leq h_{ef} \leq 635$㎜ 인 헤드스터드와 헤드볼트)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 390,644 mm^2

  여기서, C_{a11} = 720 mm , C_{a12} = 720 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 330 mm , C_{a22} = 330 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120.0 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600.0 mm^2

∴ A_{Nc} ≥ $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 42.2 = 84.3$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = $7.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5}$ = 42.2 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 84.3 = 168.7 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 400,500 mm^2

  여기서, C_{a11} = 719 mm , C_{a12} = 719 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 280 mm , C_{a22} = 280 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600.0 mm^2

∴ A_{Nc} ≥ $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 42.2 = 84.3$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5} = 42.2$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 84.3 = 168.7$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX(V^L_{cpg}, V^L_{s,at}) = MAX(168.7, 0.0) = 168.7$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^T_{cpg}, V^T_{s,at}) = MAX(168.7, 0.0) = 168.7$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 55.3 \times 1 = 55.3$ kN (n^L_B = 1)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 65.4 \times 1 = 65.4$ kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{168.7}{55.3} = 3.052 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{168.7}{65.4} = 2.577 \geq 1.0$ ∴ O.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	55.3	O.K 7.857	434.3	65.4	O.K 6.636
콘크리트전단파괴	422.5	165.8	O.K 2.548	118.7	65.4	O.K 1.814
프라이아웃 파괴	168.7	55.3	O.K 3.052	168.7	65.4	O.K 2.577

3.2.2 교대 A1 받침평가

3.2.2.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 135.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 135.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 135.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 135.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	68.85	19.25	20.96	64.18

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [68.8 , 21.0] = 68.8 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [19.3 , 64.2] = 64.2 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{135.0}{68.8} = 1.961 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{135.0}{64.2} = 2.103 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.2.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 600.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 600.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	30.60	8.56	9.31	28.52

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [30.60 , 9.31] = 30.60 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [8.56 , 28.52] = 28.52 mm

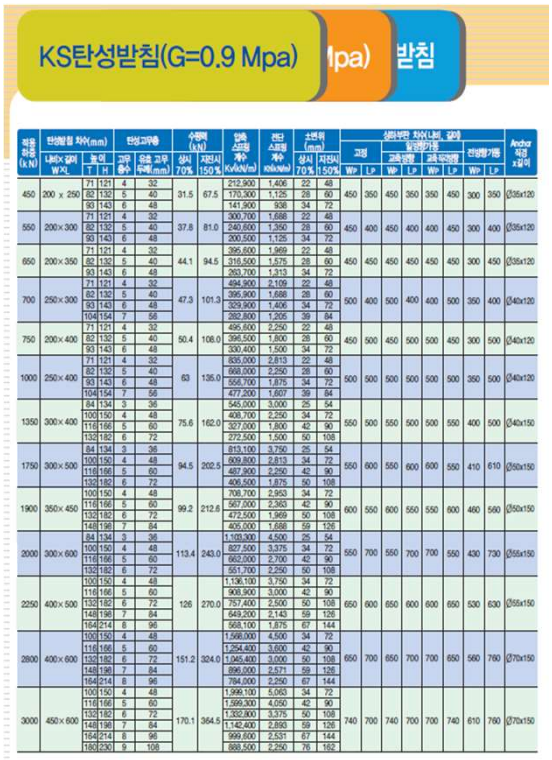
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{600.00}{30.60} = 19.609 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{600.00}{28.52} = 21.035 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.2.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (카달로그 참조)

① 본체 규격



적용하중 (kN)	탄성받침 치수(mm) 내진×길이 W×L	높이 T	H	고무층수	탄성고무층 외경 고무두께(mm)	수평력 (kN) 상시 70%	지진시 150%	압축 스프링 계수 Kv(kN/m)	전단 스프링 계수 Kh(kN/m)	스토퍼 (mm) 상시 70%	지진시 150%	설계변위 치수(mm) 길이방향 고정	교축방향 Wp	LP	직각방향 고정	교축방향 Wp	LP	전방향가동 Wp	LP	Anchor 직경 x길이
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	450	300	350	Ø35x120
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60								
		93	143	6	48			141,900	938	34	72								
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	450	300	400	Ø35x120
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60								
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72								
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120
		82	132	5	40			316,500	1,575	28	60								
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72								
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	400	500	350	400	Ø40x120
		82	132	5	40			395,900	1,688	28	60								
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72								
		104	154	7	56			282,800	1,205	39	84								
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120
		82	132	5	40			396,500	1,800	28	60								
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72								
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	835,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		82	132	5	40			668,000	2,250	28	60								
		93	143	6	48			556,700	1,875	34	72								
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84								
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	500	550	400	500	Ø40x150
		100	150	4	48			408,700	2,250	34	72								
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90								
		132	182	6	72			272,500	1,500	50	108								
1750	300×500	84	134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100	150	4	48			609,800	2,813	34	72								
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90								
		132	182	6	72			406,500	1,875	50	108								
1900	350×450	100	150	4	48	99.2	212.6	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150
		116	166	5	60			567,200	2,363	42	90								
		132	182	6	72			472,500	1,969	50	108								
		148	198	7	84			405,000	1,688	59	126								
2000	300×600	84	134	3	36	113.4	243.0	1,103,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150
		100	150	4	48			827,500	3,375	34	72								
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90								
		132	182	6	72			551,700	2,250	50	108								
2250	400×500	100	150	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	520	630	Ø55x150
		116	166	5	60			908,900	3,000	42	90								
		132	182	6	72			757,400	2,500	50	108								
		148	198	7	84			649,200	2,143	59	126								
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144								
2800	400×600	100	150	4	48	151.2	324.0	1,588,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,254,400	3,600	42	90								
		132	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108								
		148	198	7	84			896,000	2,571	59	126								
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144								
3000	450×600	100	150	4	48	170.1	364.5	1,998,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,599,300	4,050	42	90								
		132	182	6	72			1,332,800	3,375	50	108								
		148	198	7	84			1,142,400	2,893	59	126								
		164	214	8	96			999,600	2,531	67	144								
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	162								

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

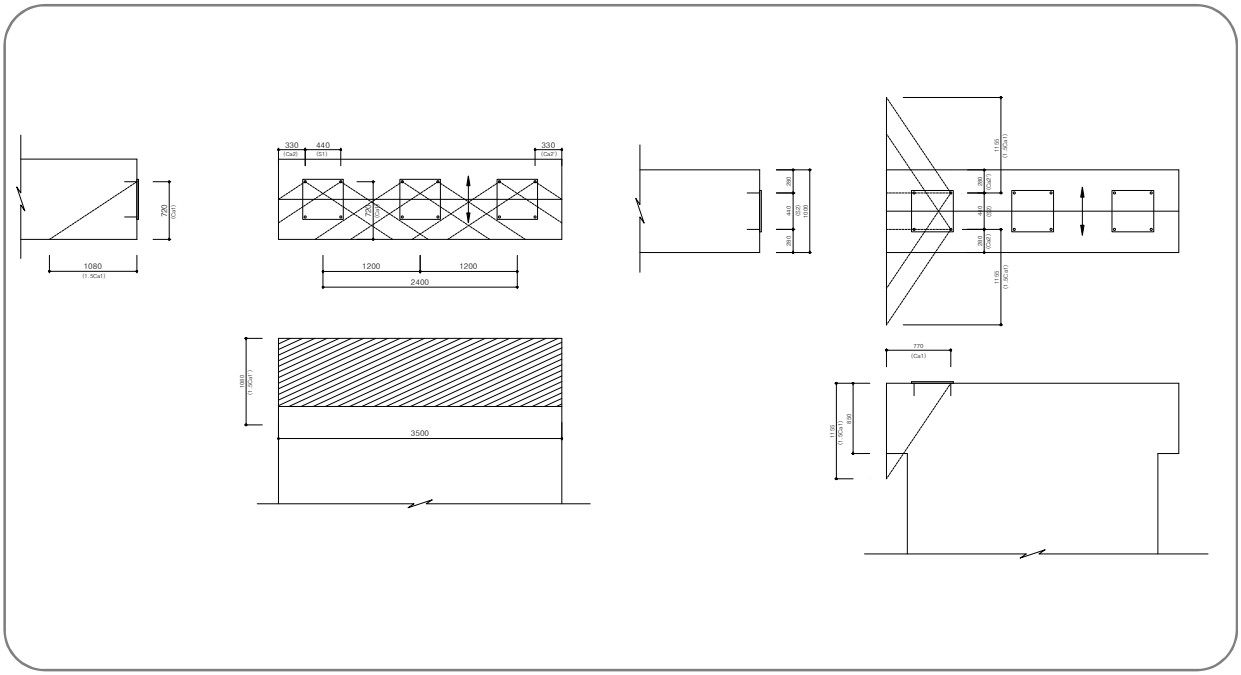
- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \dfrac{F^{L}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{68.8}{1} = 68.8$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \dfrac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{64.2}{1} = 64.2$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\dfrac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \dfrac{434.3}{68.8} = 6.308 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\dfrac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \dfrac{434.3}{64.2} = 6.767 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (330 + 2,840 + 330) × 1,080 = 3,780,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 720 mm , C_{a1}' = 720 mm

  C_{a21} = 330 mm , C_{a22} = 330 mm

  $\sum S_i$ = 2,840 mm , S_{max} = 760 mm , h_a = 3,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 720 ^{2} = 2,332,800 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 2,332,800 = 4,665,600 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{3,780,000}{2,332,800} \times 0.792 \times 1.00 \times 419 = 536.9$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.792 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 419 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 320] = 120 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (280 + 440 + 280) × 1,155 = 1,155,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 770 mm , C_{a1}' = 770 mm

  C_{a21} = 280 mm , C_{a22} = 280 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 440 mm , S_{max} = 440 mm , h_a = 3,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 770 ^{2} = 2,668,050 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 2,668,050 = 5,336,100 mm^2

• $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{1,155,000}{2,668,050} \times 0.773 \times 1.00 \times 463 = 154.8$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.773 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 463$ kN

l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [120 , 320] = 120 mm

d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + ∑S_i) , (0.3C_{a21} + ∑S_i + 0.3C_{a22})] = 3038 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + ∑S_i) , (0.3C_{a21} + ∑S_i + 0.3C_{a22})] = 608 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , V^L_{s,as})$ = MAX (536.9 , 0.0) = 536.9 kN

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , V^T_{s,as})$ = MAX (154.8 , 0.0) = 154.8 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

• 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B$ = 68.8 × 3 = 206.5 kN (n^T_B = 3)

• 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B$ = 64.2 × 1 = 64.2 kN (n^T_B = 1)

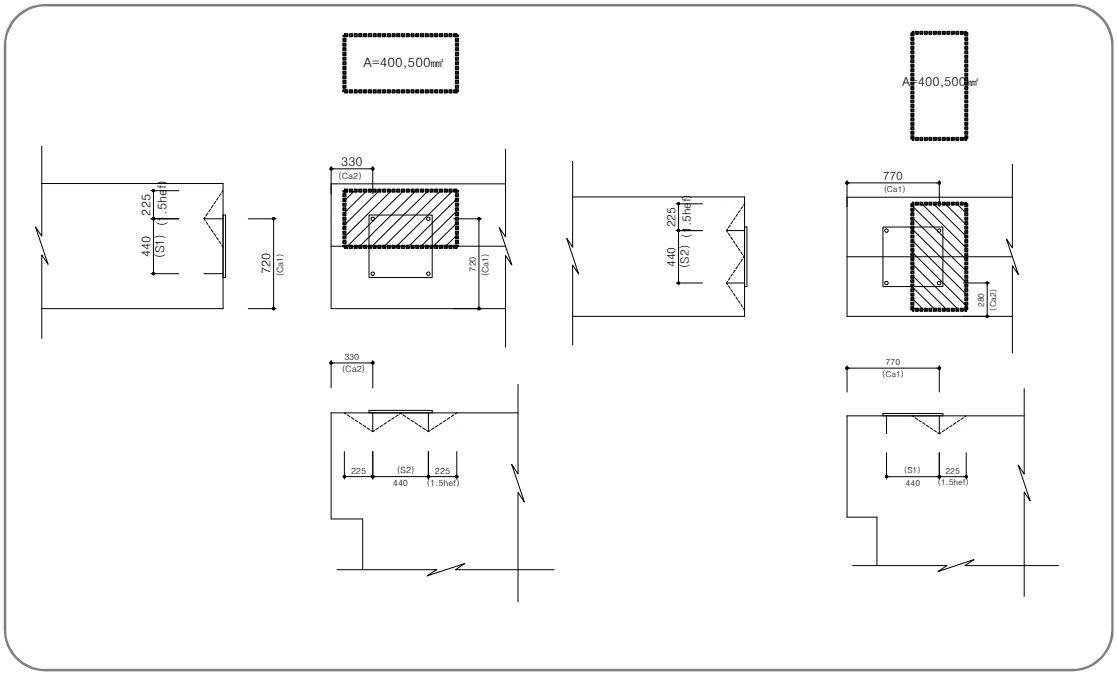
③ 평가

• 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{536.9}{206.5} = 2.599 \geq 1.00$ ∴ O.K

• 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{154.8}{64.2} = 2.412 \geq 1.00$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , $S > 1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , $S=1.5h_{ef}'$)

  = 400,500 mm^2

  여기서, C_{a11} = 720 mm , C_{a12} = 720 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 330 mm , C_{a22} = 330 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600 mm^2

- ∴ $A_{Nc} \geq n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$ = $\frac{259,200}{129,600}$ × 1.000 × 1.00 × 42.2 = 84.3 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 7.0 × √ 21 × 120.0 $^{1.5}$ = 42.2 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 84.3 = 168.7 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , $S > 1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , $S=1.5h_{ef}'$)

  = 400,500 mm^2

  여기서, C_{a11} = 770 mm , C_{a12} = 770 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 280 mm , C_{a22} = 280 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 120.0^{\ 2} = 129,600 \ mm^2$
- $\therefore A_{Nc} \geq n \cdot A_{Nco} = 2 \times 129,600.0 = 259,200.0 \ mm^2$ (ANc≤ANco 제한)
- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 42.2 = 84.3$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5} = 42.2$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 84.3 = 168.7$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX (V^L_{cpg} , V^L_{s,at}) = MAX (168.7 , 0.0) = 168.7$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX (V^T_{cpg} , V^T_{s,at}) = MAX (168.7 , 0.0) = 168.7$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 68.8 \times 1 = 68.8$ kN ($n^T_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 64.2 \times 1 = 64.2$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{168.7}{68.8} = 2.450 \geq 1.00$ ∴ 0.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{168.7}{64.2} = 2.628 \geq 1.00$ ∴ 0.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	68.8	0.K 6.308	434.3	64.2	0.K 6.767
콘크리트전단파괴	536.9	206.5	0.K 2.599	154.8	64.2	0.K 2.412
프라이아웃 파괴	168.7	68.8	0.K 2.450	168.7	64.2	0.K 2.628

3.2.3 교대 A2 받침평가

3.2.3.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 135.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 135.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 135.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 135.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	68.85	19.25	20.96	64.18

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [68.8 , 21.0] = 68.8 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [19.3 , 64.2] = 64.2 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{135.0}{68.8} = 1.961 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{135.0}{64.2} = 2.103 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.3.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 60.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 60.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	30.60	8.56	9.31	28.52

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [30.60 , 9.31] = 30.60 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [8.56 , 28.52] = 28.52 mm

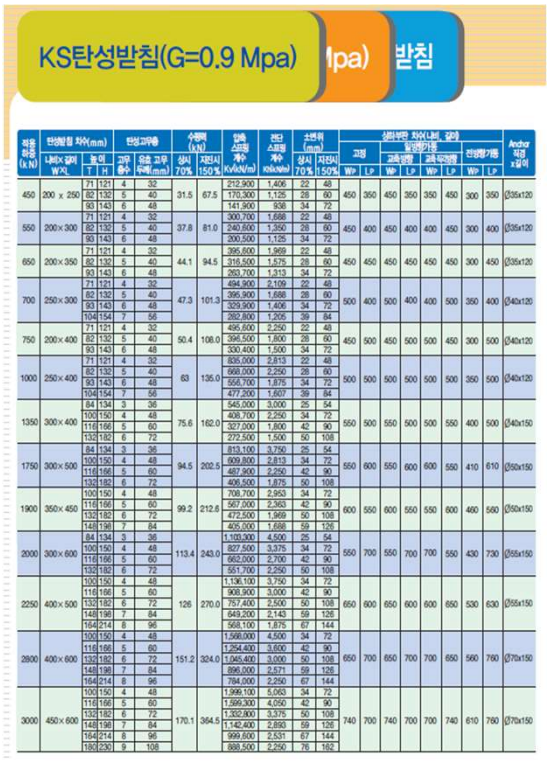
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{60.00}{30.60} = 1.961 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{60.00}{28.52} = 2.103 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.3.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (카달로그 참조)

① 본체 규격



적용 하중 (kN)	반력범위 차이(mm) 내부×길이 W×L	반력고무층 높이 T	H	고무 층수	1층 고무 두께(mm)	수평력 (kN) 상시 70%	지진시 150%	정적 스프링 계수 Kv(kN/m)	동적 스프링 계수 Kd(kN/m)	소요처 (mm) 상시 70%	지진시 150%	상부받판 차이(내부, 강판) 고정	일반방향 교축방향	교축직각방향	라멜방향		Anchor 직경 x길이
													WP	LP	WP	LP	
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	450	300	350	Ø35x120
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60								
		93	143	6	48			141,900	938	34	72								
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	450	300	400	Ø35x120
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60								
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72								
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120
		82	132	5	40			318,500	1,575	28	60								
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72								
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	400	500	350	400	Ø40x120
		82	132	5	40			395,900	1,688	28	60								
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72								
		104	154	7	56			282,800	1,205	39	84								
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120
		82	132	5	40			396,500	1,800	28	60								
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72								
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	635,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		82	132	5	40			668,000	2,250	28	60								
		93	143	6	48			556,700	1,875	34	72								
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84								
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	500	550	400	500	Ø40x150
		100	150	4	48			408,700	2,250	34	72								
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90								
		132	182	6	72			272,500	1,500	50	108								
1750	300×500	84	134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100	150	4	48			609,800	2,813	34	72								
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90								
		132	182	6	72			406,500	1,875	50	108								
1900	350×450	100	150	4	48	99.2	212.8	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150
		116	166	5	60			567,000	2,363	42	90								
		132	182	6	72			472,500	1,969	50	108								
		148	198	7	84			405,000	1,688	59	126								
2000	300×600	84	134	3	36	113.4	243.0	1,103,900	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150
		100	150	4	48			827,500	3,375	34	72								
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90								
		132	182	6	72			551,700	2,250	50	108								
2250	400×500	100	150	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150
		116	166	5	60			908,900	3,000	42	90								
		132	182	6	72			757,400	2,500	50	108								
		148	198	7	84			649,200	2,143	59	126								
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144								
2800	400×600	100	150	4	48	151.2	324.0	1,598,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,254,400	3,600	42	90								
		132	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108								
		148	198	7	84			896,000	2,571	59	126								
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144								
3000	450×600	100	150	4	48	170.1	364.5	1,999,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,599,300	4,050	42	90								
		132	182	6	72			1,332,800	3,375	50	108								
		148	198	7	84			1,142,400	2,893	59	126								
		164	214	8	96			999,600	2,531	67	144								
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	162								

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

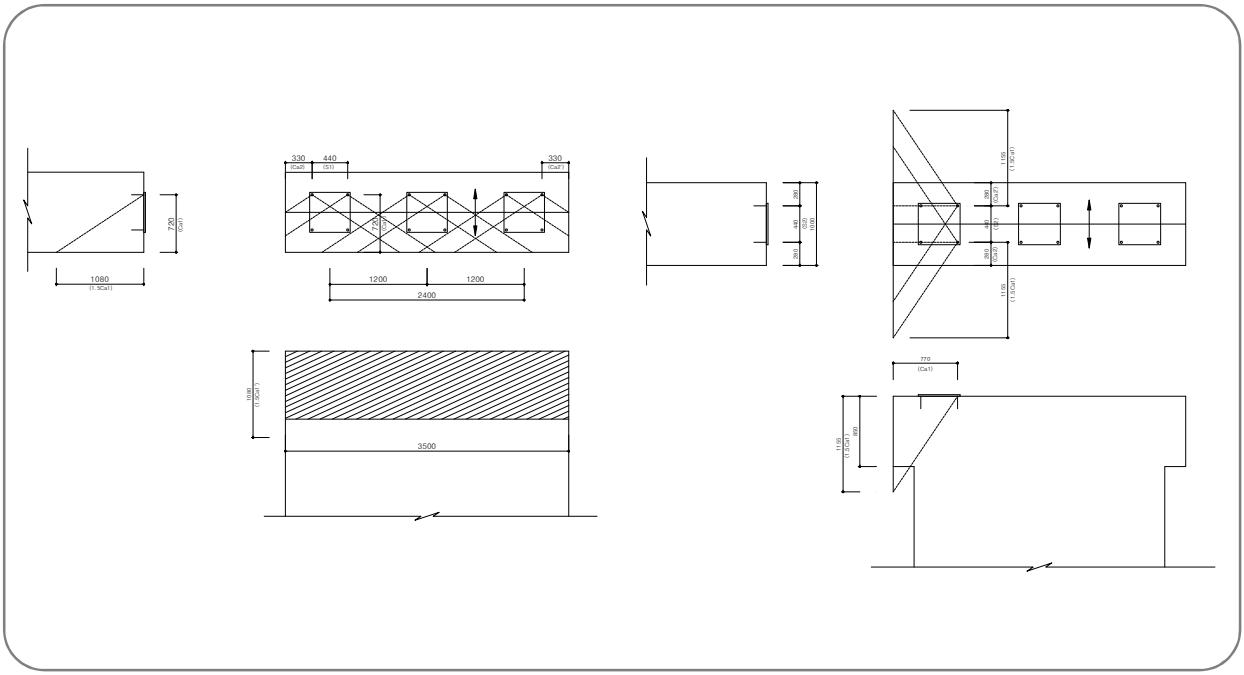
- 교축방향 $F_{AS,D}^{L} = \frac{F_{B,D}^{L}}{n_{B}^{T}} = \frac{68.8}{1} = 68.8$ kN
- 교축직각방향 $F_{AS,D}^{T} = \frac{F_{B,D}^{T}}{n_{B}^{T}} = \frac{64.2}{1} = 64.2$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F_{AS,D}^{L}} = \frac{434.3}{68.8} = 6.308 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F_{AS,D}^{T}} = \frac{434.3}{64.2} = 6.767 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (330 + 2,840 + 330) × 1,080 = 3,780,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 720 mm , C_{a1}' = 720 mm

  C_{a21} = 330 mm , C_{a22} = 330 mm

  $\sum S_i$ = 2,840 mm , S_{max} = 760 mm , h_a = 3,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 720 ^{2} = 2,332,800 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 2,332,800 = 4,665,600 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{3,780,000}{2,332,800} \times 0.792 \times 1.00 \times 419 = 536.9$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.792 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 419 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 320] = 120 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (280 + 440 + 280) × 1,155 = 1,155,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 770 mm , C_{a1}' = 770 mm

  C_{a21} = 280 mm , C_{a22} = 280 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 440 mm , S_{max} = 440 mm , h_a = 3,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 770 ^{2} = 2,668,050 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 2,668,050 = 5,336,100 mm^2

• $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{1,155,000}{2,668,050} \times 0.773 \times 1.00 \times 463 = 154.8$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.773 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 \left(l_e / d_o \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 463$ kN

l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [120 , 320] = 120 mm

d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 해당 방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 0 \times 1.00 \times 0.0 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 3038 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 0 \times 1.00 \times 0.0 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 608 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , V^L_{s,as}) = MAX (536.9 , 0.0) = 536.9$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , V^T_{s,as}) = MAX (154.8 , 0.0) = 154.8$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

• 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 68.8 \times 3 = 206.5$ kN (n^T_B = 3)

• 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 64.2 \times 1 = 64.2$ kN (n^T_B = 1)

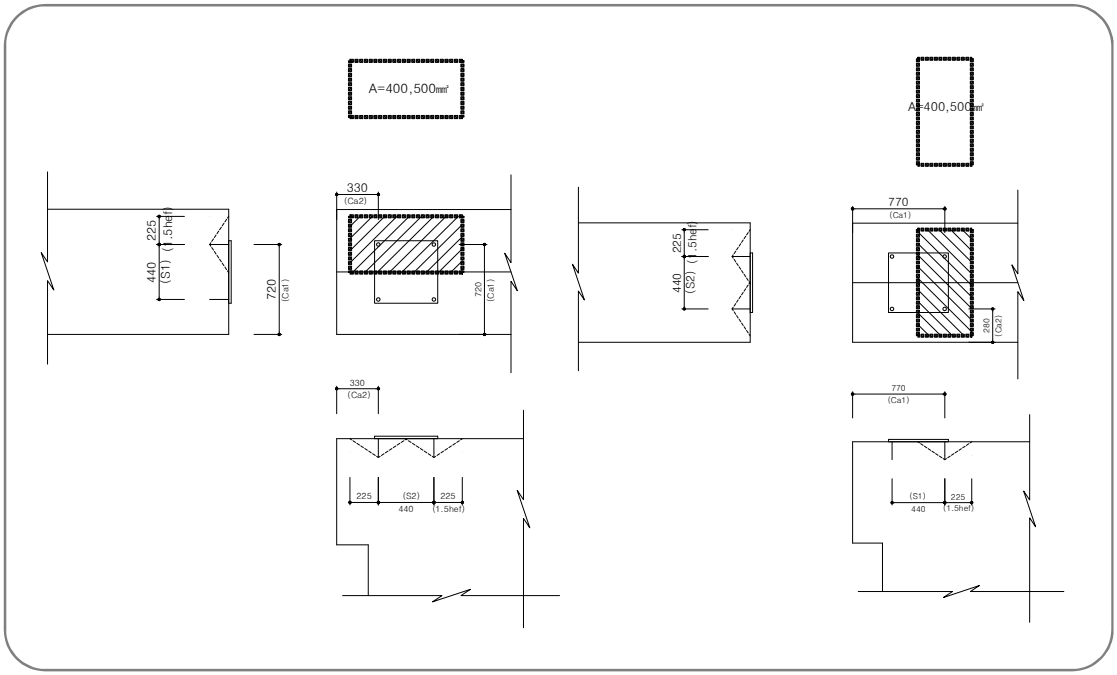
③ 평가

• 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{536.9}{206.5} = 2.599 \geq 1.00$ ∴ O.K

• 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{154.8}{64.2} = 2.412 \geq 1.00$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 400,500 mm^2

  여기서, C_{a11} = 720 mm , C_{a12} = 720 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 330 mm , C_{a22} = 330 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600 mm^2
- ∴ $A_{Nc} \geq n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)
- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$ = $\frac{259,200}{129,600}$ × 1.000 × 1.00 × 42.2 = 84.3 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 7.0 × √ 21 × 120.0 $^{1.5}$ = 42.2 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 84.3 = 168.7 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 400,500 mm^2

  여기서, C_{a11} = 770 mm , C_{a12} = 770 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 280 mm , C_{a22} = 280 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 120.0^{\ 2} = 129,600.0 \ mm^2$

$\therefore A_{Nc} \geq n \cdot A_{Nco} = 2 \times 129,600.0 = 259,200.0 \ mm^2$ (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 42.2 = 84.3$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5} = 42.2$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 84.3 = 168.7$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX(V^L_{cpg}, V^L_{s,at}) = MAX(168.7, 0.0) = 168.7$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^T_{cpg}, V^T_{s,at}) = MAX(168.7, 0.0) = 168.7$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 68.8 \times 1 = 68.8$ kN ($n^T_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 64.2 \times 1 = 64.2$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{168.7}{68.8} = 2.450 \geq 1.00$ ∴ 0.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{168.7}{64.2} = 2.628 \geq 1.00$ ∴ 0.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	68.8	0.K 6.308	434.3	64.2	0.K 6.767
콘크리트전단파괴	536.9	206.5	0.K 2.599	154.8	64.2	0.K 2.412
프라이아웃 파괴	168.7	68.8	0.K 2.450	168.7	64.2	0.K 2.628

3.3 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- N_C = 1200.0 mm (현장 실측값)

2) 소요역량 N_D

○ N_D = MAX [응답변위, N_{min}] = MAX [30.60 , 255.38] = 255.38 mm

- 응답변위 = MAX [교대1 교축방향 변위, 교대2 교축방향 변위]
  = MAX [30.60 , 30.60] = 30.60 mm

- N_{min} = (200 + 1.67·L + 6.66·H) × (1 + 0.000125·θ²) = 255.38 mm
  여기서, L = 20.00 m (연속경간장)
  H = 3.30 m (교각 높이)
  θ = 0.00 ° (사각)

3) 내진성능 평가

○ $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1,200.0}{255.4} = 4.699 \geq 1.00$ ∴ O.K

3.4 기초의 내진성능 평가

3.4.1 확대기초 및 지반 평가

○고정단 교각의 확대기초부 내진성능평가는 기초의 안정성 평가와 강도설계법에 의한 기초본체검토를 수행한다.

1) 지진력 산정

-. 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 계산한다.

- 기초부 교축방향

H^L_E = Min [H^L_n , $H^L_{E,comb}$] × n^L = Min [352 , 168] × 1 = 168.1 kN

M^L_E = Min [M^L_n , $M^L_{E,comb}$] × n^L = Min [1,162 , 550] × 1 = 550.2 kN

- 기초부 교축직각방향

H^T_E = Min [H^T_n , $H^T_{E,comb}$] × n^T = Min [1,562 , 198] × 1 = 197.7 kN

M^T_E = Min [M^T_n , $M^T_{E,comb}$] × n^T = Min [5,561 , 658] × 1 = 657.8 kN

① 교축방향 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 1,355.5 × 1 = 1,355.5 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 168.1 = 168.1 kN

-. 모멘트 M = 550.2 = 550.2 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 1,355.5 +(6.000 × 3.600 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 2,305.9 kN

-. 수평력 H_f = 168.1 kN

-. 모멘트 M_f = 550.2 + (168.1 × 1.000)

= 718.3 kN · m

② 교축직각 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 1,355.5 × 1 = 1,355.5 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 197.7 = 197.7 kN

-. 모멘트 M = 657.8 = 657.8 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 1,355.5 +(6.000 × 3.600 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 2,305.9 kN

-. 수평력 H_f = 197.7 kN

-. 모멘트 M_f = 657.8 + (197.7 × 1.000)

= 855.5 kN · m

2) 기초하단에 작용하는 지진력

구 분	연직력 V (kN)	수평력 H (kN)	모멘트 M_o (kN · m)	저항모멘트Mr(kN · m)
교 축 방 향	2,305.94	168.07	718.31	4,150.69
교축직각방향	2,305.94	197.73	855.54	6,917.82

3.4.2 확대기초의 두께 평가

○ 확대기초 두께에 대한 강체 검토

-. 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다.

-. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 또는 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

• $\beta \cdot \lambda \leq 1.0$ 인 경우 강체로 취급

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 95{,}620}{24{,}854{,}151 \times 1.000^3}} = 0.328 \ (m^{-1})$$

여기서, k = 95,619.7 kN/㎥ (직접기초인 경우 : k_v , 말뚝기초인 경우 : k_p)

k_v = 95,619.7 kN/㎥ (연직방향 지반반력계수)

k_{vo} = 746,666.7 kN/㎥ (1/0.3× αE_o , 지진시 α = 2)

L = 3.600 m B = 6.000 m

B_C = 3.000 m L_C = 0.600 m

h = 1.000 m (확대기초의 두께)

D_f = 2.000 m (기초의 근입깊이)

N = 40 (기초 저면부 표준관입시험 N값)

E_0 = 112,000.0 kN/㎥ (지진시 지반변형계수, E_0=2,800N)

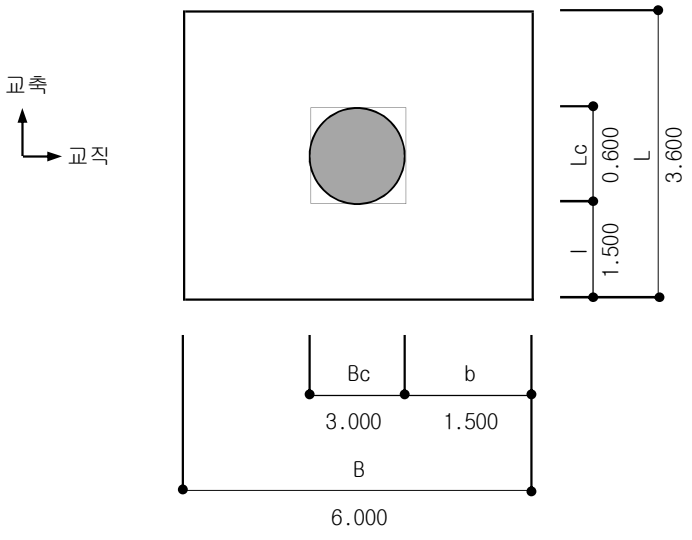
E = 24,854,150.8 kN/㎥

λ = Max(l,b) = 1.500 m

여기서, λ : 확대기초 환산 돌출길이

다만, $l \geq L/2$ (= 1.800) 이면 $l = L/2$ 적용 ⇒ $l < L/2$ 이므로, l = 1.500 m

$b \geq B/2$ (= 3.000) 이면 $b = B/2$ 적용 ⇒ $b < B/2$ 이므로, b = 1.500 m



• $\beta \cdot \lambda$ = 0.328 × 1.500 = 0.492 ≤ 1.0 이므로, ∴ **O.K** (강체로 취급)

3.4.3 확대기초의 안정성 평가

1) 전도에 대한 안정검토

구 분	M_r(kN·m)	M_o(kN·m)	V (kN)	S.F	편심e (m)	허용편심(m)	비 고
교 축 방 향	4,150.7	718.3	2,305.9	5.778	0.312	1.200	O.K
교축직각방향	6,917.8	855.5	2,305.9	8.086	0.371	2.000	O.K

-. 지진시 전도에 대한 안전율 S.F는 1.5 이상 (S.F ≥ 1.5)

-. 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥면의 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3 이내

-. $e = B / 2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$

2) 지지력에 대한 안정검토

① 지반의 극한지지력 (q_C)

- $Q_C = \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq$

여기서, Q_C : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한 지지력 (kN/㎡)

Nc, Nr, Nq : 지지력 계수

Ø : 기초지반의 내부마찰각 (= 35 °)

α, β : 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

C : 기초저면의 점착력 (= 0.0 kN/㎡)

γ_1 : 기초저면 암반의 단위중량 (= 20.0 kN/m³)

γ_2 : 기초의 근입깊이에 관계되는 흙의 단위중량 (= 19.0 kN/m³)

A' : 유효재하면적 (m^2)

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭 (m)

$$Nq = \frac{e^{2(3\pi/4-\emptyset/2)\tan\emptyset}}{2\cos^2(45+\emptyset/2)} = 41.440$$

$$Nc = (Nq-1)\cot\emptyset = 57.754$$

$$Nr = \frac{2(Nq+1)\tan\emptyset}{1+0.4\sin(4\emptyset)} = 47.277$$

구 분	B (m)	L (m)	형상계수 α	형상계수 β	유효폭 B'(m)	극한지지력 Q_c (kN/㎡)
교 축 방 향	3.600	6.000	1.180	0.440	2.977	2,813.3
교축직각방향	6.000	3.600	1.300	0.400	5.258	3,563.4

② 지지력에 대한 안정검토

구 분	작 용 하 중		편 심	지반반력 Q_D (KN/m^2)		극한지지력	비 고	
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Q_C (KN/m^2)	Q_C / Q_D	판정
교 축 방 향	718.3	2,305.9	0.312	162	51.3	2,813.3	17.35	O.K
교축직각방향	855.5	2,305.9	0.371	146.4	67.1	3,563.4	24.35	O.K

-. 사다리꼴 반력분포시 : $Q_{1,2} = \sum V / (B \cdot L) \times (1 \pm 6e / B)$

-. 삼각형 반력분포시 : $Q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot X)$ 여기서, $X = 3 \times (B / 2 - e)$

-. 지진시 지지력에 대한 안전율 S.F는 2 이상 ($Q_C / Q_D \geq$ 2.0)

3) 활동에 대한 안정검토

구 분	V (kN)	A'(㎡)	H_C (kN)	H_D (kN)	H_C / H_D	허용안전율	비 고
교 축 방 향	2,305.9	17.9	994.7	168.1	5.918	1.20	O.K
교축직각방향	2,305.9	18.9	994.7	197.7	5.030	1.20	O.K

- $H_c = C_b \cdot A' + V \cdot \tan\varnothing_B$ (기초저면이 암지반이면 $\tan\varnothing_B$= 0.6)

  여기서, H_c : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력 (kN)

  C_b : 기초저면과 지반과의 부착력 (= 0.0 kN/㎡)

  A' : 기초저면의 유효재하면적 (㎡)

  $\varnothing_B$: 기초저면과 지반과의 마찰각 (degree) (= 2/3 Ø)

3.4.4 확대기초의 단면력 계산

1) 위험단면 선정

- 휨에 대한 위험단면

  -. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급

  -. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 결정

  교 축 방 향 : X_b^L = 1.500 m

  교축직각방향 : X_b^T = 1.534 m

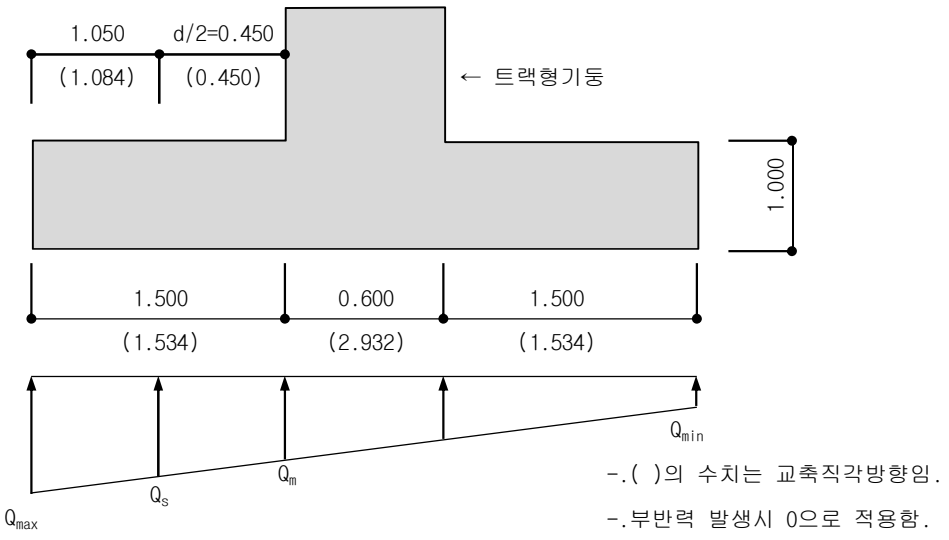
- 전단에 대한 위험단면

  -. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 d/2거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정

  교 축 방 향 : X_V^L = 1.500 - 0.450 = 1.050 m

  교축직각방향 : X_V^T = 1.534 - 0.450 = 1.084 m

2) 지반반력 계산



-.( )의 수치는 교축직각방향임.

-.부반력 발생시 0으로 적용함.

구 분	작 용 하 중		편 심	교축방향 지반반력(kN/㎡)			
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Qm	Qs
교 축 방 향	718.3	2,305.9	0.312	162.181	51.331	115.994	129.850
교축직각방향	855.5	2,305.9	0.371	146.365	67.148	126.110	132.051

3) 부재력 산정

구 분	지 반 반 력		기초자중 및 재토하중		검토부재력	
	Mb (KN.m)	V (KN)	Mb (KN.m)	V (KN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
교 축 방 향	165.133	153.316	49.500	46.200	115.633	107.116
교축직각방향	164.294	150.920	51.778	47.702	112.516	103.218

3.4.5 확대기초의 단면 평가

1) 교축방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	21 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설 계 모 멘 트	Mu	=	115.633 kN · m	휨 감 소 계 수	ϕ_f	=	1.000
설 계 전 단 력	Vu	=	107.116 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부 재 높 이	h	=	1000 mm	부 재 폭	b	=	1000 mm
인 장 피 복	d'	=	100 mm	유 효 높 이	d	=	900 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.06320 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 $\varepsilon t = 0.003 \cdot (H - a/\beta 1 - Dc_min) / (a/\beta 1)$

$\varepsilon t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 $\phi Mn = \phi_f \cdot fy \cdot As \cdot (D - a/2)$ = 605596477 N · mm

= 605.596 kN · m ≥ Mu = 115.633 kN · m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 7.227 mm 로 가정

$As = Mu / \{\phi_f \cdot fy \cdot (d-a/2)\}$ = 429.997 ㎟

$a = (As \cdot fy) / (0.85 \cdot fck \cdot b)$ = 7.227 mm ∴ 가정과 비슷함.

$P_{req} = [Mu / \{\phi_f \cdot fy \cdot (D-a/2)\}] / (b \cdot d)$ = 0.00048 ⇒ $4/3\ P_{req}$ = 0.00064

∴ 필요철근량 req.As = 429.997 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : $\phi_v \cdot Vc = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d / 1000$ = 687.386 kN

$\phi_v \cdot Vc$ = 687.386 kN ≥ Vu = 107.116 kN ∴ **전단철근 필요없음.**

사용 전단철근량 : Av = D 13 × 2.000 ea/m = 253.40 ㎟ (간격 s = 250.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 250.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ O.K

철근의 전단강도 : $\phi_v \cdot Vs = \phi_v \cdot Av \cdot fy \cdot D / (s \times 1000)$ = 273.672 kN

전단강도 검토 $\phi Vn = \phi_v \cdot Vc + \phi_v \cdot Vs$ = 961.058 kN ≥ Vu = 107.116 kN ∴ O.K

2) 교축직각방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	21 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	112.516 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	103.218 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1000 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	900 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.06320 ≥ 0.004 ∴ 0.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/$\beta 1$ - Dc_min) / (a/$\beta 1$)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 605596477 N·mm

= 605.596 kN·m ≥ Mu = 112.516 kN·m ∴ 0.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 7.031 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 418.359 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 7.031 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00046 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00062

∴ 필요철근량 req.As = 418.359 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ 0.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ 0.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 687.386 kN

ϕ_v · Vc = 687.386 kN ≥ Vu = 103.218 kN ∴ **전단철근 필요없음.**

사용 전단철근량 : Av = D 13 × 2.000 ea/m = 253.40 ㎟ (간격 s = 250.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 250.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ 0.K

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 273.672 kN

전단강도 검토 ØVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 961.058 kN ≥ Vu = 103.218 kN ∴ 0.K

3) 확대기초의 단면력 평가

구 분		공급역량	소요역량	안전율	판 정	비 고
교축방향	휨모멘트 (kN·m)	605.60	115.63	5.237	0.K	
	전단력 (kN)	961.06	107.12	8.972	0.K	
교축직각방향	휨모멘트 (kN·m)	605.60	112.52	5.382	0.K	
	전단력 (kN)	961.06	103.22	9.311	0.K	

3.5 A1 ~ A2 구간 내진성능 평가 결과

- 교 량 명: 예지교
- 위　　치: 경기도 용인시(지진Ⅰ구역)
- 내진등급: 내진Ⅰ등급교
- 지반종류: Ⅱ
- 설계하중: DB-
- 연속경간: 2@10 = 20.0m
- 교　　폭: 3.500m
- 사각/곡률반경: 0°/직교

- 내진성능 평가 결과 요약

구　　분	내진성능 평가구간 : A1 ~ A2
대상교량 특징	- 상부형식: RCS　　- 내진성능평가 교각: P1 - 교대형식: 중력식　　- 교대기초: 확대기초 - 교각형식: 벽식교각　　- 교각기초: 확대기초 - 교각단면: 트랙형 (0.600m×3.000m)　　- 받침제원: 탄성받침 ☞ 교각P1:1000kN(3EA), 교대A1:1000kN(3EA), 교대A2:1000kN(3EA)
	▣ 교각부: O.K,　　기초부: O.K,　　받침부: O.K

구　　분				공급역량	소요역량	비　　고	
고정단 교각부 평가 (Rs = 교축: 1, 교직: 1)							
기둥부	휨파괴모드(변위연성도)		교축	1.000	1.000	1.000	O.K
	휨파괴모드(변위연성도)		교축직각	1.500	1.000	1.500	O.K
고정단 교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도(kN·m) (안전율 : 1.5)	교축	4,150.7	718.3	5.778	O.K
			교직	6,917.8	855.5	8.086	O.K
		지지력(kN/㎡) (안전율 : 2.0)	교축	2,813.3	162.2	17.346	O.K
			교직	3,563.4	146.4	24.346	O.K
		활동(kN) (안전율 : 1.2)	교축	994.7	168.1	5.918	O.K
			교직	994.7	197.7	5.030	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트(kN·m)	교축	605.6	115.6	5.237	O.K
			교직	605.6	112.5	5.382	O.K
		전단력(kN)	교축	961.1	107.1	8.972	O.K
			교직	961.1	103.2	9.311	O.K
받침부 평가 (교각부, 교대부, 교대부)							
P1교각부(kN)		탄성받침본체-수평력(kN)	교축	135.0	55.3	2.442	O.K
			교직	135.0	65.4	2.063	O.K
		받침본체-변위(mm)	교축	60.0	24.3	2.464	O.K
			교직	60.0	28.7	2.094	O.K
		앵커볼트-강재강도	교축	434.3	55.3	7.857	O.K
			교직	434.3	65.4	6.636	O.K
		앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	422.5	165.8	2.548	O.K
			교직	118.7	65.4	1.814	O.K
		앵커볼트-프라이아웃강도	교축	168.7	55.3	3.052	O.K
			교직	168.7	65.4	2.577	O.K

구 분			공급역량	소요역량	비 고	
A1교대부(kN)	탄성받침본체-수평력(kN)	교축	135.0	68.8	1.961	O.K
		교직	135.0	64.2	2.103	O.K
	받침본체-변위(mm)	교축	600.0	30.6	19.609	O.K
		교직	600.0	28.5	21.035	O.K
	앵커볼트-강재강도	교축	434.3	68.8	6.308	O.K
		교직	434.3	64.2	6.767	O.K
	앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	536.9	206.5	2.599	O.K
		교직	154.8	64.2	2.412	O.K
	앵커볼트-프라이아웃강도	교축	168.7	68.8	2.450	O.K
		교직	168.7	64.2	2.628	O.K
A2교대부(kN)	탄성받침본체-수평력(kN)	교축	135.0	68.8	1.961	O.K
		교직	135.0	64.2	2.103	O.K
	받침본체-변위(mm)	교축	60.0	30.6	1.961	O.K
		교직	60.0	28.5	2.103	O.K
	앵커볼트-강재강도	교축	434.3	68.8	6.308	O.K
		교직	434.3	64.2	6.767	O.K
	앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	536.9	206.5	2.599	O.K
		교직	154.8	64.2	2.412	O.K
	앵커볼트-프라이아웃강도	교축	168.7	68.8	2.450	O.K
		교직	168.7	64.2	2.628	O.K
받침지지길이(mm)			1,200.0	255.4	4.699	O.K

어현교

기 존 교 량 내 진 성 능 평 가

2019.05

1. 개 요

1.1 교량현황

1.1.1 교량제원

1) 교 량 명 : 어현교

2) 교 량 등 급 : 1 종 (DB-18)

3) 관 리 주 체 : 경기도 용인시

4) 소 재 지 : 용인시 처인구 원삼면 죽능리 772-5

5) 준 공 년 도 : 1991 년

6) 상부구조형식 : RCS (슬래브교)

7) 교 량 연 장 : 50.000 m (=5@10)

8) 교 량 폭 원 : 5.000 m

9) 받 침 형 식 : 받침없음

10) 교 각 형 식 : 벽식 교각 (기둥 1 EA, 단면적 = 1.723 ㎡)

- 축방향철근 배근상태 : D22 (40 EA (1 단))
- 축방향철근 겹침이음 : 무
- 피 복 두 께 : 40 mm
- 횡방향철근 배근상태 : D13 @ 200 mm

11) 교 대 형 식

- A1 교대 : 중력식 교대
- A2 교대 : 중력식 교대

12) 기 초 형 식

- 교 대 : 확대기초 (A1, A2)
- 교 각 : 확대기초 (P1)

1.1.2 사용재료

1) 콘크리트 바닥판

콘크리트 : fck = 24.0 MPa , Ec = 25,811 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000 MPa

2) 거 더 (콘크리트 거더)

콘크리트 fck : 24.0 MPa

콘크리트 γt : 25.0 kN/㎥

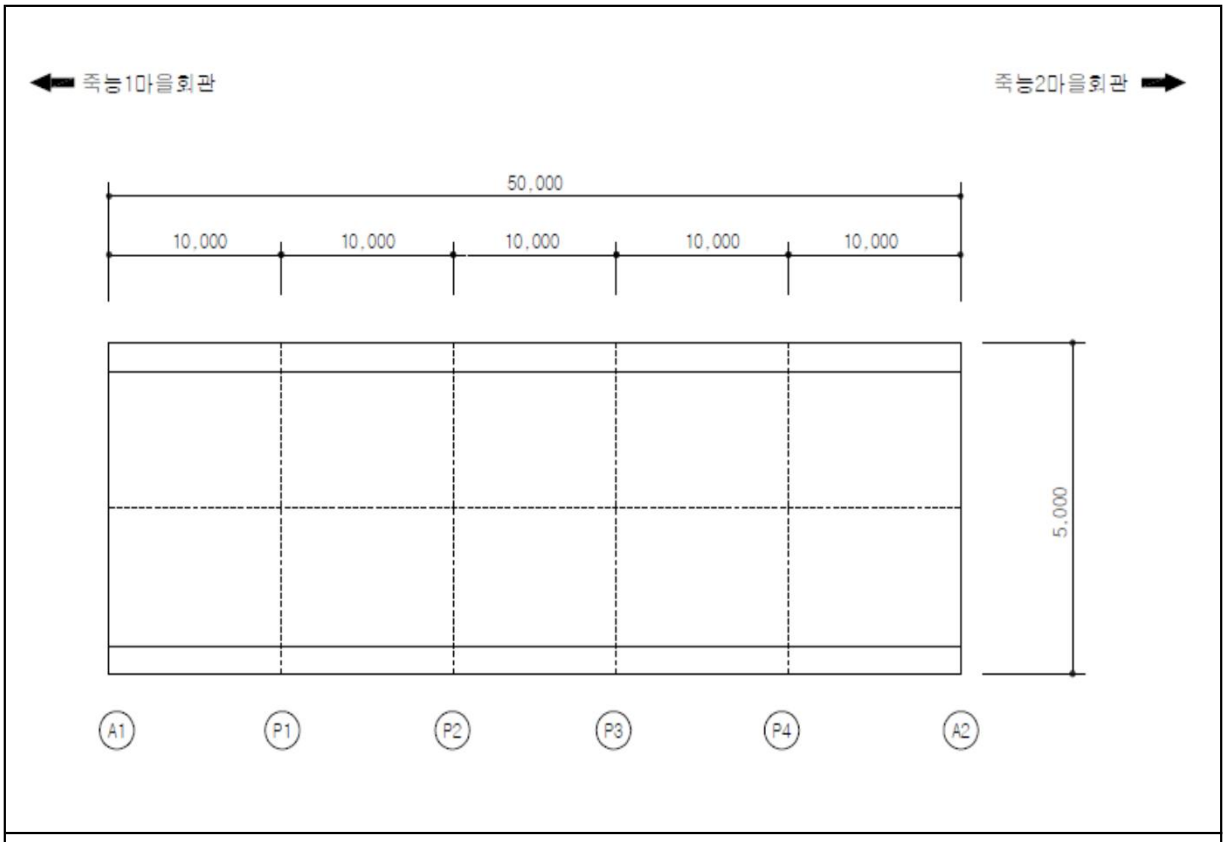
콘크리트 Ec : 25,811 MPa

3) 하부구조

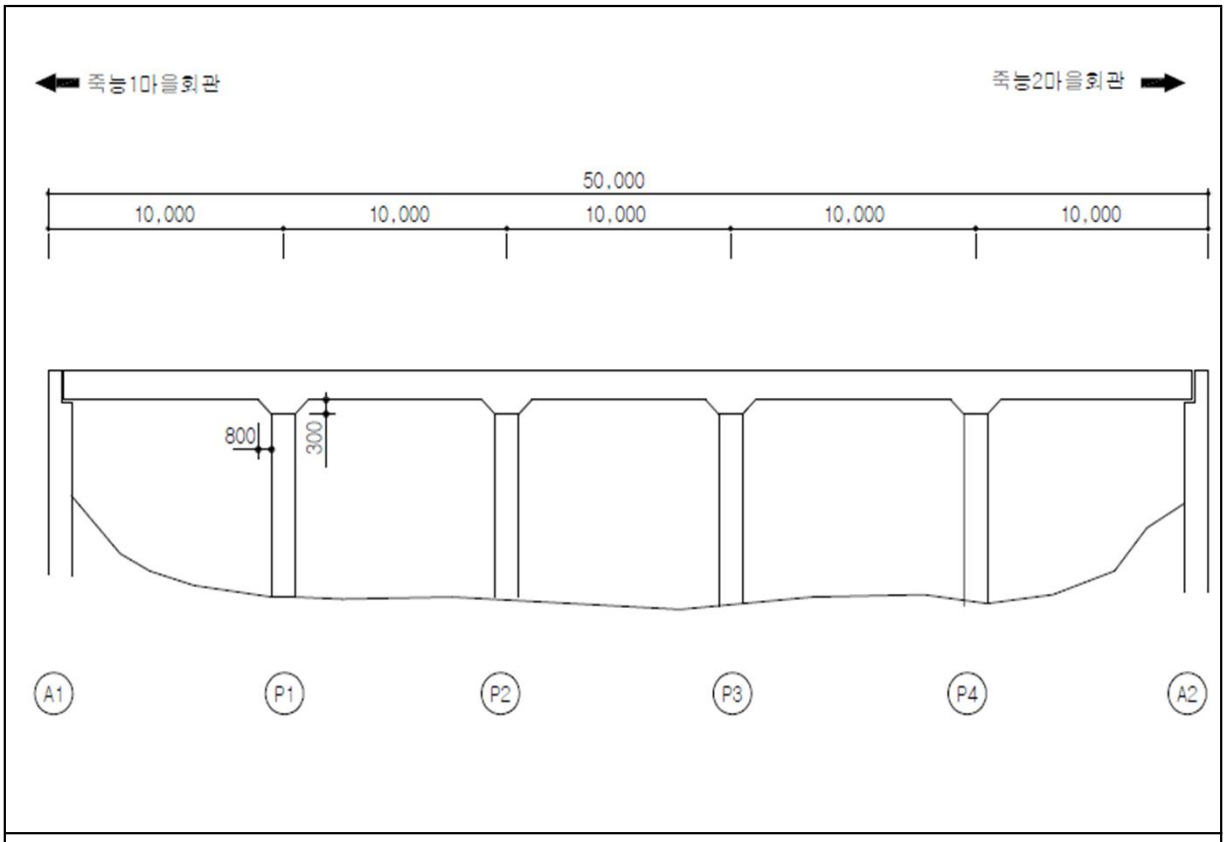
콘크리트 : fck = 21.0 MPa , Ec = 24,854.2 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000.0 MPa

1.1.3 대상교량 종 · 평면도

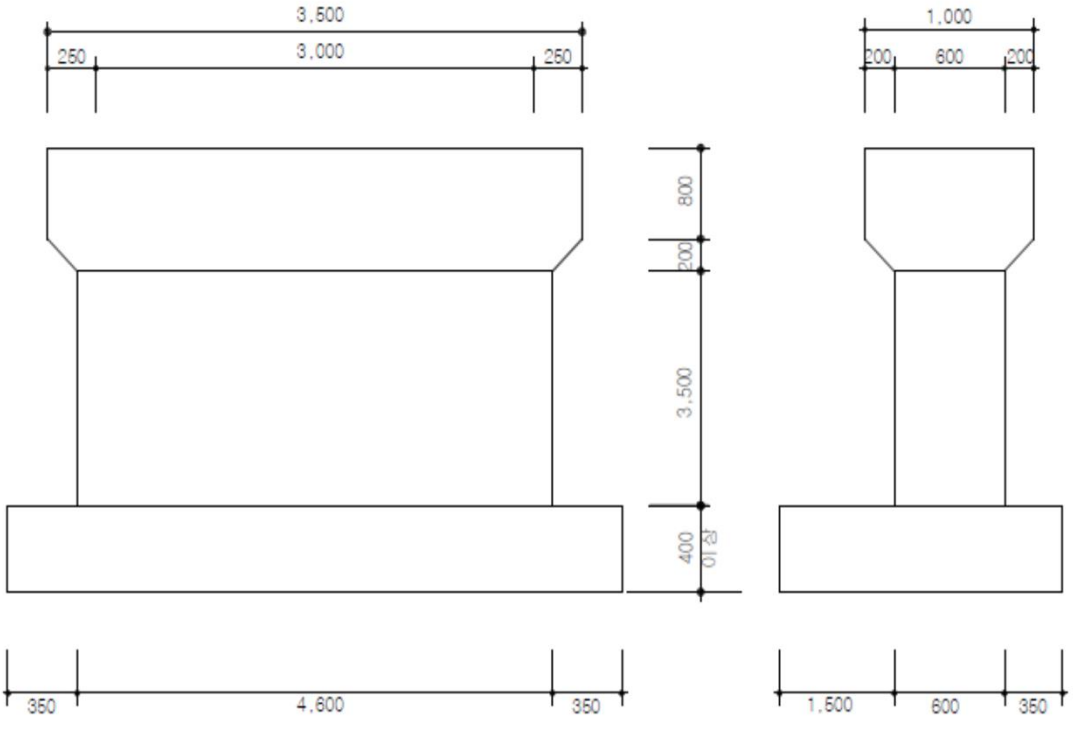


어현교 평면도



어현교 종단면도

1.1.5 교각 1(고정단) 일반도



어현교 교각 1 일반도

1.3 내진설계상수

1) 내 진 등 급 : 내진 Ⅰ 등급 교량

2) 지진구역계수 : 0.110 - 지진구역Ⅰ, 경기도 용인시

3) 위험도 계수 (I) : 1.400

4) 가속도 계수 (A) : 0.154

5) 지 반 계 수 (S) : 1.200 (지반종류 : Ⅱ)

6) 고유치해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

8) 받 침 형 식 : 교 대 부 - 받침없음 (0 kN)

교 각 부 - 받침없음 (0 kN)

1.4 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	-
	콘크리트 모델	MANDER 모델	-
	철근 모델	PARK 모델	-
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS	-
탄성지진력 산정	모델	3차원 프레임해석 모델	-
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성 스프링 모델	-
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	-
	질량산정	상부 고정하중은 분포질량으로, 하부 고정하중은 단위질량으로 입력	-
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS	-

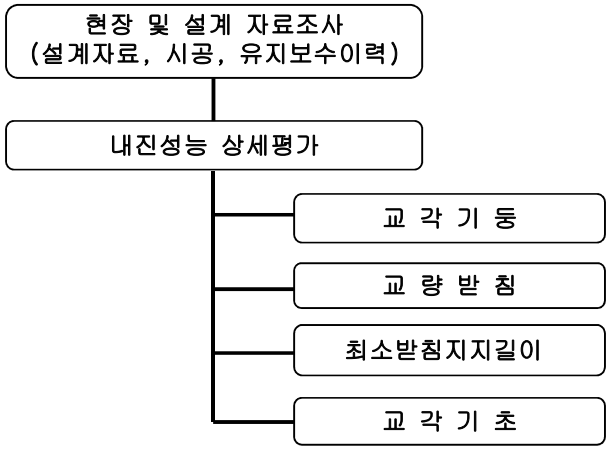
1.5 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능 상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능 상세 평가기준은 상부 구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 '기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



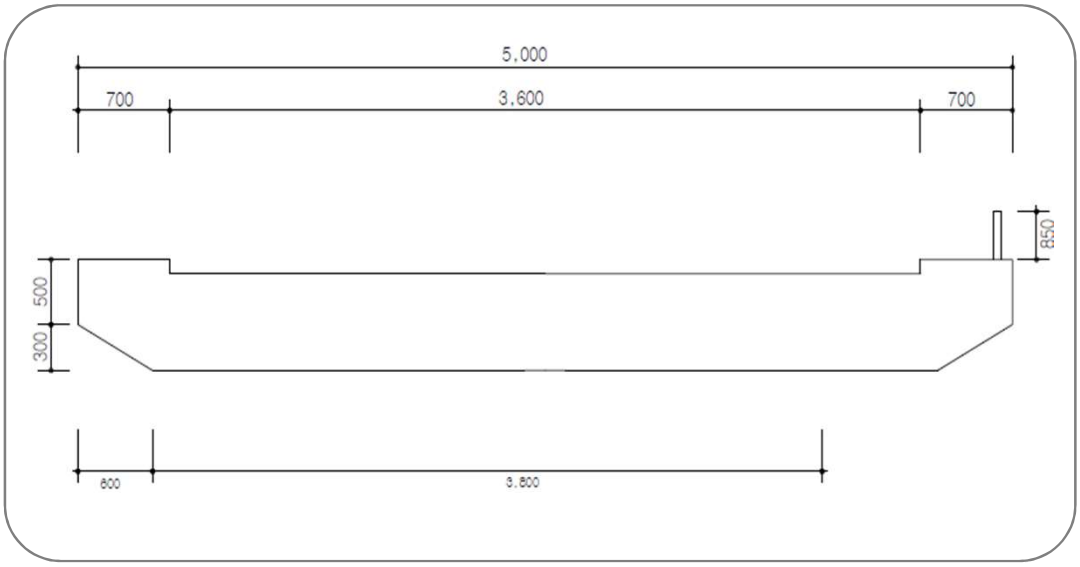
2. A1 ~ A2 구간 탄성지진력

2.1 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

- 해석대상 교량은 RCS (슬래브교)교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침이 없으므로 상부질량에 대한 마찰력 5%를 적용하여 NL Link를 사용하여 모델링하였다.
- 교각기둥의 강성은 축하중 산정시 전체강성을 적용 후 지진해석시 항복 유효강성을 적용하였다.

2.1.1 상부구조 특성

가. 상부구조 단면특성



구 분	A (m^2)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	비 고
슬래브	3.1000	0.3555	0.1206	6.5999	

나. 2차 고정하중

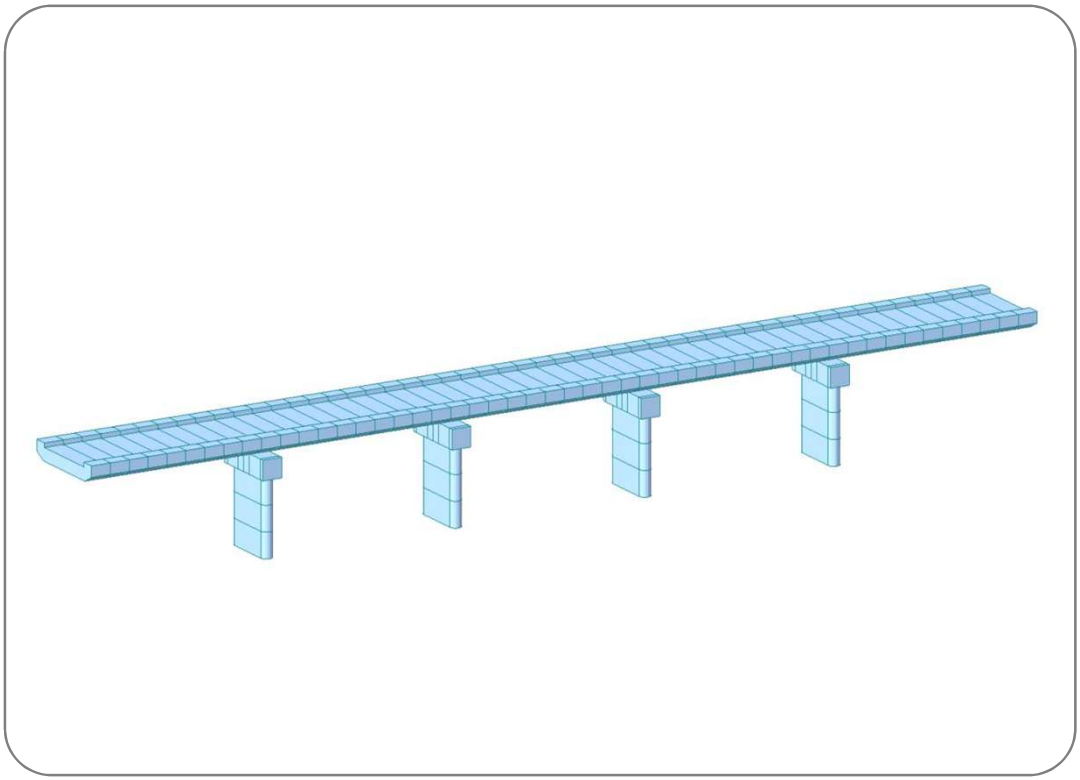
1) 포 장 : 2.8800 m^2 x 23.0 kN/m^3 = 66.2400 kN/m

2) 난 간 : 1.0 kN/m x 2.0 ea = 2.0000 kN/m

2.1.2 교각 단면 특성

구 분	A (m^2)	H (m)	콘크리트 fck	철근 fy	주철근 직경	비 고
교각 P1	1.723	4.500	21 MPa	300 MPa	D 22	하단기준

2.1.3 구조해석 모델



2.1.4 자중해석에 의한 축력 산정

1) 교량 받침부 반력(교각 상부 축력)

(단위 : kN)

받침번호	A1	P1(고정단)	P2	P3	P4	A2	합 계
1	43.9	87.8	87.8	87.8	87.8	43.9	
2	316.7	633.4	633.4	633.4	633.4	316.7	
3	316.7	633.4	633.4	633.4	633.4	316.7	
4	43.9	87.7	87.7	87.7	87.7	43.9	
5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
소 계	721	1,442	1,442	1,442	1,442	721	7,212

2) 교량 하부 축하중

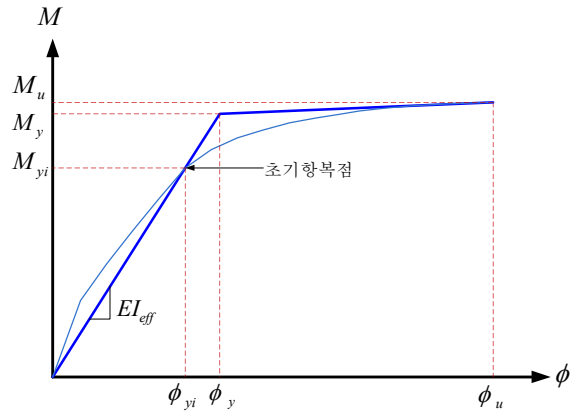
(단위 : kN)

구 분	P1	P2	P3	P4		비 고
교각하부	1,853.0	1,631.9	1,631.9	1,853.0		P1 선정

2.2 교각 P1(고정단) 모멘트-곡률 해석

2.2.1 개요

- 교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성을 산정하기 위하여 단면해석프로그램인 "MIDAS civil"을 통해 앞에서 구한 축력의 효과를 고려하여 아래 그림과 같은 모멘트-곡률 관계곡선을 산정한다.



< 모멘트 - 곡률 관계 곡선 >

여기서 ..

M_{yi} : 초기항복시의 초기항복휨강도

M_y : 항복시의 항복휨강도

M_u : 극한시의 휨강도

$Ø_{yi}$: 초기항복시 곡률

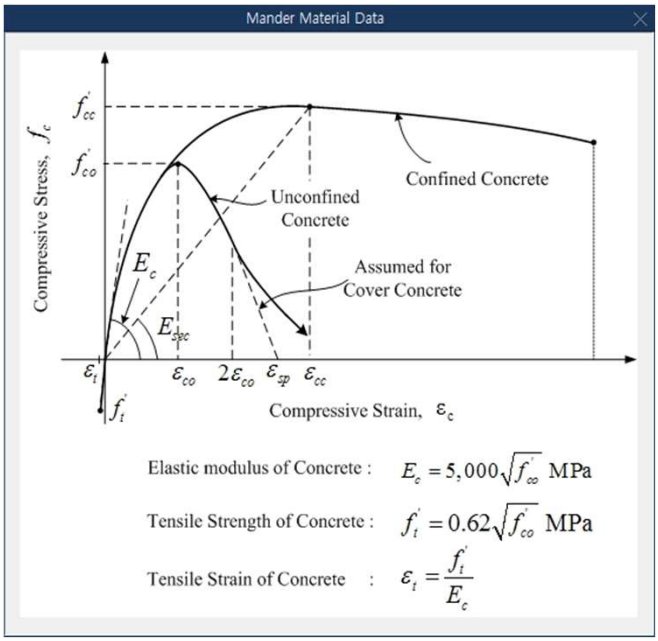
$Ø_y$: 항복시 곡률

$Ø_u$: 극한시 곡률

- 대상부재의 모멘트-곡률 관계곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선을 산정하고 초기항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형율이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다.
  단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

2.2.2 콘크리트 모델 : Mander Concrete Model

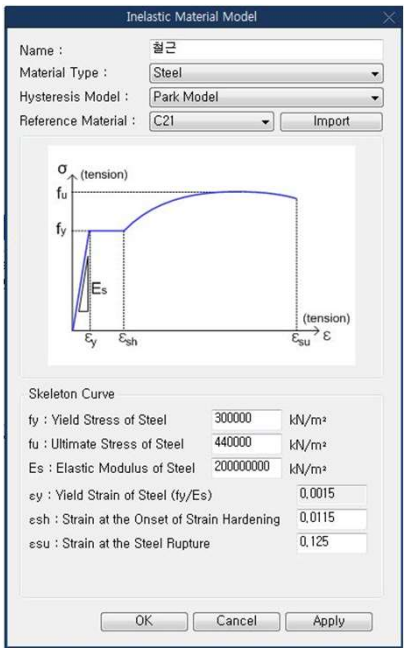
설계강도 f_{ck} (MPa)	최대압축강도 $f'_{co} = f'_{cc}$ (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_{cy} = 0.7\varepsilon_{cc}$		최대변형률 $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}$		극한변형률 ε_{cu}		탄성계수 E_c (MPa)
		교축	교직	교축	교직	교축	교직	
21	21	0.0005	0.0014	0.0007	0.0020	0.0007	0.0020	24,854



Concrete Model

2.2.3 철근모델 : Parabolic Strain Hardening Steel Model

항복강도 f_y (MPa)	극한강도 f_{su} (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_y = f_y / E_s$	경화시변형률 ε_{sh}	극한변형률 ε_{su}	탄성계수 E_s (MPa)	비 고
300	440	0.0015	0.0115	0.1250	200,000	

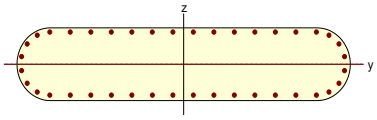


Steel Model

2.2.4 모멘트-곡률 해석 결과

1) 교축방향 해석

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^{L} = 1,453.9	Φ_{yi}^{L} = 0.003871	
항 복 시	M_{y}^{L} = 1,695.2	Φ_{y}^{L} = 0.004513	
극 한 시	M_{u}^{L} = 1,820.9	Φ_{u}^{L} = 0.036573	



Axial Force (kN) : 1083.0

Neutral Axis Angle : 0

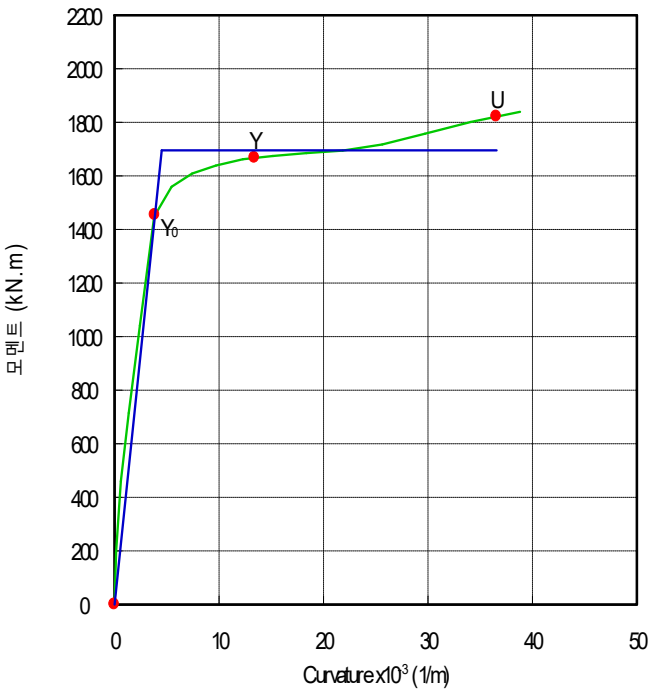
Concrete Height (m) : 0.6

Concrete Width (m) : 3.0

Concrete Area (m^2) : 1.72274

Rebar Area (m^2) : 0.015484

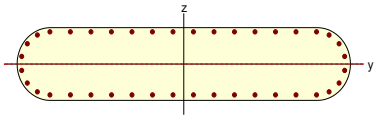
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축방향 해석) >

2) 교축직각방향 해석

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^T = 5,743.2	Φ_{yi}^T = 0.000724	
항 복 시	M_y^T = 7,895.2	Φ_y^T = 0.000996	
극 한 시	M_u^T = 8,287.8	Φ_u^T = 0.005393	



Axial Force (kN) : 1853.0

Neutral Axis Angle : 90

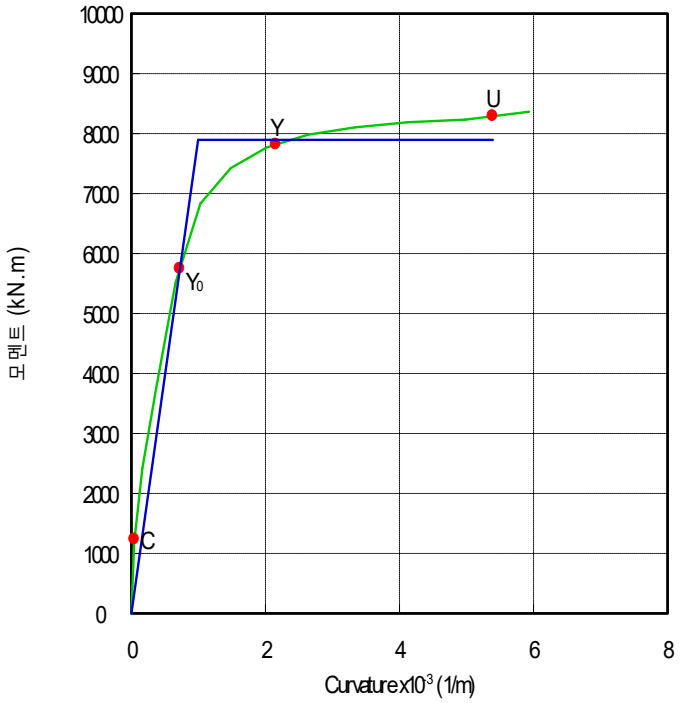
Concrete Height (m) : 0.6

Concrete Width (m) : 3.0

Concrete Area (m^2) : 1.72274

Rebar Area (m^2) : 0.015484

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축직각방향 해석) >

2.2.5 교각 기둥의 유효단면2차모멘트 산정

○ 모멘트-곡률 관계곡선의 기울기로 구한 항복유효강성값을 콘크리트 탄성계수로 나누어 구함

○ 기둥의 유효강성적용은 탄성지지력 산정시 "붕괴방지수준"에 적용

1) 교축방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{L} = \frac{M_y^{L}}{\Phi_y^{L}} = \frac{1,695.2}{0.004513 \times 1000} = 375.6 \ m^4$$

2) 교축직각방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{T} = \frac{M_y^{T}}{\Phi_y^{T}} = \frac{7,895.2}{0.000996 \times 1000} = 7,924.0 \ m^4$$

3) 유효단면2차모멘트

-. 교 축 방 향 : $I_{eff}^{L} = E_c I_{eff}^{L} / E_c =$ 0.015113 m^4 (0.30492 I_g)

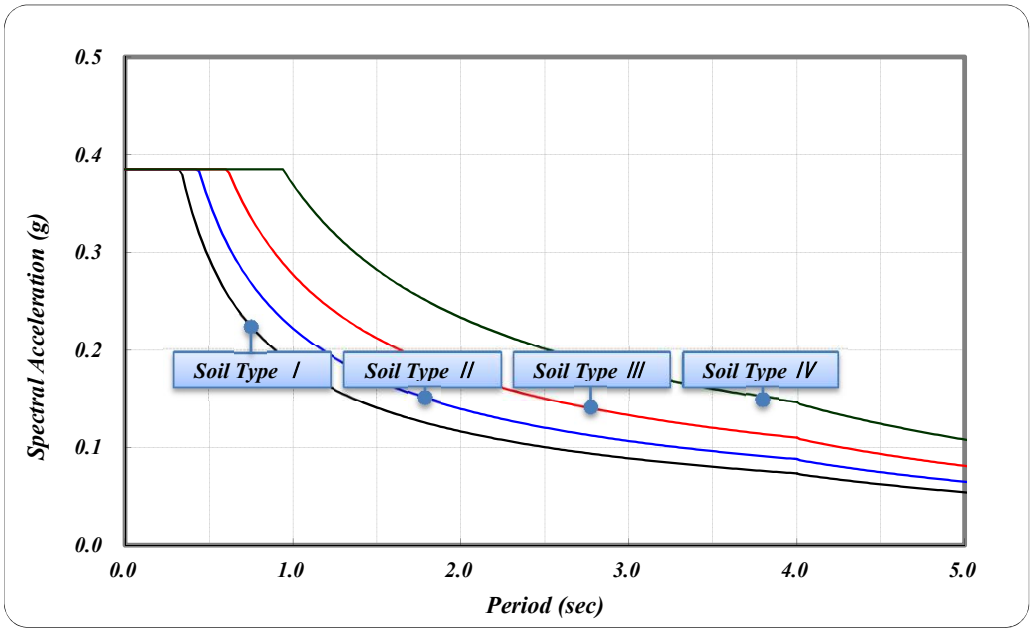
-. 교축직각방향 : $I_{eff}^{T} = E_c I_{eff}^{T} / E_c =$ 0.318821 m^4 (0.26767 I_g)

2.3 지진해석에 의한 탄성지지력 산정

○ 교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

2.3.1 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- 가속도 계수 A = 0.154 g
- 지 반 계 수 S = 1.200 (지반종류 Ⅱ)

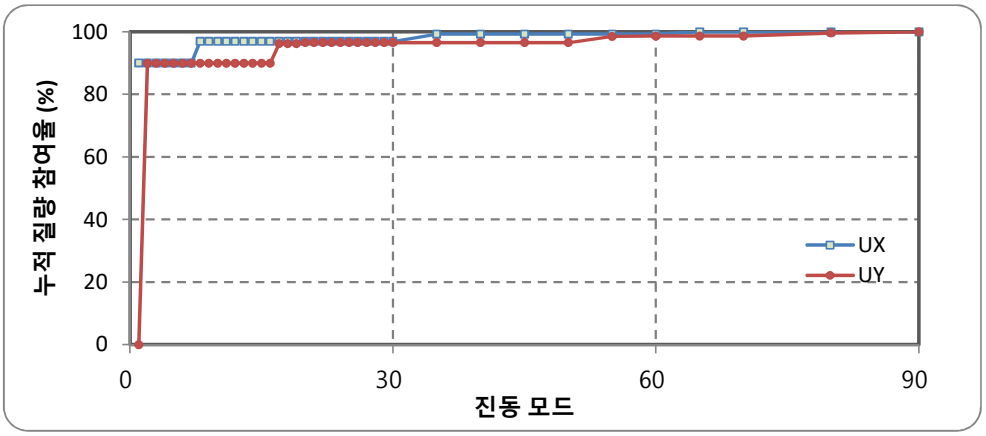


2.3.2 지진해석 결과

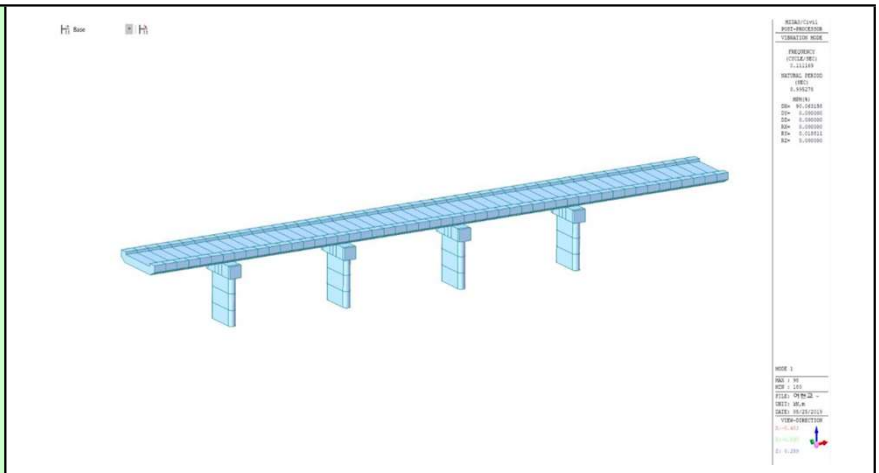
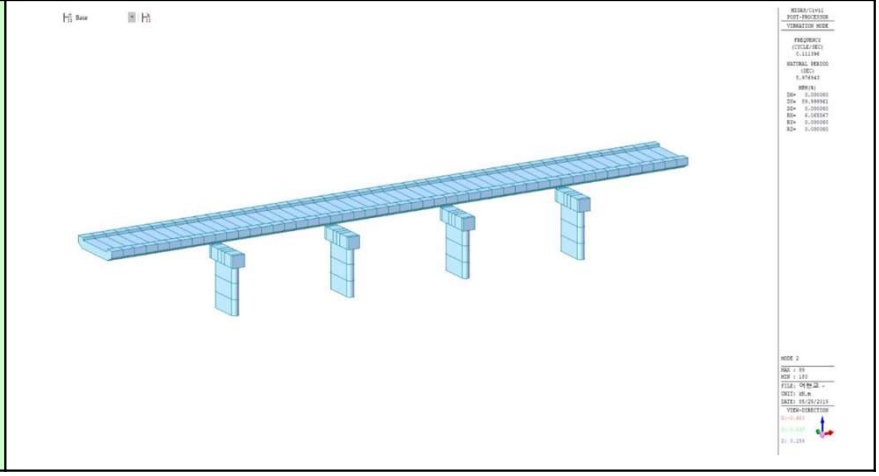
1) 고유치 해석결과 (Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비 고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	8.995	90.060	0.000	0.000	90.060	0.000	0.000	교축모드
2	8.977	0.000	90.000	0.000	90.060	90.000	0.000	교직모드
3	8.615	0.000	0.000	0.000	90.060	90.000	0.000	
4	0.221	0.000	0.000	0.000	90.060	90.000	0.000	
5	0.183	0.000	0.000	0.000	90.060	90.000	0.000	
6	0.183	0.000	0.000	0.000	90.060	90.000	0.000	
7	0.183	0.000	0.000	0.000	90.060	90.000	0.000	
8	0.183	6.900	0.000	0.000	96.960	90.000	0.000	
9	0.148	0.000	0.000	2.870	96.960	90.000	2.870	
10	0.134	0.000	0.000	0.000	96.960	90.000	2.870	
11	0.110	0.000	0.000	8.530	96.960	90.000	11.400	
12	0.089	0.000	0.000	0.000	96.960	90.000	11.400	
13	0.083	0.000	0.000	0.000	96.960	90.000	11.400	
14	0.077	0.000	0.000	57.910	96.960	90.000	69.300	
15	0.045	0.000	0.000	0.000	96.960	90.000	69.300	
16	0.045	0.000	0.000	0.000	96.960	90.000	69.300	
17	0.042	0.000	6.200	0.000	96.960	96.200	69.300	
18	0.039	0.000	0.000	0.000	96.960	96.200	69.300	
19	0.038	0.000	0.000	0.000	96.960	96.200	69.300	
20	0.037	0.000	0.360	0.000	96.960	96.560	69.300	
21	0.037	0.000	0.000	1.130	96.960	96.560	70.430	
22	0.036	0.000	0.000	0.000	96.960	96.560	70.430	
23	0.035	0.000	0.000	0.000	96.960	96.560	70.430	
24	0.033	0.000	0.000	0.230	96.960	96.560	70.670	
25	0.031	0.000	0.000	0.000	96.960	96.560	70.670	
26	0.029	0.000	0.000	0.000	96.960	96.560	70.670	
27	0.027	0.000	0.000	0.000	96.960	96.560	70.670	
28	0.027	0.000	0.000	0.000	96.960	96.560	70.670	
29	0.027	0.000	0.000	0.000	96.960	96.560	70.670	
30	0.027	0.000	0.000	0.000	96.960	96.560	70.670	
35	0.023	0.000	0.000	0.000	99.310	96.560	70.670	
40	0.018	0.000	0.000	0.000	99.310	96.560	90.580	
45	0.013	0.000	0.000	0.000	99.310	96.560	90.860	
50	0.011	0.000	0.000	0.000	99.310	96.560	91.520	
55	0.009	0.000	0.000	0.000	99.310	98.530	94.750	
60	0.008	0.000	0.000	0.000	99.310	98.630	95.120	
65	0.006	0.000	0.000	0.240	99.980	98.630	95.370	
70	0.005	0.000	0.000	0.000	99.980	98.630	95.960	
80	0.003	0.000	0.000	0.000	100.000	99.620	97.840	
90	0.001	0.000	0.000	1.790	100.000	100.000	99.990	

* 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90% 이상이 되도록 모드수를 결정하였다.



2) 주요 모드 형상 (Mode Shape)

교축방향 (T = 8.9953 sec)	
교축직각방향 (T = 8.9769 sec)	

3) 복합모드 해석결과 (D+E)

• 교축방향(X방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	595.832	21.480	-	-	-	-	교각상단 받침
P1	595.832	70.807	285.923	-	0.012	0.008	교각하단 기둥
P2	595.832	70.807	285.923	-	0.010	0.006	교각하단 기둥
P3	595.832	70.807	285.923	-	0.004	0.005	교각하단 기둥
P4	595.832	70.807	285.923	-	0.002	0.005	교각하단 기둥
A2	595.832	21.480	-	-	-	-	교각상단 받침

• 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	-	-	-	594.766	21.440	-	교각상단 받침
P1	-	-	-	594.794	62.408	259.167	교각하단 기둥
P2	-	-	-	594.815	72.904	305.597	교각하단 기둥
P3	-	-	-	594.815	72.904	305.597	교각하단 기둥
P4	-	-	-	594.794	64.408	259.166	교각하단 기둥
A2	-	-	-	594.766	21.440	-	교각상단 받침

4) 교각 P1 (고정단) 복합모드 해석결과

부 재 력	교축방향 작용력		교축직각방향 작용력	
	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
기둥상단축력(kN)	1,754.421		1,754.421	
기둥하단축력(kN)	1,852.971		1,852.971	
상 단 변 위 (mm)	595.832	0.000	0.000	594.794
상단 전단력 (kN)	61.199	0.014	0.000	56.467
하단 전단력 (kN)	70.807	0.012	0.000	62.408
상단모멘트(kN · m)	128.884	0.015	0.000	116.487
하단모멘트(kN · m)	285.923	0.008	0.000	259.167

여기서, $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

5) 교각 P1 (고정단) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부 재 력	하중 경우 1 (Comb 1)		하중 경우 2 (Comb 2)	
	$[F_E^L]_{com\ 1}$	$[F_E^T]_{com\ 1}$	$[F_E^L]_{com\ 2}$	$[F_E^T]_{com\ 2}$
기둥상단축력(kN)	1,754.421		1,754.421	
기둥하단축력(kN)	1,852.971		1,852.971	
상 단 변 위 (mm)	595.832	178.438	178.750	594.794
상단 전단력 (kN)	61.199	16.954	18.360	56.471
하단 전단력 (kN)	70.807	18.734	21.242	62.412
상단모멘트(kN · m)	128.884	34.961	38.665	116.492
하단모멘트(kN · m)	285.923	77.758	85.777	259.169

여기서, $[F_E]_{com\ 1} = 1.0\times[F_E]_L + 0.3\times[F_E]_T$, $[F_E]_{com\ 2} = 0.3\times[F_E]_L + 1.0\times[F_E]_T$

6) 교각 P1 (고정단) 조합지진력

부 재 력	교축방향지진력 $[F_E^L]_{comb}$	교축직각방향지진력 $[F_E^T]_{comb}$	기 호
기둥상단축력(kN)	1,754.421	1,754.421	P
기둥하단축력(kN)	1,852.971	1,852.971	P_{bot}
상 단 변 위 (mm)	595.832	594.794	$[\Delta_E]_{comb}$
상단 전단력 (kN)	61.199	56.471	$[V_E]_{comb,Top}$
하단 전단력 (kN)	70.807	62.412	$[V_E]_{comb,Bot}$
상단모멘트(kN · m)	128.884	116.492	$[M_E]_{comb,Top}$
하단모멘트(kN · m)	285.923	259.169	$[M_E]_{comb,Bot}$

여기서, $[F_E^L]_{comb} = MAX\{[F_E^L]_{com\,1}, [F_E^L]_{com\,2}\}$, $[F_E^T]_{comb} = MAX\{[F_E^T]_{com\,1}, [F_E^T]_{com\,2}\}$

3. 구성요소의 내진성능 평가

3.1 교각의 내진성능 평가

3.1.1 교각 P1 (고정단) 형식 특성값

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
교각 기둥의 거동형태	켄틸레버식	켄틸레버식	
콘크리트 극한변형률 ε_{co}	0.0007	0.0020	
교 각 높 이 H (m)	4.500	4.500	교직-실제높이
교각유효높이 He (m)	4.500	4.848	교직-상부구조도심
진 동 주 기 (sec)	8.9953	8.9769	해석결과

3.1.2 교각 P1 (고정단)의 휨성능 곡선

3.1.2.1 휨단면강도 산정

○ 단면강도는 외부에서 작용하는 수평하중에 대하여 부재가 지지할 수 있는 최대능력(강도)을 의미한다

○ 하중작용점의 높이 : 교 축 방 향 - 교각의 상단(즉, 교각의 높이)

교축직각방향 - 상부구조 질량중심까지의 높이

1) 교축방향

- $F^L_y = M^L_y / H_e{}^L$ = 1,695.19 / 4.500 = 376.709 kN
- $F^L_f = M^L_n / H_e{}^L$ = 1,820.93 / 4.500 = 404.651 kN

2) 교축직각방향

- $F^T_y = M^T_y / H_e{}^T$ = 7,895.15 / 4.848 = 1,628.538 kN
- $F^T_f = M^T_n / H_e{}^T$ = 8,287.77 / 4.848 = 1,709.524 kN

여기서, F^L_y, F^T_y : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

F^L_f, F^T_f : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

M^L_y, M^T_y : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN-m)

M^L_n, M^T_n : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN-m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

- 교축방향 - 교각의 상단높이 적용(즉 교각높이로 적용)
- 교축직각방향 - 질량중심을 고려한 값 적용.

3.1.2.2 교각의 휨성능 곡선

○ 교각의 항복 및 극한시 변위는 비선형해석 또는 단면해석을 통하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 단, Caltrans에서는 하중단계에 따른 곡률분포를 등가소성힌지길이의 중심으로 한 2개의 직선으로 이상화하여 간략하게 평가할 수 있도록 하였다.

○ 소성변형과 관련 변수들의 기하학적인 특성을 이용하면 다음과 같은 관계를 구할 수 있다.

1) 교축방향

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^L = \dfrac{\varnothing_y^L \, H_e^2}{3} = \dfrac{0.004513 \times 4.500^2}{3} = 0.030464$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^L = 0.08\, H_e + 0.022\, f_y\, d_{bl} = 0.08 \times 4.500 + 0.022 \times 300 \times 0.0222 = 0.507$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0222 = 0.293$ m
- $\theta_p^L = (\varnothing_U - \varnothing_y)\, L_p^L = (0.036573 - 0.004513) \times 0.507 = 0.016239$
- $\Delta_p^L = (M_u^L / M_y^L - 1) \cdot \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2)$

  $= \left(\dfrac{1,821}{1,695} - 1\right) \times 0.030464 + 0.016239 \times \left(4.500 - \dfrac{0.507}{2}\right)$

  $= 0.07122$ m

여기서, L_p : 등가소성힌지길이(m), θ_p : 소성회전각

f_y : 축방향철근 항복강도(MPa), d_{bl} : 교각 기둥의 축방향철근 직경(mm)

③ 극한변위(Δ_u)

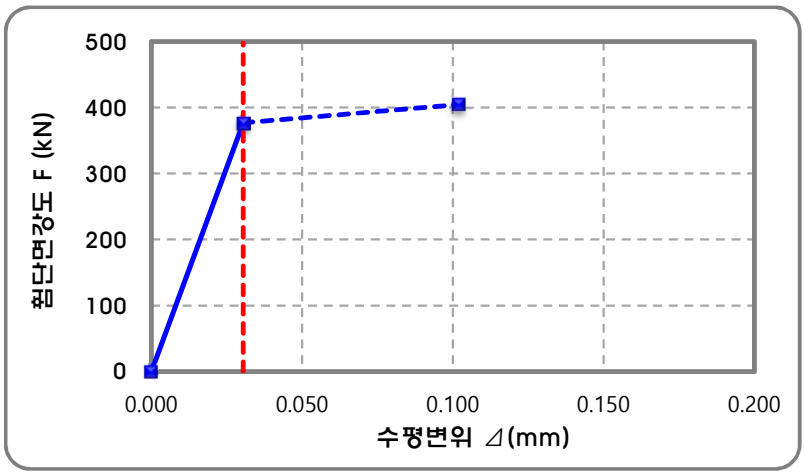
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.030464 + 0.071223 = 0.101687$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c}^L = \dfrac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \dfrac{0.101687}{0.030464} = 3.338 > 1.000$ 제한

  $= 1.000$

⑤ 휨성능 곡선



2) 교축직각방향

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^T = \dfrac{\varnothing_y^T H_e^2}{3} = \dfrac{0.000996 \times 4.848^2}{3} = 0.007806$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.848 + 0.022 \times 300 \times 0.0222 = 0.534$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0222 = 0.293$ m
- $\theta_p^T = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^T = (0.005393 - 0.000996) \times 0.534 = 0.002349$
- $\Delta_p^T = (M_u^T / M_y^T - 1) \cdot \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2)$

  $= \left(\dfrac{8,288}{7,895} - 1 \right) \times 0.007806 + 0.002349 \times \left(4.848 - \dfrac{0.534}{2} \right)$

  $= 0.01115$ m

③ 극한변위(Δ_u)

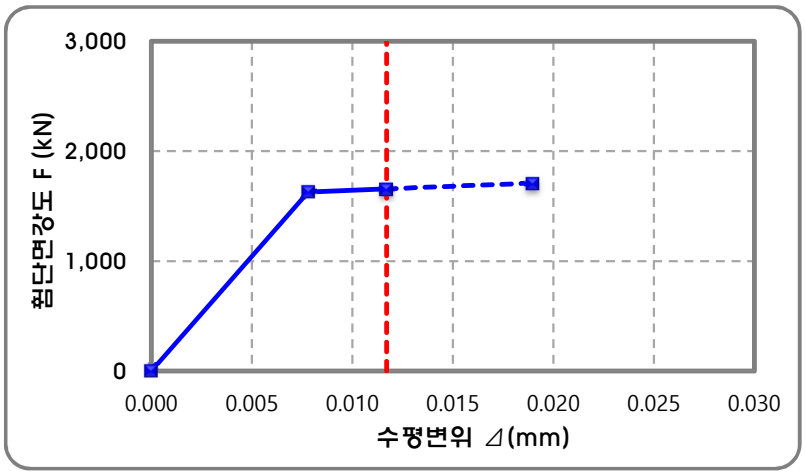
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.007806 + 0.011150 = 0.018956$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c}^T = \dfrac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \dfrac{0.018956}{0.007806} = 2.428 > 1.500$ 제한

  $= 1.500$

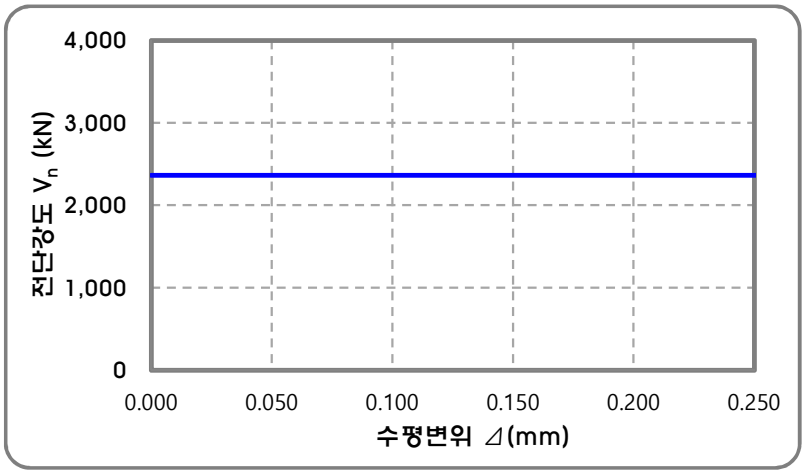
⑤ 휨성능 곡선



3.1.3 교각 P1 (고정단)의 전단성능 곡선

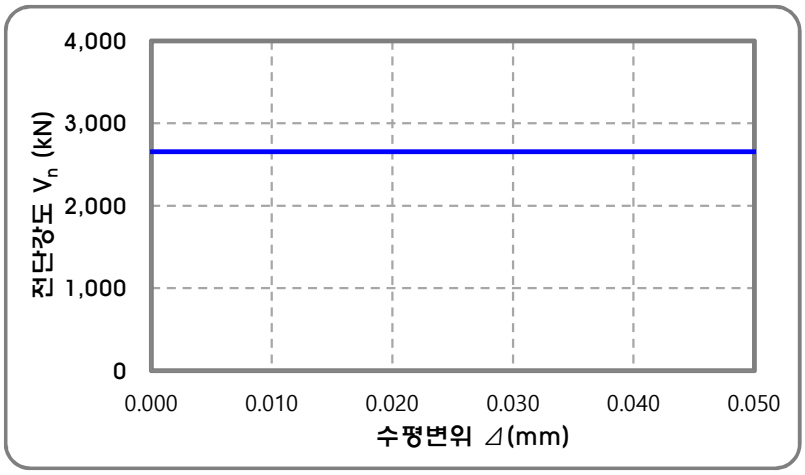
1) 교축방향

- $V_{n1} = 0.66 \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 0.660 \times \sqrt{(\ 21\ )} \times 3000 \times 520 = 4{,}718.2$ kN
- $V_{n2} = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) \cdot b \cdot d$
  $= (\ 0.165 \times \sqrt{(\ 21\ )} + 0.003 \times 300\ ) \times 3000 \times 520 = 2{,}363.6$ kN
- $V_n = MIN(\ V_{n1}\ ,\ V_{n2}\ ) = 2{,}363.6$ kN



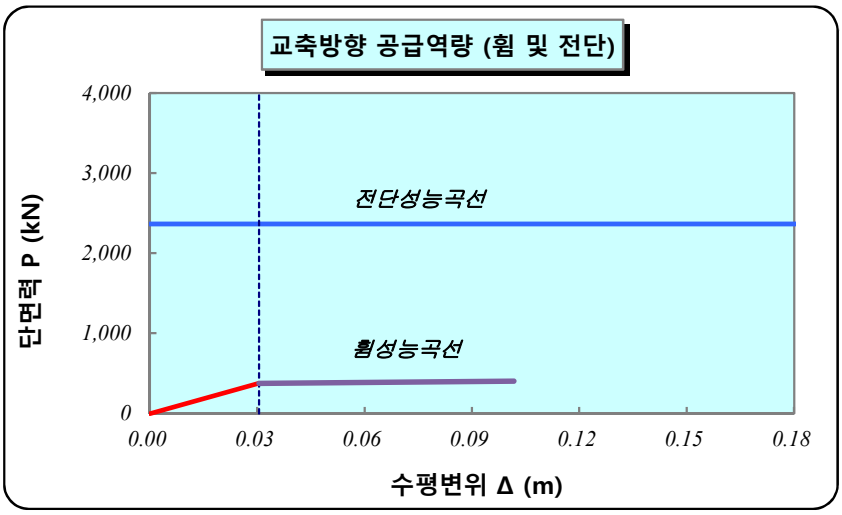
2) 교축직각방향

- $V_{n1} = 0.66 \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 0.660 \times \sqrt{(\ 21\ )} \times 600 \times 2920 = 5{,}298.9$ kN
- $V_{n2} = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) \cdot b \cdot d$
  $= (\ 0.165 \times \sqrt{(\ 21\ )} + 0.003 \times 300\ ) \times 600 \times 2920 = 2{,}654.5$ kN
- $V_n = MIN(\ V_{n1}\ ,\ V_{n2}\ ) = 2{,}654.5$ kN

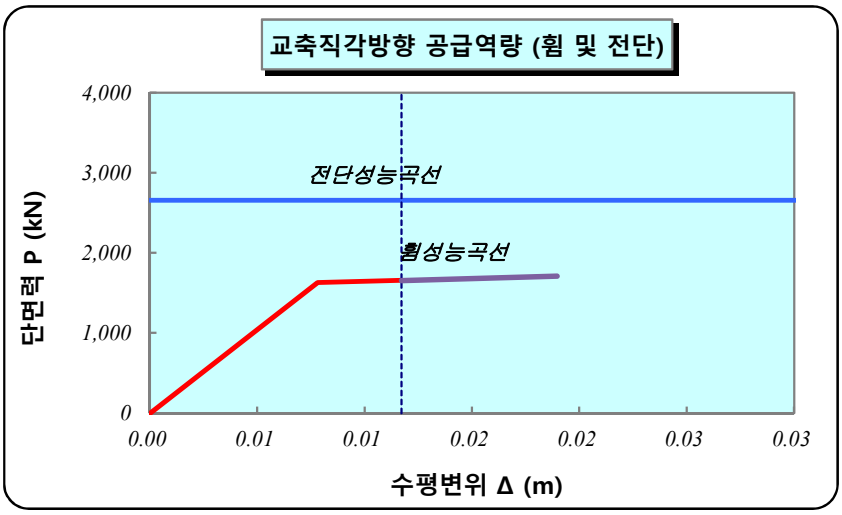


3.1.4 교각 P1 (고정단)의 파괴모드 결정

1) 교 축 방 향 : **휨 파괴모드**



2) 교축직각방향 : **휨 파괴모드**



3) 교각의 파괴모드

⇒ 교각 P1(고정단)의 교축 및 교축직각방향은 휨파괴에 이를 때까지 전단파괴가 발생하지 않으므로 해당교각은 '휨파괴 모드'에 의해 지배된다.

3.1.5 교각 P1 (고정단)의 내진성능 평가

○ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구 분	지 반 종 류				비 고
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	
Ts	0.3300	0.4400	0.6100	0.9400	도로교설계기준 1980
1.25 Ts	0.4125	0.5500	0.7625	1.1750	

1) 교축방향 : 휨 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P{\cdot}\Delta_E$ = 285.9 + 1,754.4 × 0.5958 = 1,331.3 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 1,331.3 kN · m
- M_y = 1,695.2 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 ∴ **탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_s}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 8.9953 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가 (변위연성도)

- 공 급 역 량 : $\mu^L_{\Delta C}$ = 1.000
- 소 요 역 량 : $\mu^L_{\Delta d}$ = 1.000
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^L_{\Delta C}}{\mu^L_{\Delta d}} = \frac{1.000}{1.000}$ = 1.000 ≥ 1.0 ∴ 0.K

2) 교축직각방향 : 휨 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P{\cdot}\Delta_E$ = 259.2 + 1,754.4 × 0.5948 = 1,302.7 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 1,302.7 kN · m
- M_y = 7,895.2 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 ∴ **탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_s}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 8.9769 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가 (변위연성도)

- 공 급 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta C} = 1.500$
- 소 요 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta d} = 1.000$
- 내진성능평가 : $\dfrac{\mu^{L}_{\Delta C}}{\mu^{L}_{\Delta d}} = \dfrac{1.500}{1.000} = 1.500 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2 교량 받침의 내진성능 평가

○ 받침이 없으므로 받침부 평가는 생략한다.

3.3 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- N_C = 800.0 mm (현장 실측값)

2) 소요역량 N_D

○ N_D = MAX [응답변위, N_{min}] = MAX [2,989.67 , 313.47] = 2,989.67 mm

▶ 응답변위 = 비탄성 변위 Δ_{dem} = 2989.67 mm

- P-Δ 효과 및 주기를 고려한 수정 탄성변위 및 비탄성변위 산정

① P-Δ 효과를 고려한 탄성변위($[\Delta_E]_{pd}$) 산정

- 30% 규정을 적용하여 산정한 탄성 변위에 P-Δ효과를 고려하여 수정 탄성변위 산정

- 교 축 방 향

$$[\Delta_E^L]_{pd} = \left(1 + \frac{P \times [\Delta_E^L]_{comb}}{[M_E^L]_{comb}}\right) \times [\Delta_E^L]_{comb}$$

$$= \left(1 + \frac{1{,}754.4 \times 0.59583}{285.9}\right) \times 0.59583 = 2774.206 \text{ mm}$$

여기서, P = 1,754.4 kN

$[\Delta_E^L]_{comb}$ = 595.83 mm

$[M_E^L]_{comb}$ = 285.9 kN · m

- 교축직각방향

$$[\Delta_E^T]_{pd} = \left(1 + \frac{P \times [\Delta_E^T]_{comb}}{[M_E^T]_{comb}}\right) \times [\Delta_E^T]_{comb}$$

$$= \left(1 + \frac{1{,}754.4 \times 0.59479}{259.2}\right) \times 0.59479 = 2989.671 \text{ mm}$$

여기서, P = 1,754.4 kN

$[\Delta_E^T]_{comb}$ = 594.79 m

$[M_E^T]_{comb}$ = 259.2 kN · m

② 주기를 고려한 비탄성변위(Δ_{dem}) 산정

- 수정 탄성변위에 고유주기를 고려하여 비탄성변위 산정, 이를 소요역량 산정에 반영

- 교 축 방 향

$\Delta_{dem}^L = \lambda_{DR}^L \cdot [\Delta_E^L]_{pd}$ = 1.000 × 2774.206 = 2774.206 mm

- 교축직각방향

$\Delta_{dem}^T = \lambda_{DR}^T \cdot [\Delta_E^T]_{pd}$ = 1.000 × 2989.671 = 2989.671 mm

▶ $N_{min} = (200 + 1.67 \cdot L + 6.66 \cdot H) \times (1 + 0.000125 \cdot \theta^2)$ = 313.47 mm

여기서, L = 50.00 m (연속경간장)

H = 4.50 m (교각 높이)

θ = 0.00 ° (사각)

3) 내진성능 평가

○ $\frac{N_C}{N_D} = \frac{800.0}{2,989.7} = 0.268 < 1.00$ ∴ N.G

3.4 기초의 내진성능 평가

3.4.1 확대기초 및 지반 평가

○고정단 교각의 확대기초부 내진성능평가는 기초의 안정성 평가와 강도설계법에 의한 기초본체검토를 수행한다.

1) 지진력 산정

-. 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 계산한다.

- 기초부 교축방향

H^L_E = Min [H^L_n , $H^L_{E,comb}$] × n^L = Min [377 , 71] × 1 = 70.8 kN

M^L_E = Min [M^L_n , $M^L_{E,comb}$] × n^L = Min [1,695 , 286] × 1 = 285.9 kN

- 기초부 교축직각방향

H^T_E = Min [H^T_n , $H^T_{E,comb}$] × n^T = Min [1,657 , 62] × 1 = 62.4 kN

M^T_E = Min [M^T_n , $M^T_{E,comb}$] × n^T = Min [8,033 , 259] × 1 = 259.2 kN

① 교축방향 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 1,853.0 × 1 = 1,853.0 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 70.8 = 70.8 kN

-. 모멘트 M = 285.9 = 285.9 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 1,853.0 +(5.000 × 2.600 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 2,425.0 kN

-. 수평력 H_f = 70.8 kN

-. 모멘트 M_f = 285.9 + (70.8 × 1.000)

= 356.7 kN · m

② 교축직각 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 1,853.0 × 1 = 1,853.0 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 62.4 = 62.4 kN

-. 모멘트 M = 259.2 = 259.2 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 1,853.0 +(5.000 × 2.600 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 2,425.0 kN

-. 수평력 H_f = 62.4 kN

-. 모멘트 M_f = 259.2 + (62.4 × 1.000)

= 321.6 kN · m

2) 기초하단에 작용하는 지진력

구 분	연직력 V (kN)	수평력 H (kN)	모멘트 M_o (kN · m)	저항모멘트Mr(kN · m)
교 축 방 향	2,424.97	70.81	356.73	3,152.46
교축직각방향	2,424.97	62.41	321.58	6,062.43

3.4.2 확대기초의 두께 평가

○ 확대기초 두께에 대한 강체 검토

-. 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다.

-. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 또는 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

• $\beta \cdot \lambda \leq 1.0$ 인 경우 강체로 취급

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 115,675}{24,854,151 \times 1.000^3}} = 0.344 \quad (m^{-1})$$

여기서, k = 115,674.9 kN/㎥ (직접기초인 경우 : k_v , 말뚝기초인 경우 : k_p)

k_v = 115,674.9 kN/㎥ (연직방향 지반반력계수)

k_{vo} = 746,666.7 kN/㎥ (1/0.3× αE_o , 지진시 α = 2)

L = 2.600 m B = 5.000 m

B_C = 3.000 m L_C = 0.600 m

h = 1.000 m (확대기초의 두께)

D_f = 2.000 m (기초의 근입깊이)

N = 40 (기초 저면부 표준관입시험 N값)

E_0 = 112,000.0 kN/㎥ (지진시 지반변형계수, E_0=2,800N)

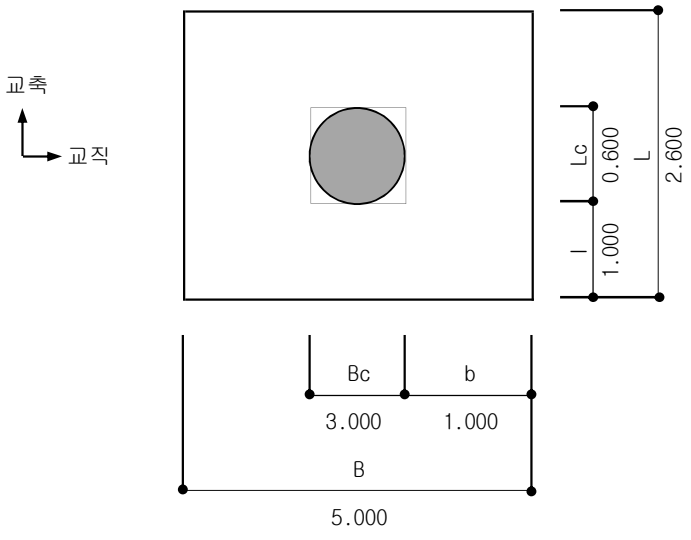
E = 24,854,150.8 kN/㎥

λ = Max(l,b) = 1.000 m

여기서, λ : 확대기초 환산 돌출길이

다만, l ≥ L/2 (= 1.300) 이면 l = L/2 적용 ⇒ l < L/2 이므로, l = 1.000 m

b ≥ B/2 (= 2.500) 이면 b = B/2 적용 ⇒ b < B/2 이므로, b = 1.000 m



• $\beta \cdot \lambda$ = 0.344 × 1.000 = 0.344 ≤ 1.0 이므로, ∴ **O.K** (강체로 취급)

3.4.3 확대기초의 안정성 평가

1) 전도에 대한 안정검토

구 분	M_r(kN·m)	M_o(kN·m)	V (kN)	S.F	편심e (m)	허용편심(m)	비 고
교 축 방 향	3,152.5	356.7	2,425.0	8.837	0.147	0.867	O.K
교축직각방향	6,062.4	321.6	2,425.0	18.852	0.133	1.667	O.K

-. 지진시 전도에 대한 안전율 S.F는 1.5 이상 (S.F ≥ 1.5)

-. 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥면의 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3 이내

-. $e = B / 2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$

2) 지지력에 대한 안정검토

① 지반의 극한지지력 (q_C)

- $Q_C = \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq$

여기서, Q_C : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한 지지력 (kN/㎡)

Nc, Nr, Nq : 지지력 계수

Ø : 기초지반의 내부마찰각 (= 35 °)

α, β : 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

C : 기초저면의 점착력 (= 0.0 kN/㎡)

γ_1 : 기초저면 암반의 단위중량 (= 20.0 kN/m³)

γ_2 : 기초의 근입깊이에 관계되는 흙의 단위중량 (= 19.0 kN/m³)

A' : 유효재하면적 (m^2)

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭 (m)

$$Nq = \frac{e^{2(3\pi/4-\emptyset/2)\tan\emptyset}}{2\cos^2(45+\emptyset/2)} = 41.440$$

$$Nc = (Nq-1)\cot\emptyset = 57.754$$

$$Nr = \frac{2(Nq+1)\tan\emptyset}{1+0.4\sin(4\emptyset)} = 47.277$$

구 분	B (m)	L (m)	형상계수 α	형상계수 β	유효폭 B'(m)	극한지지력 Q_c (kN/㎡)
교 축 방 향	2.600	5.000	1.156	0.448	2.306	2,551.5
교축직각방향	5.000	2.600	1.300	0.400	4.735	3,365.5

② 지지력에 대한 안정검토

구 분	작 용 하 중		편 심	지반반력 Q_D (KN/m^2)		극한지지력	비 고	
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Q_C (KN/m^2)	Q_C / Q_D	판정
교 축 방 향	356.7	2,425.0	0.147	250	123.2	2,551.5	10.21	O.K
교축직각방향	321.6	2,425.0	0.133	216.2	156.9	3,365.5	15.57	O.K

-. 사다리꼴 반력분포시 : $Q_{1,2} = \sum V / (B \cdot L) \times (1 \pm 6e / B)$

-. 삼각형 반력분포시 : $Q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot X)$ 여기서, $X = 3 \times (B / 2 - e)$

-. 지진시 지지력에 대한 안전율 S.F는 2 이상 ($Q_C / Q_D \geq$ 2.0)

3) 활동에 대한 안정검토

구 분	V (kN)	A'(㎡)	H_C (kN)	H_D (kN)	H_C / H_D	허용안전율	비 고
교 축 방 향	2,425.0	11.5	1,046.0	70.8	14.773	1.20	O.K
교축직각방향	2,425.0	12.3	1,046.0	62.4	16.760	1.20	O.K

- $H_c = C_b \cdot A' + V \cdot \tan\varnothing_B$ (기초저면이 암지반이면 $\tan\varnothing_B$= 0.6)

  여기서, H_c : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력 (kN)

  C_b : 기초저면과 지반과의 부착력 (= 0.0 kN/㎡)

  A' : 기초저면의 유효재하면적 (㎡)

  $\varnothing_B$: 기초저면과 지반과의 마찰각 (degree) (= 2/3 Ø)

3.4.4 확대기초의 단면력 계산

1) 위험단면 선정

- 휨에 대한 위험단면

  -. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급

  -. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 결정

  교 축 방 향 : X_b^L = 1.000 m

  교축직각방향 : X_b^T = 1.034 m

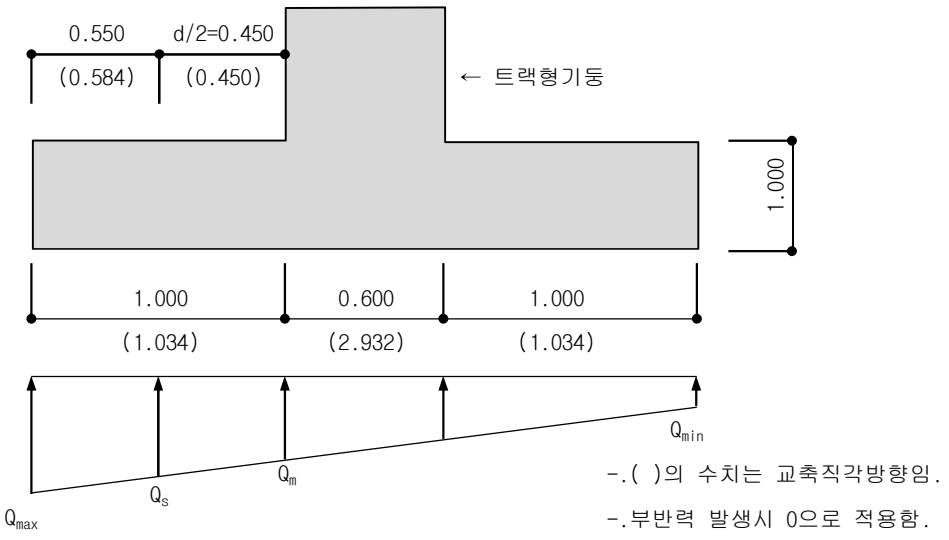
- 전단에 대한 위험단면

  -. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 d/2거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정

  교 축 방 향 : X_V^L = 1.000 - 0.450 = 0.550 m

  교축직각방향 : X_V^T = 1.034 - 0.450 = 0.584 m

2) 지반반력 계산



구 분	작 용 하 중		편 심	교축방향 지반반력(kN/㎡)			
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Qm	Qs
교 축 방 향	356.7	2,425.0	0.147	249.861	123.211	201.149	223.070
교축직각방향	321.6	2,425.0	0.133	216.221	156.852	203.942	209.285

3) 부재력 산정

구 분	지 반 반 력		기초자중 및 재토하중		검토부재력	
	Mb (KN.m)	V (KN)	Mb (KN.m)	V (KN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
교 축 방 향	116.812	130.056	22.000	24.200	94.812	105.856
교축직각방향	113.428	124.276	23.527	25.702	89.901	98.574

3.4.5 확대기초의 단면 평가

1) 교축방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck} =	21 Mpa	철근항복강도	fy =	300 Mpa
설 계 모 멘 트	Mu =	94.812 kN · m	휨 감 소 계 수	ϕ_f =	1.000
설 계 전 단 력	Vu =	105.856 kN	전단감소계수	ϕ_v =	1.000
부 재 높 이	h =	1000 mm	부 재 폭	b =	1000 mm
인 장 피 복	d' =	100 mm	유 효 높 이	d =	900 mm

β1 = 0.85 , p_b = (0.85 × β1 × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.06320 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 605596477 N · mm

= 605.596 kN · m ≥ Mu = 94.812 kN · m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 5.921 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 352.315 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 5.921 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00039 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00052

∴ 필요철근량 req.As = 352.315 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

2) 교축직각방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	21 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	89.901 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	98.574 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1000 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	900 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.06320 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/$\beta 1$ - Dc_min) / (a/$\beta 1$)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 605596477 N·mm

= 605.596 kN·m ≥ Mu = 89.901 kN·m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 5.614 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 334.007 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 5.614 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00037 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00049

∴ 필요철근량 req.As = 334.007 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

3) 확대기초의 단면력 평가

구 분		공급역량	소요역량	안전율	판 정	비 고
교축방향	휨모멘트 (kN·m)	605.60	94.81	6.387	O.K	
	전단력 (kN)	961.06	105.86	9.079	O.K	
교축직각방향	휨모멘트 (kN·m)	605.60	89.90	6.736	O.K	
	전단력 (kN)	961.06	98.57	9.750	O.K	

3.5 A1 ~ A2 구간 내진성능 평가 결과

- 교 량 명: 어현교
- 위 치: 경기도 용인시(지진Ⅰ구역)
- 내진등급: 내진Ⅰ등급교
- 지반종류: Ⅱ
- 설계하중: DB-18
- 연속경간: 5@10 = 50.0m
- 교 폭: 5.000m
- 사각/곡률반경: 0°/직교

- 내진성능 평가 결과 요약

구 분	내진성능 평가구간 : A1 ~ A2	
대상교량 특징	- 상부형식: RCS	- 내진성능평가 교각: P1 (고정단)
	- 교대형식: 중력식	- 교대기초: 확대기초
	- 교각형식: 벽식교각	- 교각기초: 확대기초
	- 교각단면: 트랙형 (0.600m×3.000m)	- 받침제원: 받침없음
	받침규격 직접입력	
	▣ 교각부: O.K, 기초부: O.K, 받침부: N.G	

구 분				공급역량	소요역량	비 고	
고정단 교각부 평가 (Rs = 교축: 1, 교직: 1)							
기둥부	휨파괴모드(변위연성도)		교축	1.000	1.000	1.000	O.K
	휨파괴모드(변위연성도)		교축직각	1.500	1.000	1.500	O.K
고정단 교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도(kN·m) (안전율 : 1.5)	교축	3,152.5	356.7	8.837	O.K
			교직	6,062.4	321.6	18.852	O.K
		지지력(kN/㎡) (안전율 : 2.0)	교축	2,551.5	249.9	10.211	O.K
			교직	3,365.5	216.2	15.565	O.K
		활동(kN) (안전율 : 1.2)	교축	1,046.0	70.8	14.773	O.K
			교직	1,046.0	62.4	16.760	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트(kN·m)	교축	605.6	94.8	6.387	O.K
			교직	605.6	89.9	6.736	O.K
		전단력(kN)	교축	961.1	105.9	9.079	O.K
			교직	961.1	98.6	9.750	O.K
받침부 평가 (교각부, 교대부, 교대부)							
받침지지길이(mm)				800.0	2,989.7	0.268	N.G

어현교

보 강 후 내 진 성 능 평 가

2019.06

1. 개 요

1.1 교량현황

1.1.1 교량제원

1) 교 량 명 : 어현교

2) 교 량 등 급 : 1 종 (DB-18)

3) 관 리 주 체 : 경기도 용인시

4) 소 재 지 : 용인시 처인구 원삼면 죽능리 772-5

5) 준 공 년 도 : 1991 년

6) 상부구조형식 : RCS (슬래브교)

7) 교 량 연 장 : 50.000 m (=5@10)

8) 교 량 폭 원 : 5.000 m

9) 받 침 형 식 : 탄성받침

10) 교 각 형 식 : 벽식 교각 (기둥 1 EA, 단면적 = 1.723 ㎡)

- 축방향철근 배근상태 : D22 (40 EA (1 단))
- 축방향철근 겹침이음 : 무
- 피 복 두 께 : 40 mm
- 횡방향철근 배근상태 : D13 @ 200 mm

11) 교 대 형 식

- A1 교대 : 중력식 교대
- A2 교대 : 중력식 교대

12) 기 초 형 식

- 교 대 : 확대기초 (A1, A2)
- 교 각 : 확대기초 (P1)

1.1.2 사용재료

1) 콘크리트 바닥판

콘크리트 : fck = 24.0 MPa , Ec = 25,811 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000 MPa

2) 거 더 (콘크리트 거더)

콘크리트 fck : 24.0 MPa

콘크리트 γt : 25.0 kN/㎥

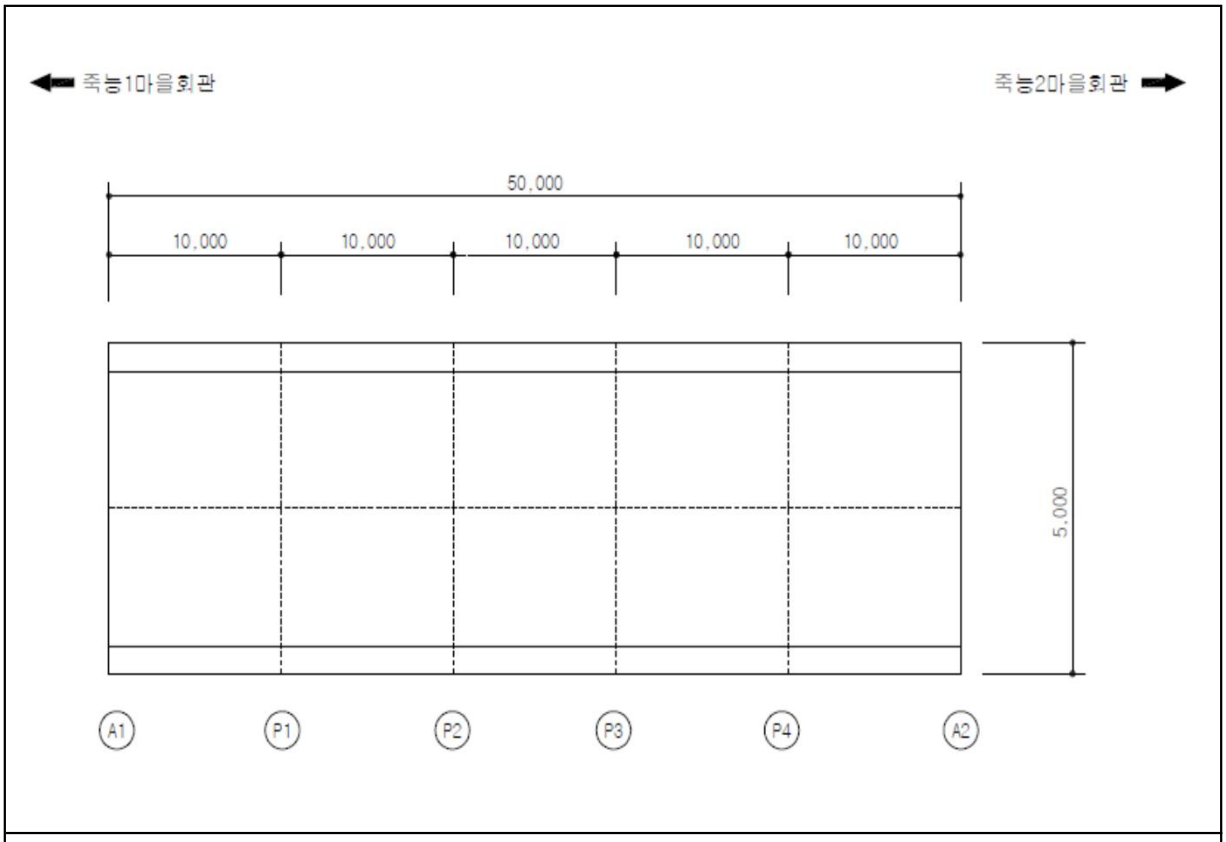
콘크리트 Ec : 25,811 MPa

3) 하부구조

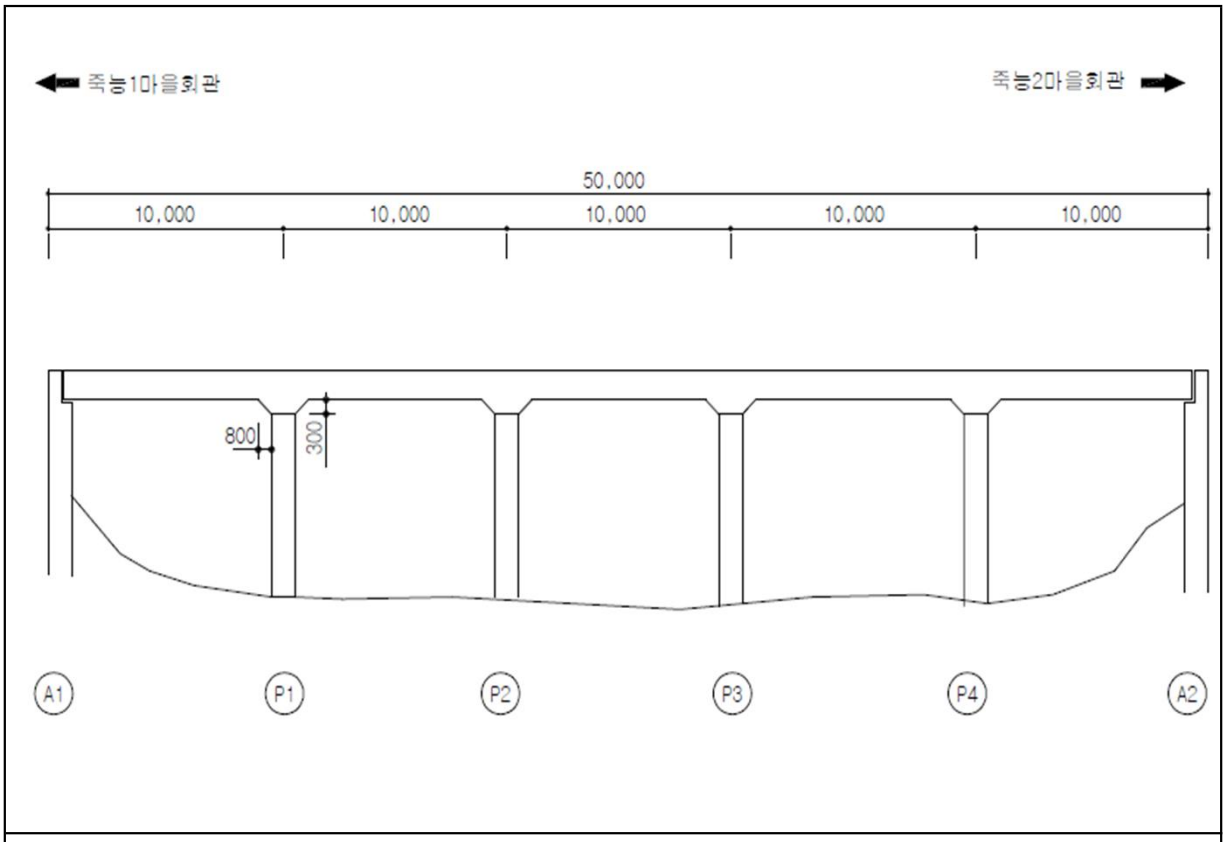
콘크리트 : fck = 21.0 MPa , Ec = 24,854.2 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000.0 MPa

1.1.3 대상교량 종 · 평면도

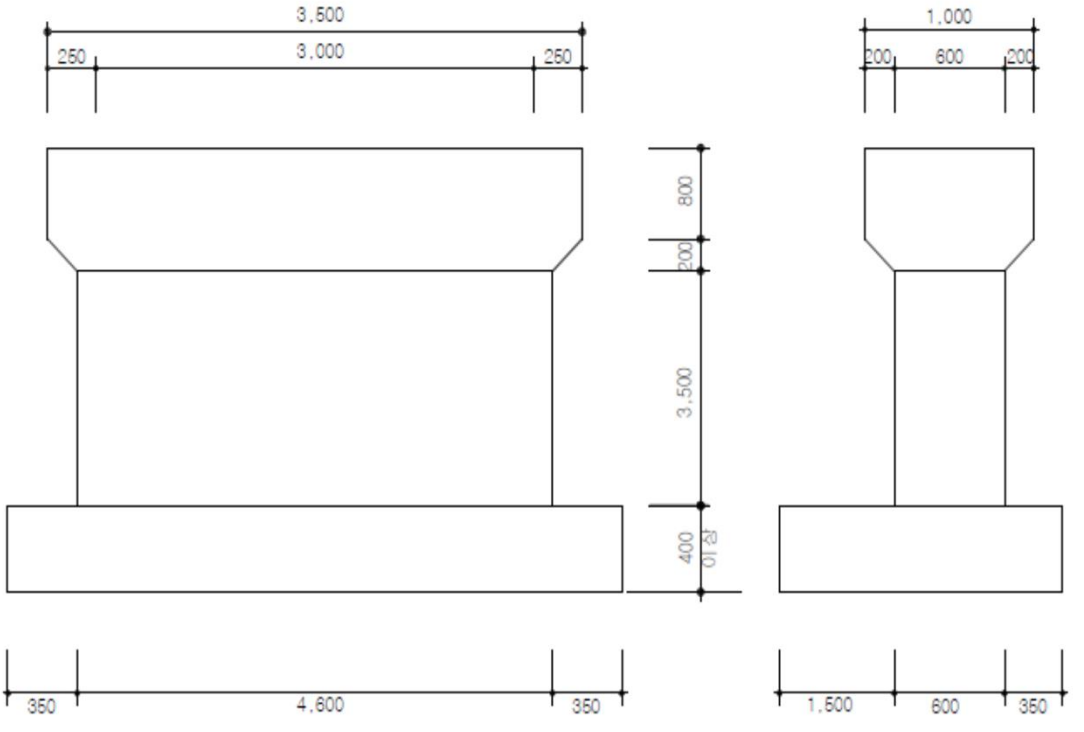


어현교 평면도



어현교 종단면도

1.1.5 교각 1(고정단) 일반도



어현교 교각 1 일반도

1.3 내진설계상수

1) 내 진 등 급 : 내진 Ⅰ 등급 교량

2) 지진구역계수 : 0.110 - 지진구역Ⅰ, 경기도 용인시

3) 위험도 계수 (I) : 1.400

4) 가속도 계수 (A) : 0.154

5) 지 반 계 수 (S) : 1.200 (지반종류 : Ⅱ)

6) 고유치해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

8) 받 침 형 식 : 교 대 부 - 탄성받침 (1000 kN)

교 각 부 - 탄성받침 (1000 kN)

1.4 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	-
	콘크리트 모델	MANDER 모델	-
	철근 모델	PARK 모델	-
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS	-
탄성지진력 산정	모델	3차원 프레임해석 모델	-
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성 스프링 모델	-
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	-
	질량산정	상부 고정하중은 분포질량으로, 하부 고정하중은 단위질량으로 입력	-
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS	-

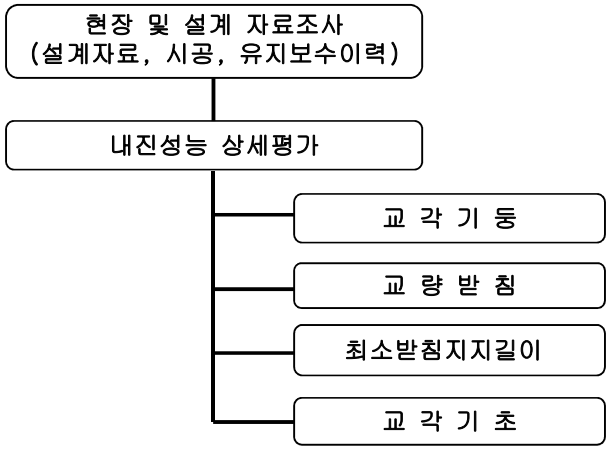
1.5 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능 상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능 상세 평가기준은 상부 구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 '기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



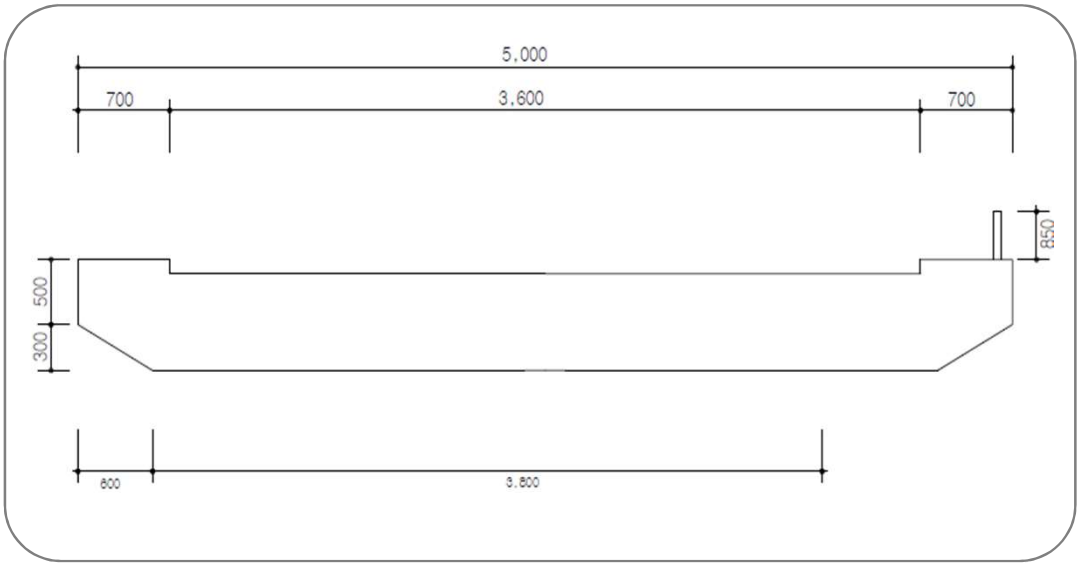
2. A1 ~ A2 구간 탄성지진력

2.1 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

- 해석대상 교량은 RCS (슬래브교)교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침은 실제 거동특성과 일치되도록 NL Link를 사용하여 모델링하였다.
- 교각기둥의 강성은 축하중 산정시 전체강성을 적용 후 지진해석시 항복 유효강성을 적용하였다.

2.1.1 상부구조 특성

가. 상부구조 단면특성



구 분	A (m^2)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	비 고
슬래브	3.1000	0.3555	0.1206	6.5999	

나. 2차 고정하중

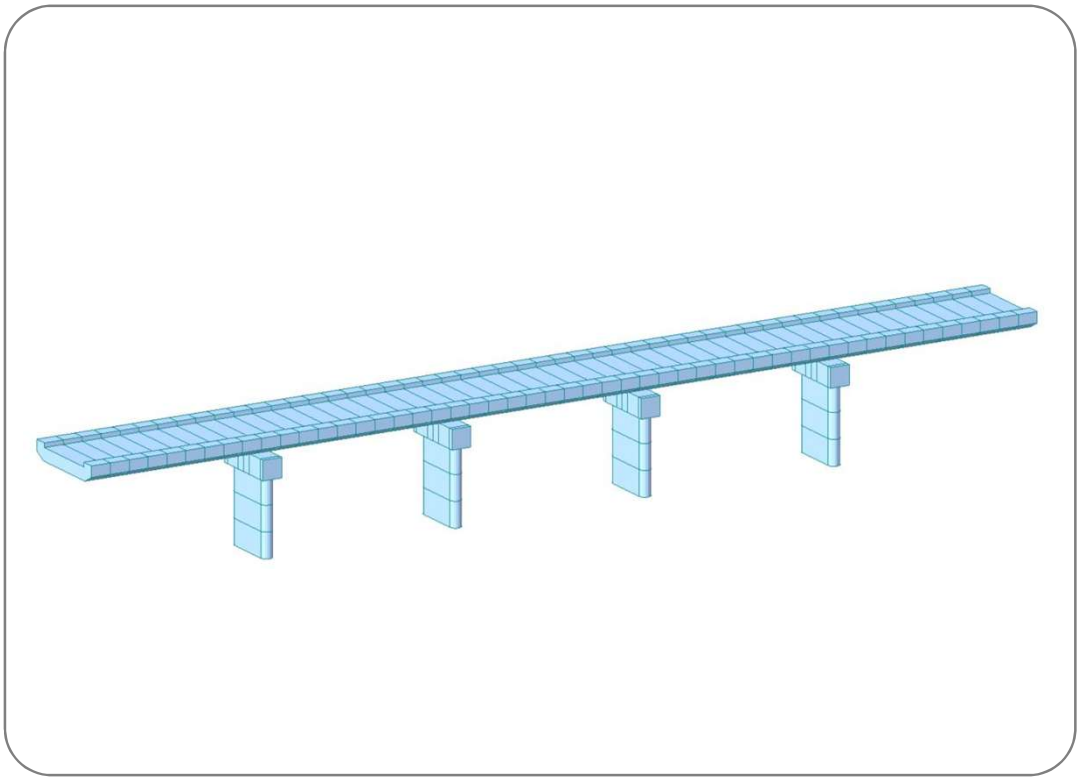
1) 포 장 : 2.8800 m^2 x 23.0 kN/m^3 = 66.2400 kN/m

2) 난 간 : 1.0 kN/m x 2.0 ea = 2.0000 kN/m

2.1.2 교각 단면 특성

구 분	A (m^2)	H (m)	콘크리트 fck	철근 fy	주철근 직경	비 고
교각 P1	1.723	4.500	21 MPa	300 MPa	D 22	하단기준

2.1.3 구조해석 모델



2.1.4 자중해석에 의한 축력 산정

1) 교량 받침부 반력(교각 상부 축력)

(단위 : kN)

받침번호	A1	P1(고정단)	P2	P3	P4	A2	합 계
1	87.8	175.6	175.6	175.6	175.6	87.8	
2	316.7	633.4	633.4	633.4	633.4	316.7	
3	316.7	633.4	633.4	633.4	633.4	316.7	
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
소 계	721	1,442	1,442	1,442	1,442	721	7,212

2) 교량 하부 축하중

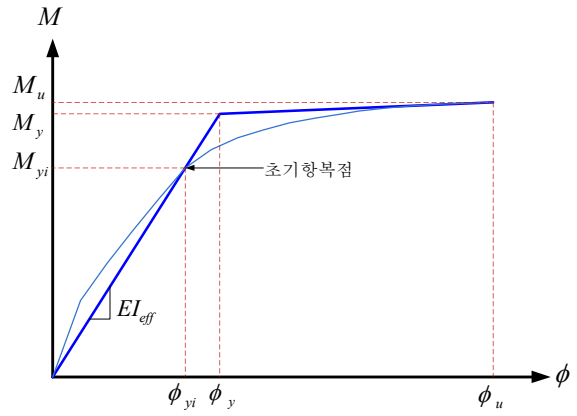
(단위 : kN)

구 분	P1	P2	P3	P4		비 고
교각하부	1,853.0	1,631.9	1,631.9	1,853.0		P1 선정

2.2 교각 P1 모멘트-곡률 해석

2.2.1 개요

- 교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성을 산정하기 위하여 단면해석프로그램인 "MIDAS civil"을 통해 앞에서 구한 축력의 효과를 고려하여 아래 그림과 같은 모멘트-곡률 관계곡선을 산정한다.



< 모멘트 - 곡률 관계 곡선 >

여기서 ..

M_{yi} : 초기항복시의 초기항복휨강도

M_y : 항복시의 항복휨강도

M_u : 극한시의 휨강도

$Ø_{yi}$: 초기항복시 곡률

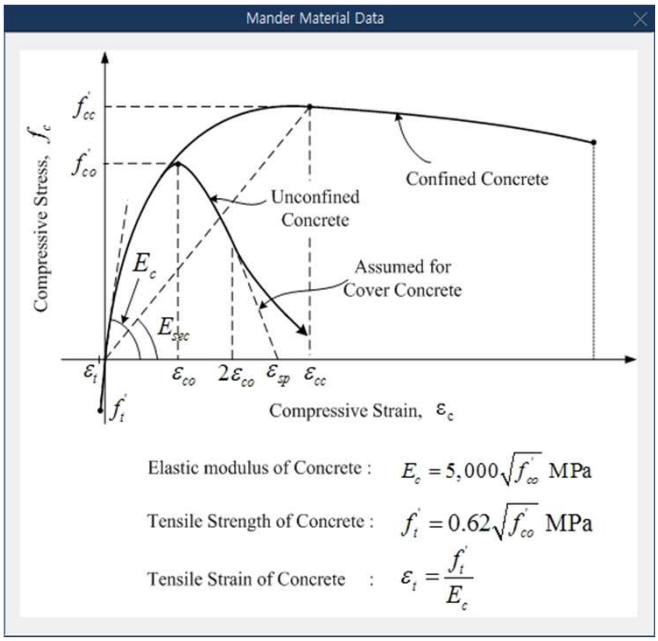
$Ø_y$: 항복시 곡률

$Ø_u$: 극한시 곡률

- 대상부재의 모멘트-곡률 관계곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선을 산정하고 초기항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형율이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다.
  단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

2.2.2 콘크리트 모델 : Mander Concrete Model

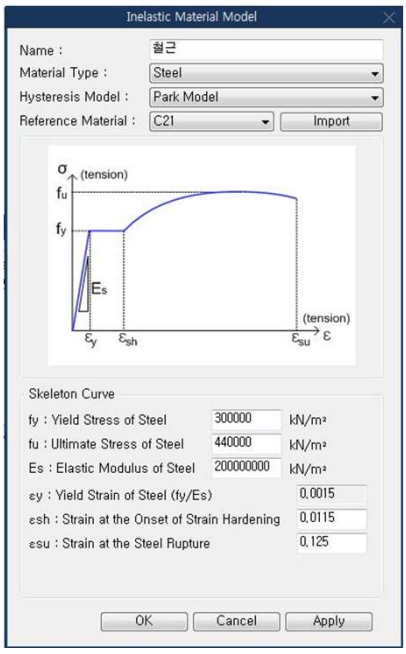
설계강도 f_{ck} (MPa)	최대압축강도 $f'_{co} = f'_{cc}$ (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_{cy} = 0.7\varepsilon_{cc}$		최대변형률 $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}$		극한변형률 ε_{cu}		탄성계수 E_c (MPa)
		교축	교직	교축	교직	교축	교직	
21	21	0.0005	0.0014	0.0007	0.0020	0.0007	0.0020	24,854



Concrete Model

2.2.3 철근모델 : Parabolic Strain Hardening Steel Model

항복강도 f_y (MPa)	극한강도 f_{su} (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_y = f_y / E_s$	경화시변형률 ε_{sh}	극한변형률 ε_{su}	탄성계수 E_s (MPa)	비 고
300	440	0.0015	0.0115	0.1250	200,000	

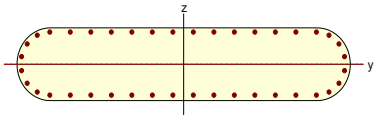


Steel Model

2.2.4 모멘트-곡률 해석 결과

1) 교축방향 해석

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^{L} = 1,453.9	Φ_{yi}^{L} = 0.003871	
항 복 시	M_{y}^{L} = 1,695.2	Φ_{y}^{L} = 0.004513	
극 한 시	M_{u}^{L} = 1,820.9	Φ_{u}^{L} = 0.036573	



Axial Force (kN) : 1083.0

Neutral Axis Angle : 0

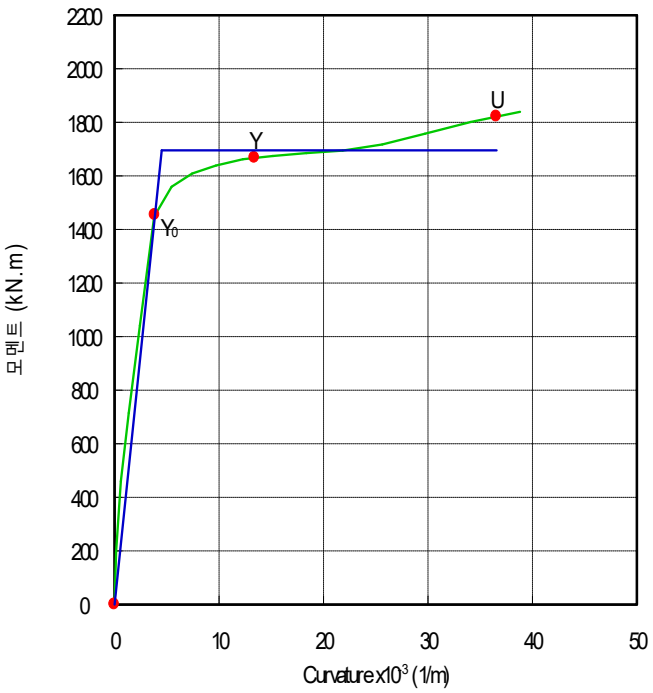
Concrete Height (m) : 0.6

Concrete Width (m) : 3.0

Concrete Area (m^2) : 1.72274

Rebar Area (m^2) : 0.015484

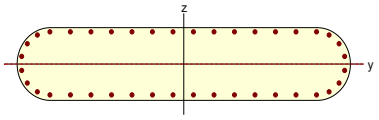
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축방향 해석) >

2) 교축직각방향 해석

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^T = 5,743.2	Φ_{yi}^T = 0.000724	
항 복 시	M_y^T = 7,895.2	Φ_y^T = 0.000996	
극 한 시	M_u^T = 8,287.8	Φ_u^T = 0.005393	



Axial Force (kN) : 1853.0

Neutral Axis Angle : 90

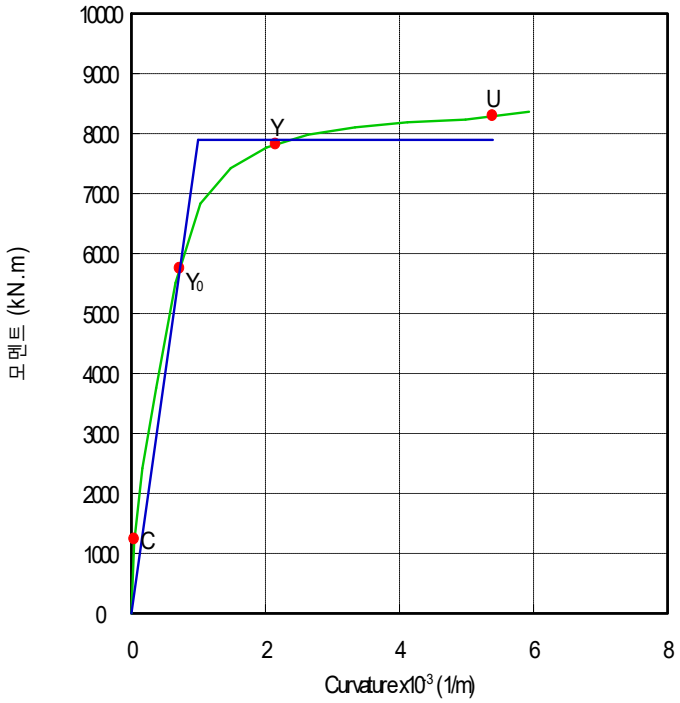
Concrete Height (m) : 0.6

Concrete Width (m) : 3.0

Concrete Area (m^2) : 1.72274

Rebar Area (m^2) : 0.015484

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축직각방향 해석) >

2.2.5 교각 기둥의 유효단면2차모멘트 산정

○ 모멘트-곡률 관계곡선의 기울기로 구한 항복유효강성값을 콘크리트 탄성계수로 나누어 구함

○ 기둥의 유효강성적용은 탄성지지력 산정시 "붕괴방지수준"에 적용

1) 교축방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{L} = \frac{M_y^{L}}{\Phi_y^{L}} = \frac{1,695.2}{0.004513 \times 1000} = 375.6 \ m^4$$

2) 교축직각방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{T} = \frac{M_y^{T}}{\Phi_y^{T}} = \frac{7,895.2}{0.000996 \times 1000} = 7,924.0 \ m^4$$

3) 유효단면2차모멘트

-. 교 축 방 향 : $I_{eff}^{L} = E_c I_{eff}^{L} / E_c =$ 0.015113 m^4 (0.30492 I_g)

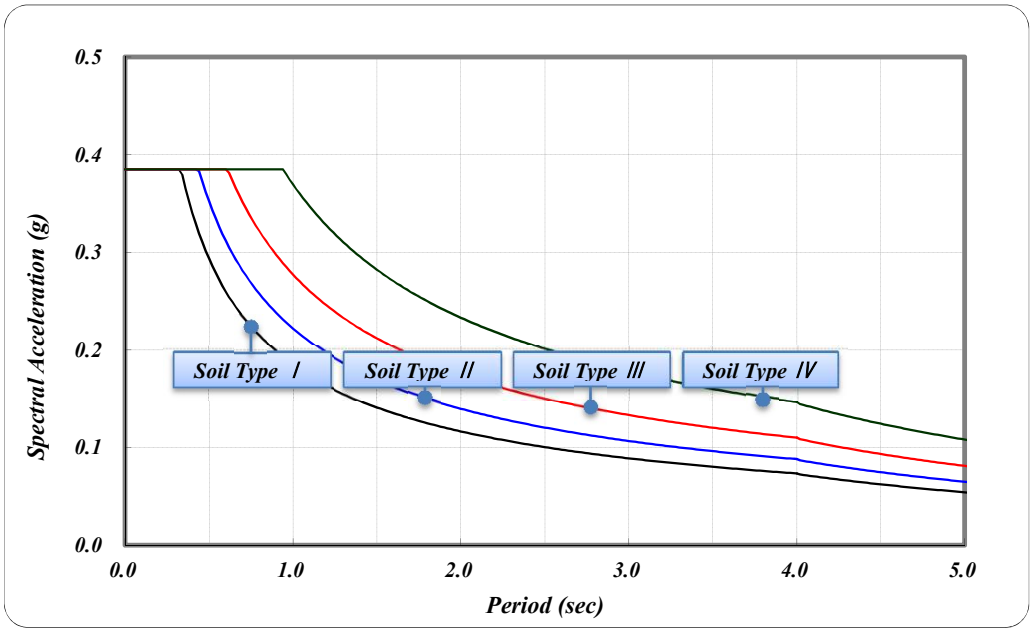
-. 교축직각방향 : $I_{eff}^{T} = E_c I_{eff}^{T} / E_c =$ 0.318821 m^4 (0.26767 I_g)

2.3 지진해석에 의한 탄성지지력 산정

○ 교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

2.3.1 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- 가속도 계수 A = 0.154 g
- 지 반 계 수 S = 1.200 (지반종류 Ⅱ)

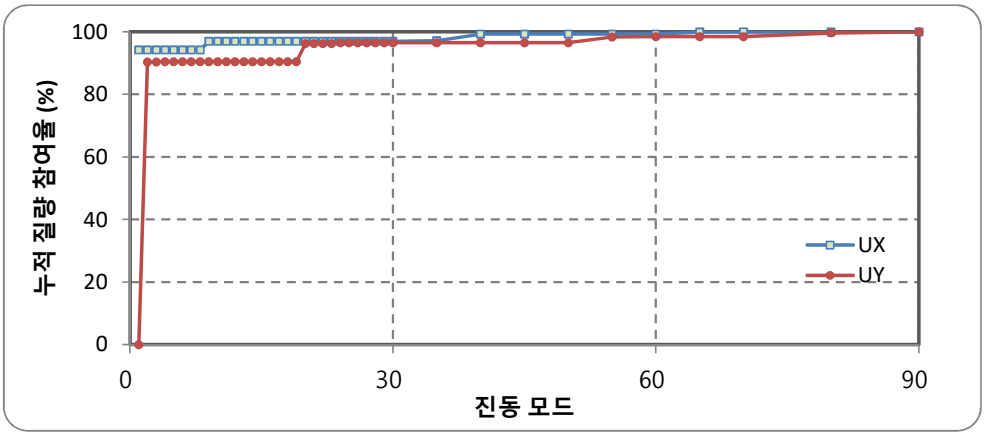


2.3.2 지진해석 결과

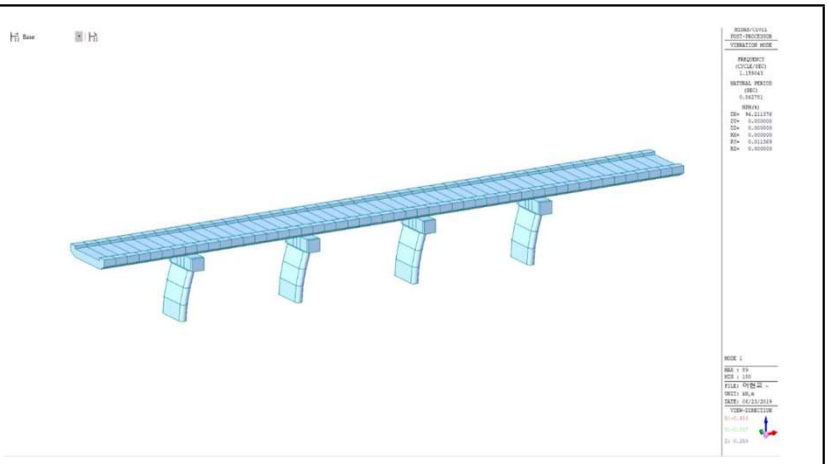
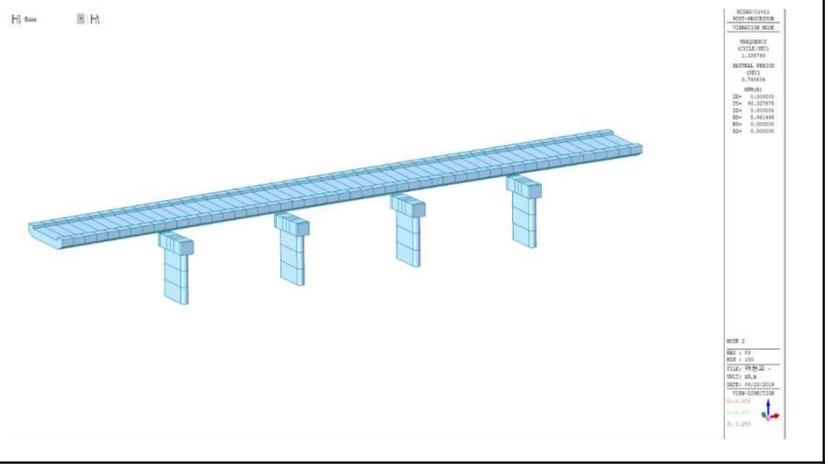
1) 고유치 해석결과 (Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비 고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	0.863	94.210	0.000	0.000	94.210	0.000	0.000	교축모드
2	0.749	0.000	90.330	0.000	94.210	90.330	0.000	교직모드
3	0.624	0.000	0.000	0.000	94.210	90.330	0.000	
4	0.206	0.000	0.090	0.000	94.210	90.420	0.000	
5	0.148	0.000	0.000	3.120	94.210	90.420	3.120	
6	0.142	0.010	0.000	0.000	94.230	90.420	3.120	
7	0.141	0.000	0.000	0.000	94.230	90.420	3.120	
8	0.141	0.000	0.000	0.110	94.230	90.420	3.230	
9	0.141	2.700	0.000	0.000	96.930	90.420	3.230	
10	0.138	0.040	0.000	0.000	96.960	90.420	3.230	
11	0.117	0.000	0.000	9.370	96.960	90.420	12.590	
12	0.100	0.000	0.000	0.000	96.960	90.420	12.590	
13	0.090	0.000	0.000	67.360	96.960	90.420	79.950	
14	0.083	0.000	0.000	0.000	96.960	90.420	79.950	
15	0.045	0.000	0.000	0.000	96.960	90.420	79.950	
16	0.045	0.000	0.000	0.000	96.960	90.420	79.950	
17	0.045	0.000	0.000	0.000	96.960	90.420	79.950	
18	0.044	0.000	0.000	0.350	96.960	90.420	80.290	
19	0.042	0.000	0.000	0.000	96.960	90.420	80.290	
20	0.041	0.000	5.830	0.000	96.960	96.250	80.290	
21	0.040	0.000	0.000	0.740	96.960	96.250	81.030	
22	0.039	0.000	0.000	0.000	96.960	96.250	81.030	
23	0.039	0.000	0.000	0.000	96.960	96.250	81.030	
24	0.038	0.000	0.280	0.000	96.960	96.540	81.030	
25	0.037	0.000	0.000	0.000	96.960	96.540	81.030	
26	0.029	0.000	0.000	0.000	96.960	96.540	81.030	
27	0.027	0.000	0.000	9.240	96.960	96.540	90.270	
28	0.027	0.000	0.000	0.000	96.960	96.540	90.270	
29	0.027	0.000	0.000	0.000	96.960	96.540	90.270	
30	0.027	0.000	0.000	0.000	96.960	96.540	90.270	
35	0.024	0.000	0.000	0.000	97.130	96.540	90.270	
40	0.020	0.000	0.000	0.000	99.310	96.540	91.240	
45	0.015	0.000	0.000	0.200	99.310	96.540	91.730	
50	0.011	0.000	0.000	0.000	99.310	96.540	91.850	
55	0.010	0.000	0.000	0.000	99.310	98.380	93.150	
60	0.008	0.000	0.000	0.000	99.310	98.450	93.190	
65	0.007	0.620	0.000	0.000	99.930	98.450	94.530	
70	0.006	0.000	0.000	0.000	99.980	98.450	94.630	
80	0.004	0.020	0.000	0.000	100.000	99.600	99.000	
90	0.001	0.000	0.000	1.790	100.000	100.000	99.990	

* 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90% 이상이 되도록 모드수를 결정하였다.



2) 주요 모드 형상 (Mode Shape)

교축방향 (T = 0.8628 sec)	
교축직각방향 (T = 0.7486 sec)	

3) 복합모드 해석결과 (D+E)

• 교축방향(X방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	45.963	413.680	-	-	-	-	교각상단 받침
P1	26.823	256.620	1,120.640	-	-	-	교각하단 기둥
P2	26.825	256.650	1,120.767	-	-	-	교각하단 기둥
P3	26.825	256.650	1,120.767	-	-	-	교각하단 기둥
P4	26.823	256.620	1,120.640	-	-	-	교각하단 기둥
A2	45.963	413.680	-	-	-	-	교각상단 받침

• 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	0.394	2.380	-	34.845	313.600	-	교각상단 받침
P1	0.302	-	-	35.878	327.536	1,454.064	교각하단 기둥
P2	0.112	-	-	37.145	340.033	1,579.260	교각하단 기둥
P3	0.112	-	-	37.145	340.033	1,579.260	교각하단 기둥
P4	0.302	-	-	35.878	327.536	1,454.066	교각하단 기둥
A2	0.394	2.380	-	34.845	313.600	-	교각상단 받침

• 탄성받침 1개당 최대발생력(kN)

구분	교축방향 지진하중 재하시		교축직각방향 지진하중 재하시		비 고
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	
A1	103.420	-	0.890	78.400	
P1	60.680	-	0.660	80.780	
P2	60.690	-	0.250	83.640	
P3	60.690	-	0.250	83.640	
P4	60.680	-	0.660	80.780	
A2	103.420	-	0.890	78.400	

• 탄성받침 1개당 최대발생변위(mm)

구분	교축방향 지진하중 재하시		교축직각방향 지진하중 재하시		비 고
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	
A1	45.963	-	0.369	34.845	
P1	26.823	-	0.302	35.878	
P2	26.825	-	0.112	37.145	
P3	26.825	-	0.112	37.145	
P4	26.823	-	0.302	35.878	
A2	45.963	-	0.369	34.845	

4) 교각 P1 복합모드 해석결과

부 재 력	교축방향 작용력		교축직각방향 작용력	
	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
기둥상단축력(kN)	1,754.421		1,754.421	
기둥하단축력(kN)	1,852.971		1,852.971	
상 단 변 위 (mm)	26.823	0.000	0.302	35.878
상단 전단력 (kN)	253.241	0.000	0.000	325.909
하단 전단력 (kN)	256.620	0.000	0.000	327.536
상단모멘트(kN · m)	524.248	0.000	0.000	691.319
하단모멘트(kN · m)	1,120.640	0.000	0.000	1,454.064

여기서, $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

5) 교각 P1 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부 재 력	하중 경우 1 (Comb 1)		하중 경우 2 (Comb 2)	
	$[F_E^L]_{com\ 1}$	$[F_E^T]_{com\ 1}$	$[F_E^L]_{com\ 2}$	$[F_E^T]_{com\ 2}$
기둥상단축력(kN)	1,754.421		1,754.421	
기둥하단축력(kN)	1,852.971		1,852.971	
상 단 변 위 (mm)	26.914	10.763	8.349	35.878
상단 전단력 (kN)	253.241	97.773	75.972	325.909
하단 전단력 (kN)	256.620	98.261	76.986	327.536
상단모멘트(kN · m)	524.248	207.396	157.274	691.319
하단모멘트(kN · m)	1,120.640	436.219	336.192	1,454.064

여기서, $[F_E]_{com\ 1} = 1.0\times[F_E]_L + 0.3\times[F_E]_T$, $[F_E]_{com\ 2} = 0.3\times[F_E]_L + 1.0\times[F_E]_T$

6) 교각 P1 조합지진력

부 재 력	교축방향지진력	교축직각방향지진력	기 호
	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	
기둥상단축력(kN)	1,754.421	1,754.421	P
기둥하단축력(kN)	1,852.971	1,852.971	P_{bot}
상 단 변 위 (mm)	26.914	35.878	$[\Delta_E]_{comb}$
상단 전단력 (kN)	253.241	325.909	$[V_E]_{comb,Top}$
하단 전단력 (kN)	256.620	327.536	$[V_E]_{comb,Bot}$
상단모멘트(kN · m)	524.248	691.319	$[M_E]_{comb,Top}$
하단모멘트(kN · m)	1,120.640	1,454.064	$[M_E]_{comb,Bot}$

여기서, $[F_E^L]_{comb} = MAX\{[F_E^L]_{com\ 1}, [F_E^L]_{com\ 2}\}$, $[F_E^T]_{comb} = MAX\{[F_E^T]_{com\ 1}, [F_E^T]_{com\ 2}\}$

3. 구성요소의 내진성능 평가

3.1 교각의 내진성능 평가

3.1.1 교각 P1 형식 특성값

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
교각 기둥의 거동형태	켄틸레버식	켄틸레버식	
콘크리트 극한변형률 ε_{co}	0.0007	0.0020	
교 각 높 이 H (m)	4.500	4.500	교직-실제높이
교각유효높이 He (m)	4.500	4.848	교직-상부구조도심
진 동 주 기 (sec)	0.8628	0.7486	해석결과

3.1.2 교각 P1 의 휨성능 곡선

3.1.2.1 휨단면강도 산정

○ 단면강도는 외부에서 작용하는 수평하중에 대하여 부재가 지지할 수 있는 최대능력(강도)을 의미한다

○ 하중작용점의 높이 : 교 축 방 향 - 교각의 상단(즉, 교각의 높이)

교축직각방향 - 상부구조 질량중심까지의 높이

1) 교축방향

- $F^L_y = M^L_y / H_e{}^L$ = 1,695.19 / 4.500 = 376.709 kN
- $F^L_f = M^L_n / H_e{}^L$ = 1,820.93 / 4.500 = 404.651 kN

2) 교축직각방향

- $F^T_y = M^T_y / H_e{}^T$ = 7,895.15 / 4.848 = 1,628.538 kN
- $F^T_f = M^T_n / H_e{}^T$ = 8,287.77 / 4.848 = 1,709.524 kN

여기서, F^L_y, F^T_y : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

F^L_f, F^T_f : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

M^L_y, M^T_y : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN-m)

M^L_n, M^T_n : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN-m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

- 교축방향 - 교각의 상단높이 적용(즉 교각높이로 적용)
- 교축직각방향 - 질량중심을 고려한 값 적용.

3.1.2.2 교각의 휨성능 곡선

○ 교각의 항복 및 극한시 변위는 비선형해석 또는 단면해석을 통하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 단, Caltrans에서는 하중단계에 따른 곡률분포를 등가소성힌지길이의 중심으로 한 2개의 직선으로 이상화하여 간략하게 평가할 수 있도록 하였다.

○ 소성변형과 관련 변수들의 기하학적인 특성을 이용하면 다음과 같은 관계를 구할 수 있다.

1) 교축방향

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^L = \dfrac{\varnothing_y^L \, H_e^2}{3} = \dfrac{0.004513 \times 4.500^2}{3} = 0.030464$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^L = 0.08\, H_e + 0.022\, f_y\, d_{bl} = 0.08 \times 4.500 + 0.022 \times 300 \times 0.0222 = 0.507$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0222 = 0.293$ m
- $\theta_p^L = (\varnothing_U - \varnothing_y)\, L_p^L = (0.036573 - 0.004513) \times 0.507 = 0.016239$
- $\Delta_p^L = (M_u^L / M_y^L - 1) \cdot \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2)$

  $= \left(\dfrac{1,821}{1,695} - 1\right) \times 0.030464 + 0.016239 \times \left(4.500 - \dfrac{0.507}{2}\right)$

  $= 0.07122$ m

여기서, L_p : 등가소성힌지길이(m), θ_p : 소성회전각

f_y : 축방향철근 항복강도(MPa), d_{bl} : 교각 기둥의 축방향철근 직경(mm)

③ 극한변위(Δ_u)

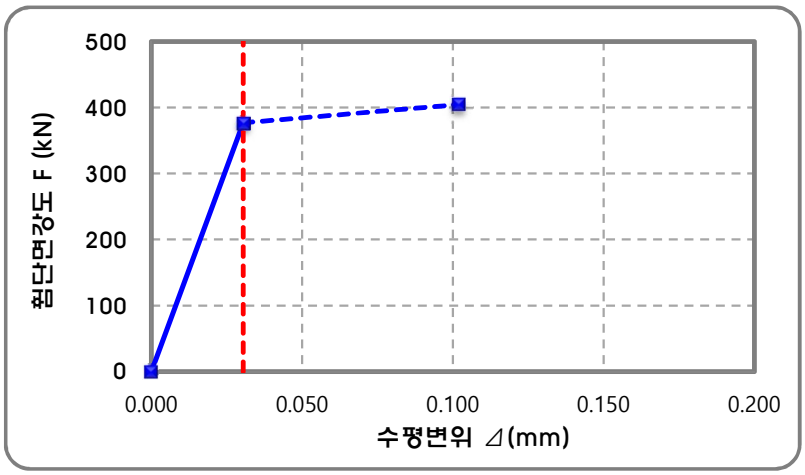
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.030464 + 0.071223 = 0.101687$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c}^L = \dfrac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \dfrac{0.101687}{0.030464} = 3.338 > 1.000$ 제한

  $= 1.000$

⑤ 휨성능 곡선



2) 교축직각방향

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^T = \dfrac{\varnothing_y^T H_e^2}{3} = \dfrac{0.000996 \times 4.848^2}{3} = 0.007806$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 4.848 + 0.022 \times 300 \times 0.0222 = 0.534$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0222 = 0.293$ m
- $\theta_p^T = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^T = (0.005393 - 0.000996) \times 0.534 = 0.002349$
- $\Delta_p^T = (M_u^T / M_y^T - 1) \cdot \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2)$

  $= \left(\dfrac{8,288}{7,895} - 1 \right) \times 0.007806 + 0.002349 \times \left(4.848 - \dfrac{0.534}{2} \right)$

  $= 0.01115$ m

③ 극한변위(Δ_u)

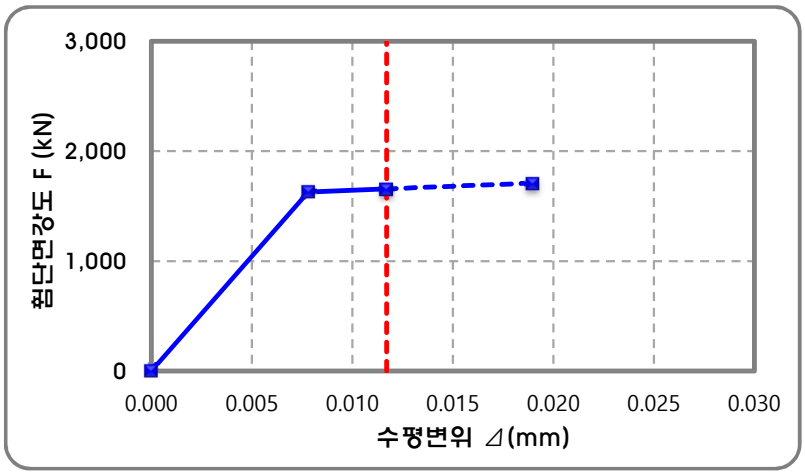
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.007806 + 0.011150 = 0.018956$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c}^T = \dfrac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \dfrac{0.018956}{0.007806} = 2.428 > 1.500$ 제한

  $= 1.500$

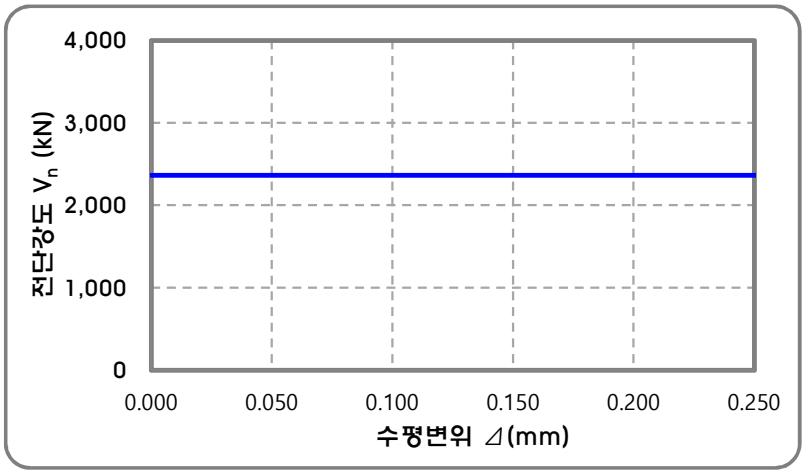
⑤ 휨성능 곡선



3.1.3 교각 P1 의 전단성능 곡선

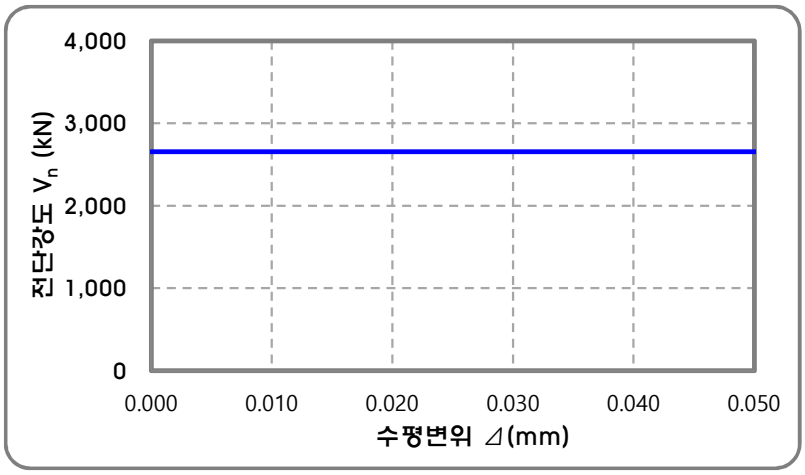
1) 교축방향

- $V_{n1} = 0.66 \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 0.660 \times \sqrt{(\ 21\ )} \times 3000 \times 520 = 4{,}718.2$ kN
- $V_{n2} = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) \cdot b \cdot d$
  $= (\ 0.165 \times \sqrt{(\ 21\ )} + 0.003 \times 300\ ) \times 3000 \times 520 = 2{,}363.6$ kN
- $V_n = MIN(\ V_{n1}\ ,\ V_{n2}\ ) = 2{,}363.6$ kN



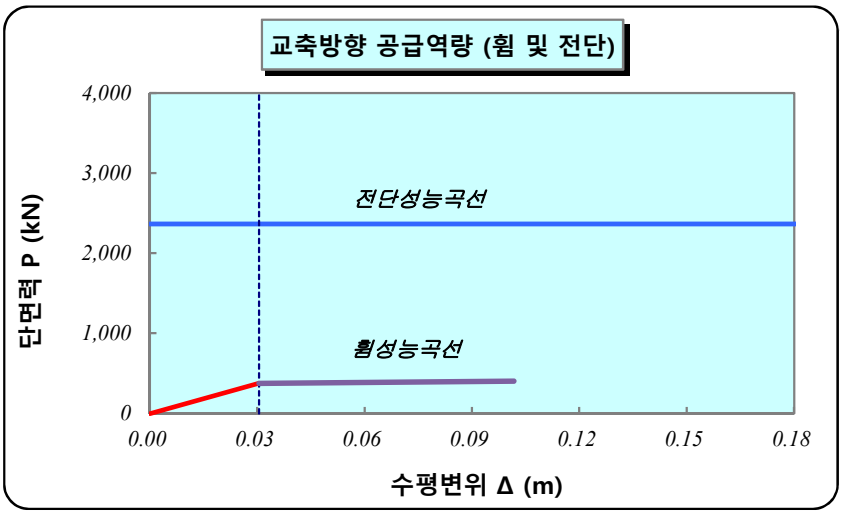
2) 교축직각방향

- $V_{n1} = 0.66 \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 0.660 \times \sqrt{(\ 21\ )} \times 600 \times 2920 = 5{,}298.9$ kN
- $V_{n2} = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) \cdot b \cdot d$
  $= (\ 0.165 \times \sqrt{(\ 21\ )} + 0.003 \times 300\ ) \times 600 \times 2920 = 2{,}654.5$ kN
- $V_n = MIN(\ V_{n1}\ ,\ V_{n2}\ ) = 2{,}654.5$ kN

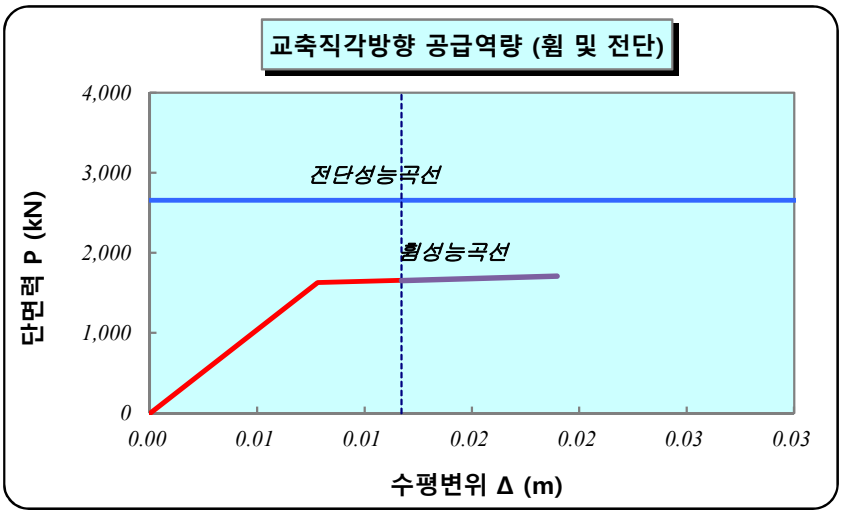


3.1.4 교각 P1 의 파괴모드 결정

1) 교 축 방 향 : **휨 파괴모드**



2) 교축직각방향 : **휨 파괴모드**



3) 교각의 파괴모드

⇒ 교각 P1의 교축 및 교축직각방향은 휨파괴에 이를 때까지 전단파괴가 발생하지 않으므로 해당교각은 '휨파괴 모드'에 의해 지배된다.

3.1.5 교각 P1 의 내진성능 평가

○ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구 분	지 반 종 류				비 고
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	
Ts	0.3300	0.4400	0.6100	0.9400	도로교설계기준 1980
1.25 Ts	0.4125	0.5500	0.7625	1.1750	

1) 교축방향 : 휨 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P{\cdot}\Delta_E$ = 1,120.6 + 1,754.4 × 0.0269 = 1,167.9 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 1,167.9 kN · m
- M_y = 1,695.2 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 ∴ **탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_s}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 0.8628 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가 (변위연성도)

- 공 급 역 량 : $\mu^L_{\Delta C}$ = 1.000
- 소 요 역 량 : $\mu^L_{\Delta d}$ = 1.000
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^L_{\Delta C}}{\mu^L_{\Delta d}} = \frac{1.000}{1.000}$ = 1.000 ≥ 1.0 ∴ 0.K

2) 교축직각방향 : 휨 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P{\cdot}\Delta_E$ = 1,454.1 + 1,754.4 × 0.0359 = 1,517.0 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 1,517.0 kN · m
- M_y = 7,895.2 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 ∴ **탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_s}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 0.7486 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가 (변위연성도)

- 공 급 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta C} = 1.500$
- 소 요 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta d} = 1.000$
- 내진성능평가 : $\dfrac{\mu^{L}_{\Delta C}}{\mu^{L}_{\Delta d}} = \dfrac{1.500}{1.000} = 1.500 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2 교량 받침의 내진성능 평가

3.2.1 교각 P1 받침평가 (최대 지진력 발생 교각부)

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.1.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 134.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 134.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 134.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 134.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MIN [F^L_n, $[V^L_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) / 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [376.7 , 253.2] × 1 / 3 = 84.4 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MIN [F^T_n, $[V^T_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [1,656.9 , 325.9] × 1 / 3 = 108.6 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{134.0}{84.4} = 1.587 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{134.0}{108.6} = 1.233 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 59.56 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 59.56 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
전단변위 (mm)	26.91	10.76	8.35	35.88

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [26.91 , 8.35] = 26.91 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [10.76 , 35.88] = 35.88 mm

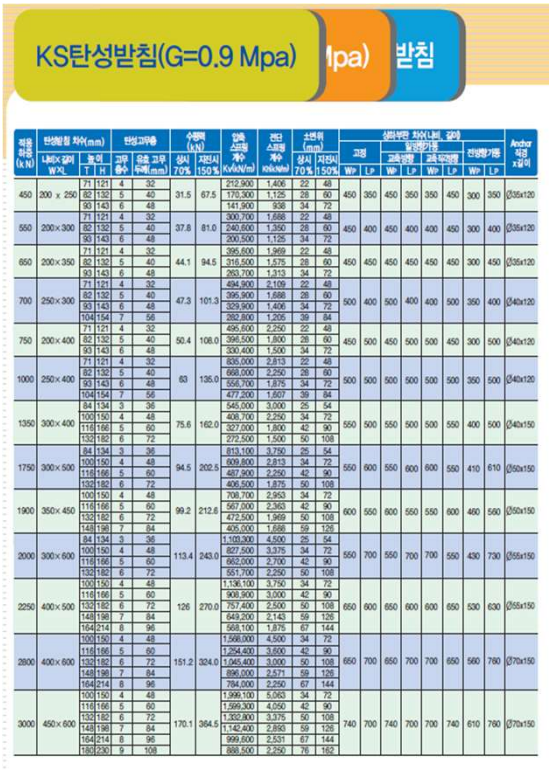
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{59.56}{26.91} = 2.213 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{59.56}{35.88} = 1.660 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (카달로그 참조)

① 본체 규격



적용하중 (kN)	탄성받침 치수(mm) 내Φ× 길이 W×L	높이 T	H	고무 층수	탄성고무층 외곽 고무 두께(mm)	수평력 (kN) 상시 70%	지진시 150%	압축 스프링 계수 Kv(kN/m)	전단 스프링 계수 Kh(kN/m)	소변위 (mm) 상시 70%	지진시 150%	상부판 치수(내부, 외부) 횡방향기준 고정	교축방향 WP	LP	교축직각방향 WP	LP	전방향기준 WP	LP	Anchor 직경 x길이
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	350	450	300	350	Ø35x120
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60								
		93	143	6	48			141,900	938	34	72								
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	400	450	300	400	Ø35x120
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60								
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72								
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120
		82	132	5	40			316,500	1,575	28	60								
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72								
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	400	500	350	400	Ø40x120
		82	132	5	40			395,900	1,688	28	60								
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72								
		104	154	7	56			282,800	1,205	39	84								
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120
		82	132	5	40			396,500	1,800	28	60								
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72								
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	835,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		82	132	5	40			668,000	2,250	28	60								
		93	143	6	48			556,700	1,875	34	72								
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84								
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	500	550	400	500	Ø40x150
		100	150	4	48			408,700	2,250	34	72								
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90								
		132	182	6	72			272,500	1,500	50	108								
1750	300×500	84	134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100	150	4	48			609,800	2,813	34	72								
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90								
		132	182	6	72			406,500	1,875	50	108								
1900	350×450	100	150	4	48	99.2	212.6	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150
		116	166	5	60			567,000	2,363	42	90								
		132	182	6	72			472,500	1,969	50	108								
		148	198	7	84			405,000	1,688	59	126								
2000	300×600	84	134	3	36	113.4	243.0	1,103,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150
		100	150	4	48			827,500	3,375	34	72								
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90								
		132	182	6	72			551,700	2,250	50	108								
2250	400×500	100	150	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150
		116	166	5	60			908,900	3,000	42	90								
		132	182	6	72			757,400	2,500	50	108								
		148	198	7	84			649,200	2,143	59	126								
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144								
2800	400×600	100	150	4	48	151.2	324.0	1,568,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,254,400	3,600	42	90								
		132	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108								
		148	198	7	84			896,000	2,571	59	126								
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144								
3000	450×600	100	150	4	48	170.1	364.5	1,999,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,599,300	4,050	42	90								
		132	182	6	72			1,332,800	3,375	50	108								
		148	198	7	84			1,142,400	2,893	59	126								
		164	214	8	96			999,600	2,531	67	144								
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	162								

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \frac{F^{L}_{B,D}}{n^{L}_{B}} = \frac{84.4}{1} = 84.4$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \frac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{108.6}{1} = 108.6$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \frac{434.3}{84.4} = 5.145 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \frac{434.3}{108.6} = 3.998 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)

○ $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b$

여기서, A_{Vc} : 단일앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vc} = [\ 1.5 \cdot C_{a1} + \sum S_i + 1.5 \cdot C_{a1}\ ] \times 1.5C_{a1}$ ($C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$, $h_a \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우)

A_{Vco} : 연단거리 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vco} = 4.5 \cdot C^2_{a1}$

$\varphi_{ed,V}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 1.0$

$C_{a2} < 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\ (\ C_{a2} / 1.5C_{a1}\ )$

$\varphi_{c,V}$: 콘크리트 균열 및 보조철근 유무에 따른 전단강도 수정계수

비균열 콘크리트 또는 보조철근과 100mm이하 간격의 스터럽 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.4$

균열콘크리트 : 보조철근 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.2$, 보조철근 미사용시 $\varphi_{c,V} = 1.0$

V_b : 균열 콘크리트에서 전단을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트파괴강도, N

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

$V_b = 0.7\ (\ l_e / d_o\ )^{0.2}\ \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ ($d_0 \geq 10$㎜, 헤드스터드, 헤드볼트, 갈고리볼트)

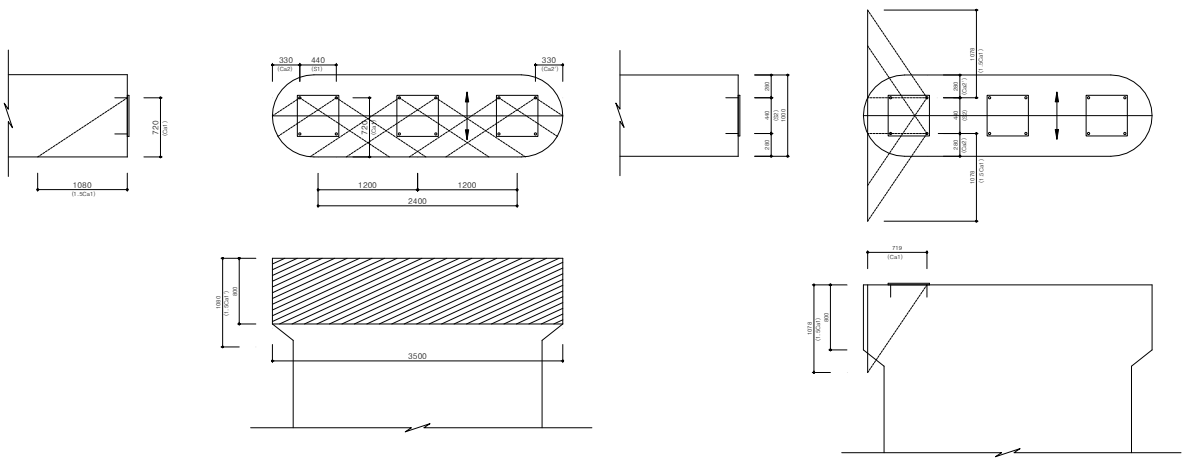
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

C_{a2} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

S_1 : 하중 작용 직각방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

S_2 : 하중 작용 방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

h_a : 앵커가 정착되는 기초(코핑)콘크리트 두께, ㎜



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (330 + 2,840 + 330) × 800 = 2,800,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 720 mm , C_{a1}' = 720 mm

  C_{a21} = 330 mm , C_{a22} = 330 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 2,840 mm , S_{max} = 760 mm , h_a = 800 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 720 ^{2} = 2,332,800 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 2,332,800 = 4,665,600 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{2,800,000}{2,332,800} \times 0.792 \times 1.00 \times 419 = 397.7$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.792 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 419 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 320] = 120 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (280 + 440 + 280) × 800 = 800,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 719 mm , C_{a1}' = 719 mm

  C_{a21} = 280 mm , C_{a22} = 280 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 440 mm , S_{max} = 440 mm , h_a = 800 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 719 ^{2} = 2,326,325 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 2,326,325 = 4,652,649 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{800,000}{2,326,325} \times 0.778 \times 1.00 \times 418 = 111.7$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.778 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 418 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 320] = 120 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 0.5C_{a1} 과 0.3C_{a2} 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as}$ = n_{as}·$\varnothing_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 3038 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as}$ = n_{as}·$\varnothing_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 608 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , $V^L_{s,as}$) = MAX (397.7 , 0.0) = 397.7 kN

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (111.7 , 0.0) = 111.7 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AC,D} = F^{L}_{AS,D} \times n^{L}_{B} = 84.4 \times 3 = 253.2$ kN ($n^{L}_{B} = 3$)
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} = 108.6 \times 1 = 108.6$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^{L}_{cbg}}{F^{L}_{AC,D}} = \frac{397.7}{253.2} = 1.570 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \frac{111.7}{108.6} = 1.028 \geq 1.0$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)

○ $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$

여기서, k_{cp} : 콘크리트 프라이아웃 강도 계수

$h_{ef} < 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 1.0$

$h_{ef} \geq 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 2.0$

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커그룹의 콘크리트 파괴강도, N

○ $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$

여기서, A_{Nc} : 인장강도 산정을 위한 단일앵커 또는 앵커그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nc} = [2\times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_1] \times [2 \times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_2]$ ($C_{a1} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$, $C_{a2} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우)

A_{Nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도 산정을 위한 단일앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nco} = 9 \cdot h^{2}_{ef}$

$\varphi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 대한 인장강도 수정계수

$C_{a,min} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,N} = 1.0$

$C_{a,min} < 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 (C_{a,min} / 1.5 h_{ef})$

$\varphi_{c,N}$: 균열유무에 따른 인장강도 수정계수 (균열제어 철근 배근시 비균열 콘크리트로 간주)

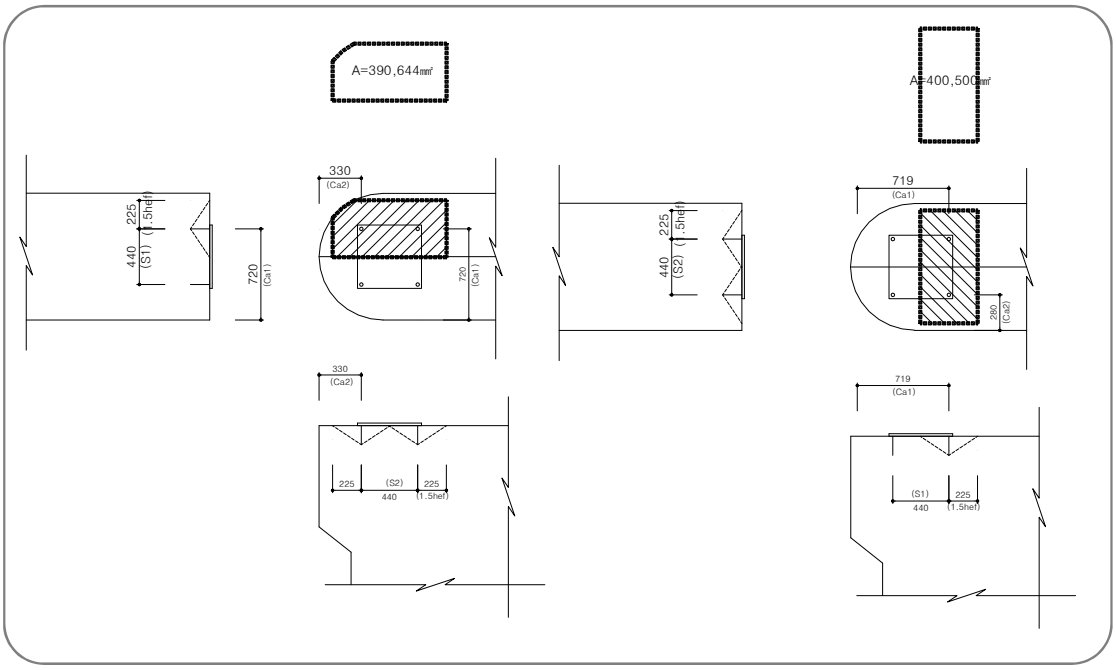
비균열 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.25$: 선설치 앵커, $\varphi_{c,N} = 1.40$: 후설치 앵커

균열(폭 0.3mm초과) 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.0$

N_b : 인장력을 받는 단일앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N

$N_b = k_c \sqrt{fck} \cdot h^{1.5}_{ef}$ ($k_c = 10$: 선설치앵커, $k_c = 7$: 후설치앵커)

$N_b = 3.9 \sqrt{fck} \cdot h^{5/3}_{ef}$ ($280 \leq h_{ef} \leq 635$㎜ 인 헤드스터드와 헤드볼트)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 390,644 mm^2

  여기서, C_{a11} = 720 mm , C_{a12} = 720 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 330 mm , C_{a22} = 330 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120.0 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600.0 mm^2

∴ A_{Nc} ≥ $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$ = $\frac{259,200}{129,600}$ × 1.000 × 1.00 × 42.2 = 84.3 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 7.0 × √ 21 × 120.0 $^{1.5}$ = 42.2 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 84.3 = 168.7 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 400,500 mm^2

  여기서, C_{a11} = 719 mm , C_{a12} = 719 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 280 mm , C_{a22} = 280 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600.0 mm^2

∴ A_{Nc} ≥ $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 42.2 = 84.3$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5} = 42.2$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 84.3 = 168.7$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX(V^L_{cpg}, V^L_{s,at}) = MAX(168.7, 0.0) = 168.7$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^T_{cpg}, V^T_{s,at}) = MAX(168.7, 0.0) = 168.7$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 84.4 \times 1 = 84.4$ kN (n^L_B = 1)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 108.6 \times 1 = 108.6$ kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{168.7}{84.4} = 1.998 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{168.7}{108.6} = 1.553 \geq 1.0$ ∴ O.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	84.4	O.K 5.145	434.3	108.6	O.K 3.998
콘크리트전단파괴	397.7	253.2	O.K 1.570	111.7	108.6	O.K 1.028
프라이아웃 파괴	168.7	84.4	O.K 1.998	168.7	108.6	O.K 1.553

3.2.2 교대 A1 받침평가

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.2.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 134.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 134.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 134.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 134.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	103.69	23.52	31.92	78.40

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [103.7 , 31.9] = 103.7 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [23.5 , 78.4] = 78.4 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{134.0}{103.7} = 1.292 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{134.0}{78.4} = 1.709 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.2.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 59.56 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 59.56 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	46.07	10.45	14.16	34.85

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [46.07 , 14.16] = 46.07 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [10.45 , 34.85] = 34.85 mm

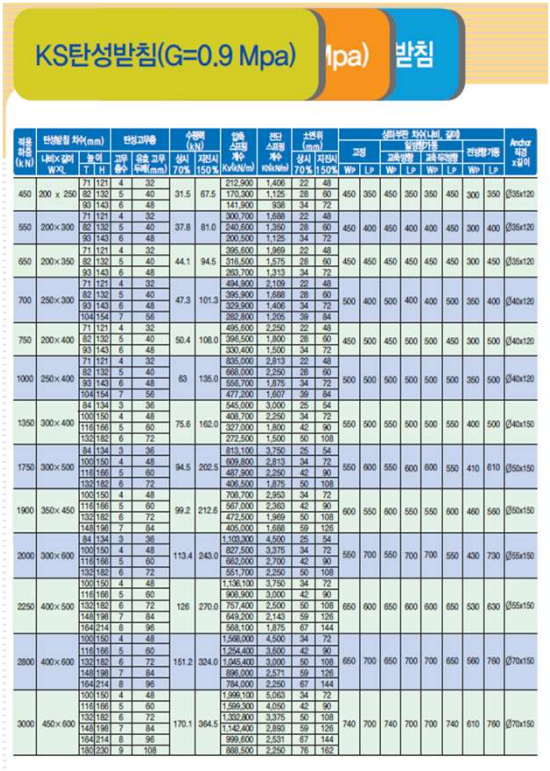
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{59.56}{46.07} = 1.293 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{59.56}{34.85} = 1.709 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.2.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (준공도면 참조)

① 본체 규격



적용 하중 (kN)	탄성받침 치수(mm)				수평력 (kN)		압축 스프링 계수	전단 스프링 계수	소변위 (mm)		상판부판 치수(너비 × 길이)										Anchor 위치 너비
	너비×길이 W×L	높이 T	높이 H	고무 층수	유효 고무 두께(mm)	상시 70%	재난시 150%	kN/mm	kN/mm	상시 70%	재난시 150%	고정		가동방향		회전방향		전방향가동			
												Wp	Lp	Wp	Lp	Wp	Lp	Wp	Lp		
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	350	450	300	350	Ø36x120	
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60										
		93	143	6	48			141,900	938	34	72										
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	400	450	300	400	Ø36x120	
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60										
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72										
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	450	300	450	Ø36x120	
		82	132	5	40			316,500	1,575	28	60										
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72										
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	400	500	350	400	Ø40x120	
		82	132	5	40			395,900	1,688	28	60										
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72										
		104	154	7	56			282,800	1,205	39	84										
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120	
		82	132	5	40			396,500	1,800	28	60										
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72										
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	635,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120	
		82	132	5	40			668,000	2,250	28	60										
		93	143	6	48			556,700	1,875	34	72										
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84										
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	500	550	400	500	Ø40x150	
		100	150	4	48			408,700	2,250	34	72										
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90										
		132	182	6	72			272,500	1,500	50	108										
1750	300×500	84	134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150	
		100	150	4	48			609,800	2,813	34	72										
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90										
		132	182	6	72			406,500	1,875	50	108										
1900	350×450	100	150	4	48	99.2	212.6	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150	
		116	166	5	60			567,000	2,363	42	90										
		132	182	6	72			472,500	1,969	50	108										
		148	198	7	84			405,000	1,688	59	126										
2000	300×600	84	134	3	36	113.4	243.0	1,103,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150	
		100	150	4	48			827,500	3,375	34	72										
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90										
		132	182	6	72			551,700	2,250	50	108										
2250	400×500	100	150	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150	
		116	166	5	60			908,900	3,000	42	90										
		132	182	6	72			757,400	2,500	50	108										
		148	198	7	84			649,200	2,143	59	126										
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144										
2800	400×600	100	150	4	48	151.2	324.0	1,568,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150	
		116	166	5	60			1,254,400	3,600	42	90										
		132	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108										
		148	198	7	84			896,000	2,571	59	126										
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144										
3000	450×600	100	150	4	48	170.1	364.5	1,999,100	5,063	34	73	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150	
		116	166	5	60			1,599,300	4,050	42	90										
		132	182	6	72			1,332,800	3,375	50	108										
		148	198	7	84			1,142,400	2,893	59	126										
		164	214	8	96			999,600	2,531	67	144										
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	162										

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

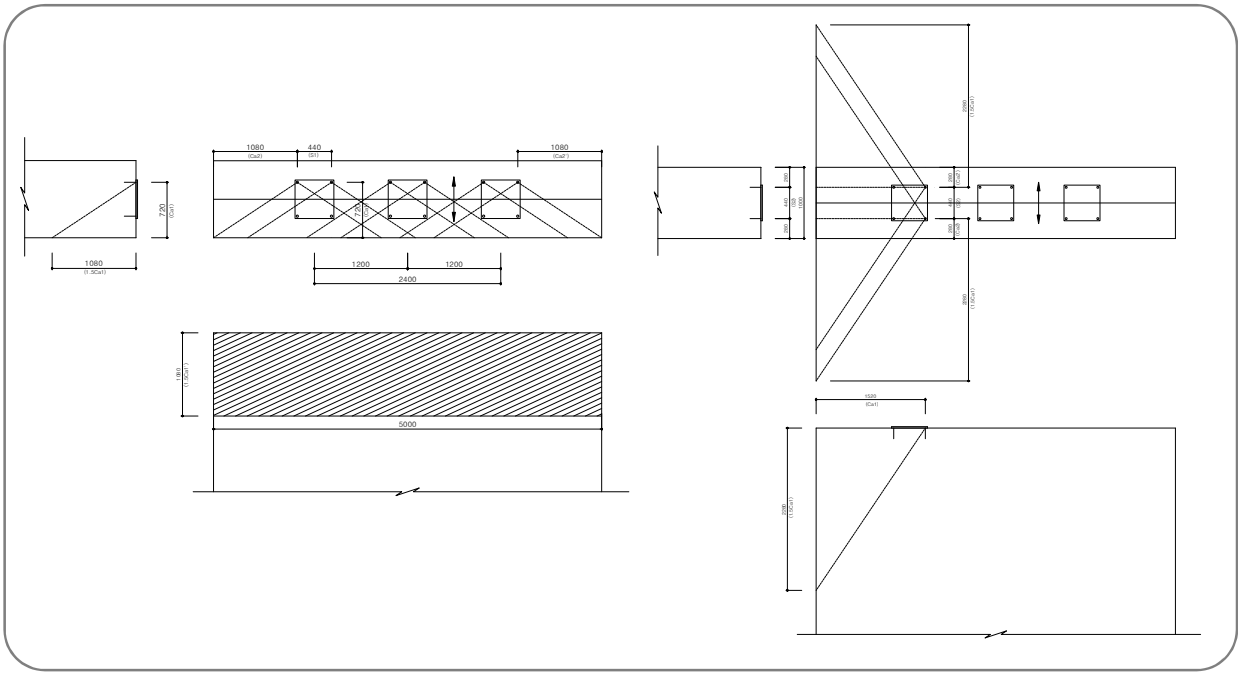
- 교축방향 $F_{AS,D}^{L} = \frac{F_{B,D}^{L}}{n_{B}^{T}} = \frac{103.7}{1} = 103.7$ kN
- 교축직각방향 $F_{AS,D}^{T} = \frac{F_{B,D}^{T}}{n_{B}^{T}} = \frac{78.4}{1} = 78.4$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F_{AS,D}^{L}} = \frac{434.3}{103.7} = 4.189 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F_{AS,D}^{T}} = \frac{434.3}{78.4} = 5.539 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (1,080 + 2,840 + 1,080) × 1,080 = 5,400,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 720 mm , C_{a1}' = 720 mm

  C_{a21} = 1,080 mm , C_{a22} = 1,080 mm

  $\sum S_i$ = 2,840 mm , S_{max} = 760 mm , h_a = 4,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 720 ^{2} = 2,332,800 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 2,332,800 = 4,665,600 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{4,665,600}{2,332,800} \times 1.000 \times 1.00 \times 419 = 837.0$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 1.000 Ca2 ≥ 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 1.0

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 419 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 320] = 120 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (280 + 440 + 280) × 2,280 = 2,280,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 1,520 mm , C_{a1}' = 1,520 mm

  C_{a21} = 280 mm , C_{a22} = 280 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 440 mm , S_{max} = 440 mm , h_a = 4,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 1,520 ^{2} = 10,396,800 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 10,396,800 = 20,793,600 mm^2

• $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{2,280,000}{10,396,800} \times 0.737 \times 1.00 \times 1,284 = 207.4$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.737 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 1,284$ kN

l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [120 , 320] = 120 mm

d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + ∑S_i) , (0.3C_{a21} + ∑S_i + 0.3C_{a22})] = 3488 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + ∑S_i) , (0.3C_{a21} + ∑S_i + 0.3C_{a22})] = 608 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , V^L_{s,as})$ = MAX (837.0 , 0.0) = 837.0 kN

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , V^T_{s,as})$ = MAX (207.4 , 0.0) = 207.4 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

• 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B$ = 103.7 × 3 = 311.1 kN (n^T_B = 3)

• 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B$ = 78.4 × 1 = 78.4 kN (n^T_B = 1)

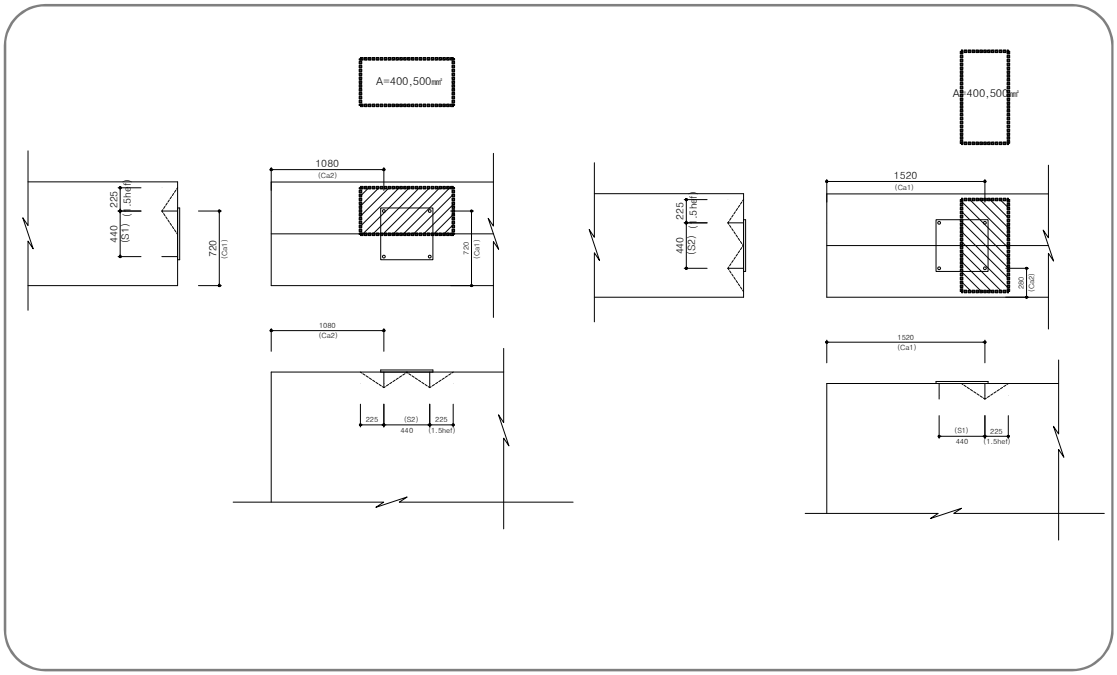
③ 평가

• 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{837.0}{311.1} = 2.691 \geq 1.00$ ∴ O.K

• 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{207.4}{78.4} = 2.646 \geq 1.00$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 400,500 mm^2

  여기서, C_{a11} = 720 mm , C_{a12} = 720 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 1,080 mm , C_{a22} = 1,080 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9\cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600 mm^2

- ∴ A_{Nc} ≥ $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- N_{cbg} = $\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$ = $\frac{259,200}{129,600}$ × 1.000 × 1.00 × 42.2 = 84.3 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 7.0 × √ 21 × 120.0 $^{1.5}$ = 42.2 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 84.3 = 168.7 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 400,500 mm^2

  여기서, C_{a11} = 1,520 mm , C_{a12} = 1,520 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 280 mm , C_{a22} = 280 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 120.0^{\ 2} = 129,600 \ mm^2$
- $\therefore A_{Nc} \geq n \cdot A_{Nco} = 2 \times 129,600.0 = 259,200.0 \ mm^2$ (ANc≤ANco 제한)
- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 42.2 = 84.3$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5} = 42.2$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 84.3 = 168.7$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX (V^L_{cpg} , V^L_{s,at}) = MAX (168.7 , 0.0) = 168.7$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX (V^T_{cpg} , V^T_{s,at}) = MAX (168.7 , 0.0) = 168.7$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 103.7 \times 1 = 103.7$ kN ($n^T_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 78.4 \times 1 = 78.4$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{168.7}{103.7} = 1.627 \geq 1.00$ ∴ 0.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{168.7}{78.4} = 2.151 \geq 1.00$ ∴ 0.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	103.7	0.K 4.189	434.3	78.4	0.K 5.539
콘크리트전단파괴	837.0	311.1	0.K 2.691	207.4	78.4	0.K 2.646
프라이아웃 파괴	168.7	103.7	0.K 1.627	168.7	78.4	0.K 2.151

3.2.3 교대 A2 받침평가

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.3.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 134.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 134.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 134.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 134.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	103.69	23.52	31.92	78.40

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [103.7 , 31.9] = 103.7 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [23.5 , 78.4] = 78.4 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{134.0}{103.7} = 1.292 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{134.0}{78.4} = 1.709 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.3.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B.C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 59.56 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 59.56 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	46.07	10.45	14.16	34.85

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [46.07 , 14.16] = 46.07 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [10.45 , 34.85] = 34.85 mm

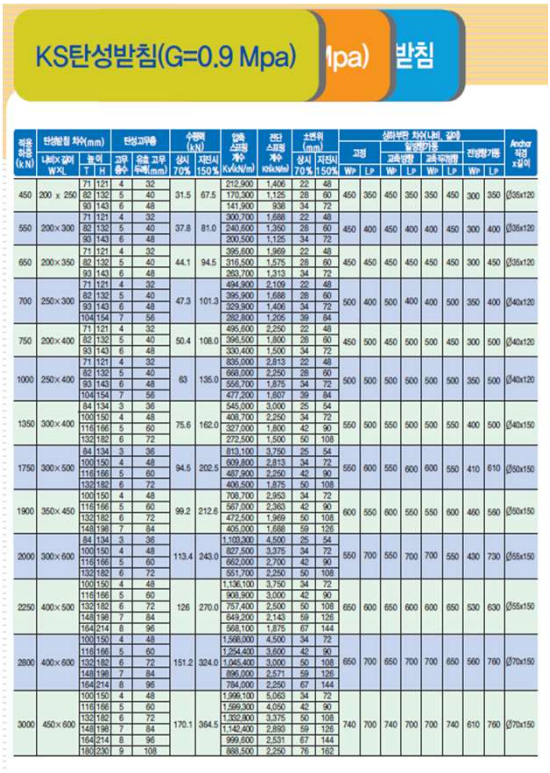
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{59.56}{46.07} = 1.293 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{59.56}{34.85} = 1.709 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.3.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (준공도면 참조)

① 본체 규격



적용하중 (kN)	탄성받침 치수(mm) W×L	H	탄성고무층 고무 두께	수평력 (kN) 상시 70%	재난시 150%	압축 스프링 계수 Kv(kN/m)	전단 스프링 계수 Kh(kN/m)	소변위 (mm) 상시 70%	재난시 150%	상대변위 치수(mm) 활동거동 고정 Wp	Lp	교축방향 Wp	Lp	교직방향 Wp	Lp	전변위거동 Wp	Lp	Anchor 직경 x길이
450	200 x 250	71	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	450	300	350	Ø35x120
		82 132	5	40			170,300	1,125	28	60								
		93 143	6	48			141,900	938	34	72								
550	200×300	71 121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	450	300	400	Ø35x120
		82 132	5	40			240,800	1,350	28	60								
		93 143	6	48			200,500	1,125	34	72								
650	200×350	71 121	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120
		82 132	5	40			316,500	1,575	28	60								
		93 143	6	48			263,700	1,313	34	72								
700	250×300	71 121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	500	350	400	Ø40x120
		82 132	5	40			395,900	1,688	28	60								
		93 143	6	48			329,900	1,406	34	72								
		104 154	7	56			282,800	1,205	39	84								
750	200×400	71 121	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120
		82 132	5	40			396,500	1,800	28	60								
		93 143	6	48			330,400	1,500	34	72								
1000	250×400	71 121	4	32	63	135.0	835,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		82 132	5	40			668,000	2,250	28	60								
		93 143	6	48			556,700	1,875	34	72								
		104 154	7	56			477,200	1,607	39	84								
1350	300×400	84 134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	550	400	500	Ø40x150
		100 150	4	48			408,700	2,250	34	72								
		116 166	5	60			327,000	1,800	42	90								
		132 182	6	72			272,500	1,500	50	108								
1750	300×500	84 134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100 150	4	48			609,800	2,813	34	72								
		116 166	5	60			487,900	2,250	42	90								
		132 182	6	72			406,500	1,875	50	108								
1900	350×450	100 150	4	48	99.2	212.6	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150
		116 166	5	60			567,000	2,363	42	90								
		132 182	6	72			472,500	1,969	50	108								
		148 198	7	84			405,000	1,688	59	126								
2000	300×600	84 134	3	36	113.4	243.0	1,103,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150
		100 150	4	48			827,500	3,375	34	72								
		116 166	5	60			662,000	2,700	42	90								
		132 182	6	72			551,700	2,250	50	108								
2250	400×500	100 150	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150
		116 166	5	60			908,900	3,000	42	90								
		132 182	6	72			757,400	2,500	50	108								
		148 198	7	84			649,200	2,143	59	126								
		164 214	8	96			568,100	1,875	67	144								
2800	400×600	100 150	4	48	151.2	324.0	1,568,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150
		116 166	6	60			1,254,400	3,600	42	90								
		132 182	6	72			1,045,400	3,000	50	108								
		148 198	7	84			896,000	2,571	59	126								
		164 214	8	96			784,000	2,250	67	144								
3000	450×600	100 150	4	48	170.1	364.5	1,996,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150
		116 166	5	60			1,599,300	4,050	42	90								
		132 182	6	72			1,332,800	3,375	50	108								
		148 198	7	84			1,142,400	2,893	59	126								
		164 214	8	96			999,600	2,531	67	144								
		180 230	9	108			888,500	2,250	76	162								

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

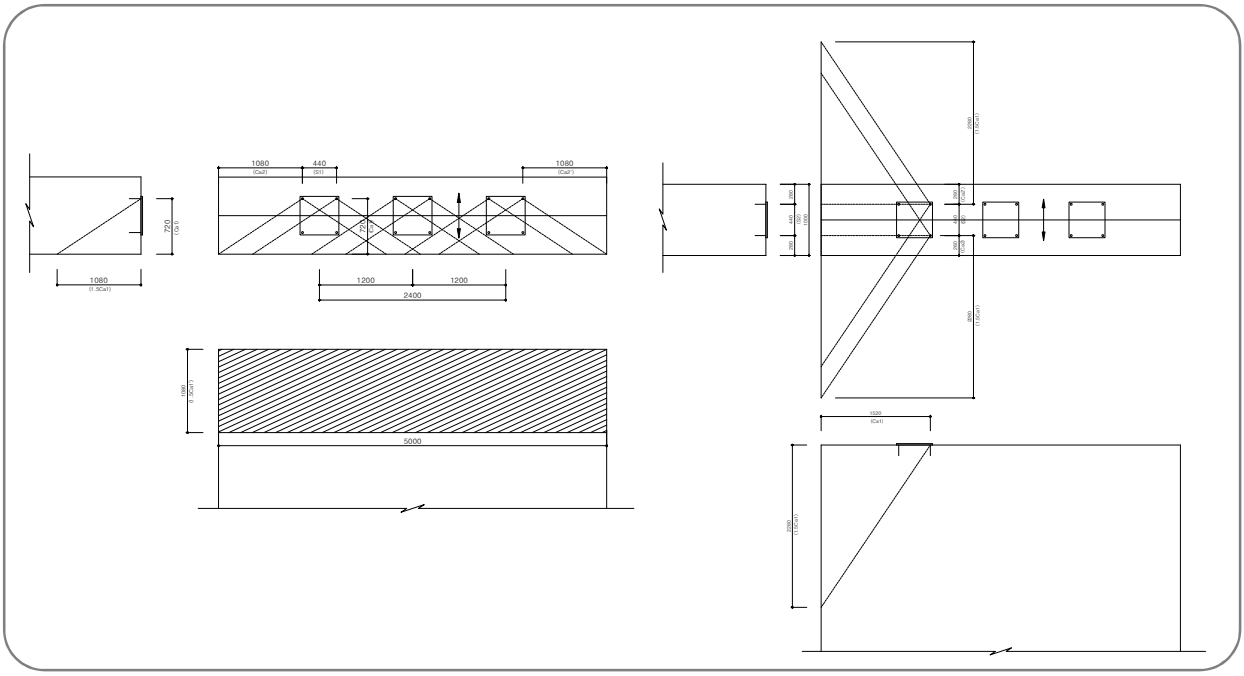
- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \dfrac{F^{L}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{103.7}{1} = 103.7$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \dfrac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{78.4}{1} = 78.4$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\dfrac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \dfrac{434.3}{103.7} = 4.189 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\dfrac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \dfrac{434.3}{78.4} = 5.539 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (1,080 + 2,840 + 1,080) × 1,080 = 5,400,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 720 mm , C_{a1}' = 720 mm

  C_{a21} = 1,080 mm , C_{a22} = 1,080 mm

  $\sum S_i$ = 2,840 mm , S_{max} = 760 mm , h_a = 4,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 720 ^{2} = 2,332,800 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 2,332,800 = 4,665,600 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{4,665,600}{2,332,800} \times 1.000 \times 1.00 \times 419 = 837.0$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 1.000 Ca2 ≥ 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 1.0

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 419 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 320] = 120 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (280 + 440 + 280) × 2,280 = 2,280,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 1,520 mm , C_{a1}' = 1,520 mm

  C_{a21} = 280 mm , C_{a22} = 280 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 440 mm , S_{max} = 440 mm , h_a = 4,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 1,520 ^{2} = 10,396,800 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 10,396,800 = 20,793,600 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{2,280,000}{10,396,800} \times 0.737 \times 1.00 \times 1,284 = 207.4$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.737 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 \left(l_e / d_o \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 1,284$ kN

l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [120 , 320] = 120 mm

d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 해당 방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 0 \times 1.00 \times 0.0 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 3488 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 0 \times 1.00 \times 0.0 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 608 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , V^L_{s,as}) = MAX (837.0 , 0.0) = 837.0$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , V^T_{s,as}) = MAX (207.4 , 0.0) = 207.4$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

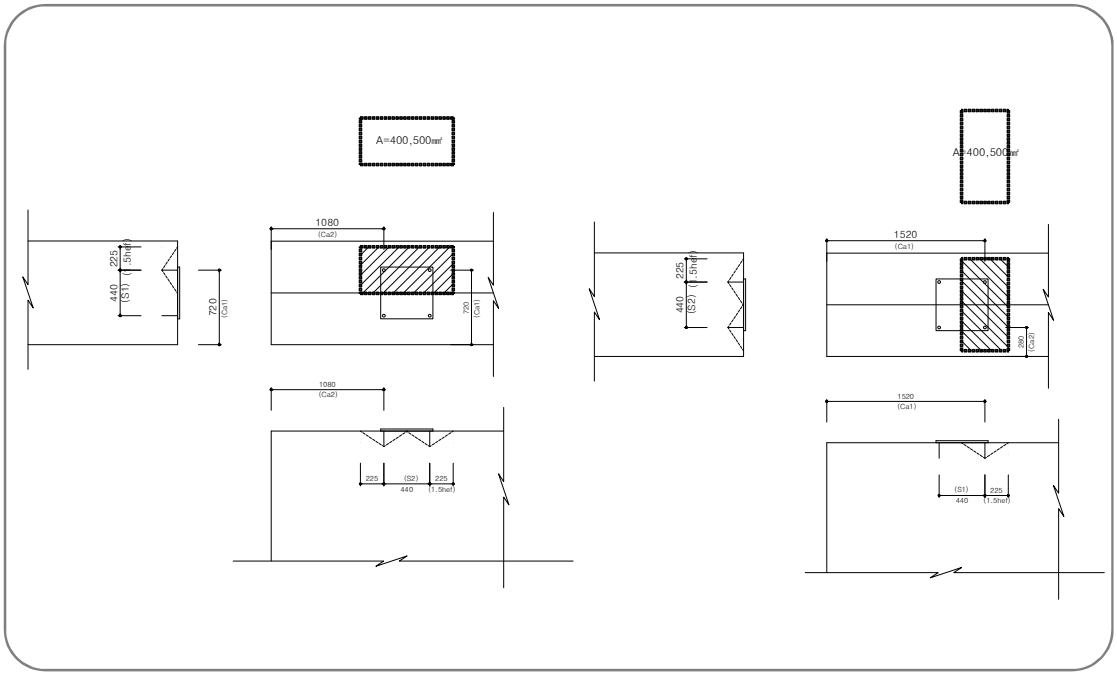
- 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 103.7 \times 3 = 311.1$ kN (n^T_B = 3)
- 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 78.4 \times 1 = 78.4$ kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{837.0}{311.1} = 2.691 \geq 1.00$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{207.4}{78.4} = 2.646 \geq 1.00$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 400,500 mm^2

  여기서, C_{a11} = 720 mm , C_{a12} = 720 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 1,080 mm , C_{a22} = 1,080 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9\cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600 mm^2

∴ $A_{Nc} \geq n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$ = $\frac{259,200}{129,600}$ × 1.000 × 1.00 × 42.2 = 84.3 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 7.0 × √ 21 × $120.0^{1.5}$ = 42.2 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 84.3 = 168.7 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 400,500 mm^2

  여기서, C_{a11} = 1,520 mm , C_{a12} = 1,520 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 280 mm , C_{a22} = 280 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 120.0^{\ 2} = 129,600.0 \ mm^2$

$\therefore A_{Nc} \geq n \cdot A_{Nco} = 2 \times 129,600.0 = 259,200.0 \ mm^2$ (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 42.2 = 84.3$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5} = 42.2$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 84.3 = 168.7$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX(V^L_{cpg}, V^L_{s,at}) = MAX(168.7, 0.0) = 168.7$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^T_{cpg}, V^T_{s,at}) = MAX(168.7, 0.0) = 168.7$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 103.7 \times 1 = 103.7$ kN ($n^T_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 78.4 \times 1 = 78.4$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{168.7}{103.7} = 1.627 \geq 1.00$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{168.7}{78.4} = 2.151 \geq 1.00$ ∴ O.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	103.7	O.K 4.189	434.3	78.4	O.K 5.539
콘크리트전단파괴	837.0	311.1	O.K 2.691	207.4	78.4	O.K 2.646
프라이아웃 파괴	168.7	103.7	O.K 1.627	168.7	78.4	O.K 2.151

3.3 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- N_C = 800.0 mm (현장 실측값)

2) 소요역량 N_D

○ N_D = MAX [응답변위, N_{min}] = MAX [46.07 , 313.47] = 313.47 mm

- 응답변위 = MAX [교대1 교축방향 변위, 교대2 교축방향 변위]
  = MAX [46.07 , 46.07] = 46.07 mm

- N_{min} = (200 + 1.67·L + 6.66·H) × (1 + 0.000125·θ²) = 313.47 mm
  여기서, L = 50.00 m (연속경간장)
  H = 4.50 m (교각 높이)
  θ = 0.00 ° (사각)

3) 내진성능 평가

○ $\frac{N_C}{N_D} = \frac{800.0}{313.5} = 2.552 \geq 1.00$ ∴ O.K

3.4 기초의 내진성능 평가

3.4.1 확대기초 및 지반 평가

○고정단 교각의 확대기초부 내진성능평가는 기초의 안정성 평가와 강도설계법에 의한 기초본체검토를 수행한다.

1) 지진력 산정

-. 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 계산한다.

- 기초부 교축방향

H^L_E = Min [H^L_n , $H^L_{E,comb}$] × n^L = Min [377 , 257] × 1 = 256.6 kN

M^L_E = Min [M^L_n , $M^L_{E,comb}$] × n^L = Min [1,695 , 1,121] × 1 = 1,120.6 kN

- 기초부 교축직각방향

H^T_E = Min [H^T_n , $H^T_{E,comb}$] × n^T = Min [1,657 , 328] × 1 = 327.5 kN

M^T_E = Min [M^T_n , $M^T_{E,comb}$] × n^T = Min [8,033 , 1,454] × 1 = 1,454.1 kN

① 교축방향 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 1,853.0 × 1 = 1,853.0 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 256.6 = 256.6 kN

-. 모멘트 M = 1,120.6 = 1,120.6 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 1,853.0 +(5.000 × 2.600 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 2,425.0 kN

-. 수평력 H_f = 256.6 kN

-. 모멘트 M_f = 1,120.6 + (256.6 × 1.000)

= 1,377.3 kN · m

② 교축직각 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 1,853.0 × 1 = 1,853.0 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 327.5 = 327.5 kN

-. 모멘트 M = 1,454.1 = 1,454.1 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 1,853.0 +(5.000 × 2.600 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 2,425.0 kN

-. 수평력 H_f = 327.5 kN

-. 모멘트 M_f = 1,454.1 + (327.5 × 1.000)

= 1,781.6 kN · m

2) 기초하단에 작용하는 지진력

구 분	연직력 V (kN)	수평력 H (kN)	모멘트 M_o (kN · m)	저항모멘트Mr(kN · m)
교 축 방 향	2,424.97	256.62	1,377.26	3,152.46
교축직각방향	2,424.97	327.54	1,781.60	6,062.43

3.4.2 확대기초의 두께 평가

○ 확대기초 두께에 대한 강체 검토

-. 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다.

-. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 또는 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

• $\beta \cdot \lambda \leq 1.0$ 인 경우 강체로 취급

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 115,675}{24,854,151 \times 1.000^3}} = 0.344 \quad (m^{-1})$$

여기서, k = 115,674.9 kN/㎥ (직접기초인 경우 : k_v , 말뚝기초인 경우 : k_p)

k_v = 115,674.9 kN/㎥ (연직방향 지반반력계수)

k_{vo} = 746,666.7 kN/㎥ (1/0.3× αE_o , 지진시 α = 2)

L = 2.600 m B = 5.000 m

B_C = 3.000 m L_C = 0.600 m

h = 1.000 m (확대기초의 두께)

D_f = 2.000 m (기초의 근입깊이)

N = 40 (기초 저면부 표준관입시험 N값)

E_0 = 112,000.0 kN/㎥ (지진시 지반변형계수, E_0=2,800N)

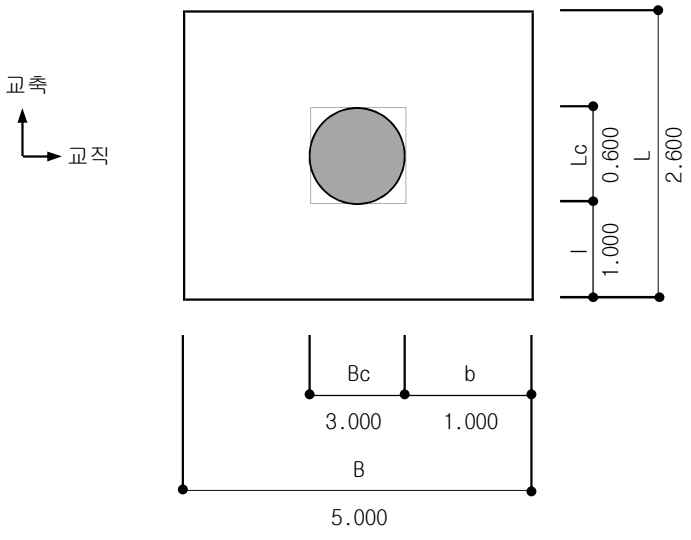
E = 24,854,150.8 kN/㎥

λ = Max(l,b) = 1.000 m

여기서, λ : 확대기초 환산 돌출길이

다만, l ≥ L/2 (= 1.300) 이면 l = L/2 적용 ⇒ l < L/2 이므로, l = 1.000 m

b ≥ B/2 (= 2.500) 이면 b = B/2 적용 ⇒ b < B/2 이므로, b = 1.000 m



• $\beta \cdot \lambda$ = 0.344 × 1.000 = 0.344 ≤ 1.0 이므로, ∴ **O.K** (강체로 취급)

3.4.3 확대기초의 안정성 평가

1) 전도에 대한 안정검토

구 분	M_r(kN·m)	M_o(kN·m)	V (kN)	S.F	편심e (m)	허용편심(m)	비 고
교 축 방 향	3,152.5	1,377.3	2,425.0	2.289	0.568	0.867	O.K
교축직각방향	6,062.4	1,781.6	2,425.0	3.403	0.735	1.667	O.K

-. 지진시 전도에 대한 안전율 S.F는 1.5 이상 (S.F ≥ 1.5)

-. 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥면의 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3 이내

-. $e = B / 2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$

2) 지지력에 대한 안정검토

① 지반의 극한지지력 (q_C)

- $Q_C = \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq$

여기서, Q_C : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한 지지력 (kN/㎡)

Nc, Nr, Nq : 지지력 계수

Ø : 기초지반의 내부마찰각 (= 35 °)

α, β : 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

C : 기초저면의 점착력 (= 0.0 kN/㎡)

γ_1 : 기초저면 암반의 단위중량 (= 20.0 kN/m³)

γ_2 : 기초의 근입깊이에 관계되는 흙의 단위중량 (= 19.0 kN/m³)

A' : 유효재하면적 (m^2)

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭 (m)

$$Nq = \frac{e^{2(3\pi/4-\emptyset/2)\tan\emptyset}}{2\cos^2(45+\emptyset/2)} = 41.440$$

$$Nc = (Nq-1)\cot\emptyset = 57.754$$

$$Nr = \frac{2(Nq+1)\tan\emptyset}{1+0.4\sin(4\emptyset)} = 47.277$$

구 분	B (m)	L (m)	형상계수 α	형상계수 β	유효폭 B'(m)	극한지지력 Q_c (kN/㎡)
교 축 방 향	2.600	5.000	1.156	0.448	1.464	2,194.9
교축직각방향	5.000	2.600	1.300	0.400	3.531	2,910.1

② 지지력에 대한 안정검토

구 분	작 용 하 중		편 심	지반반력 Q_D (KN/m^2)		극한지지력	비 고	
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Q_C (KN/m^2)	Q_C / Q_D	판정
교 축 방 향	1,377.3	2,425.0	0.568	442	0.0	2,194.9	4.97	O.K
교축직각방향	1,781.6	2,425.0	0.735	351.0	22.1	2,910.1	8.29	O.K

-. 사다리꼴 반력분포시 : $Q_{1,2} = \sum V / (B \cdot L) \times (1 \pm 6e / B)$

-. 삼각형 반력분포시 : $Q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot X)$ 여기서, $X = 3 \times (B / 2 - e)$

-. 지진시 지지력에 대한 안전율 S.F는 2 이상 ($Q_C / Q_D \geq$ 2.0)

3) 활동에 대한 안정검토

구 분	V (kN)	A'(㎡)	H_C (kN)	H_D (kN)	H_C / H_D	허용안전율	비 고
교 축 방 향	2,425.0	7.3	1,046.0	256.6	4.076	1.20	O.K
교축직각방향	2,425.0	9.2	1,046.0	327.5	3.194	1.20	O.K

- $H_c = C_b \cdot A' + V \cdot \tan\varnothing_B$ (기초저면이 암지반이면 $\tan\varnothing_B$= 0.6)

여기서, H_c : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력 (kN)

C_b : 기초저면과 지반과의 부착력 (= 0.0 kN/㎡)

A' : 기초저면의 유효재하면적 (㎡)

$\varnothing_B$: 기초저면과 지반과의 마찰각 (degree) (= 2/3 Ø)

3.4.4 확대기초의 단면력 계산

1) 위험단면 선정

- 휨에 대한 위험단면

-. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급

-. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 결정

교 축 방 향 : X_b^L = 1.000 m

교축직각방향 : X_b^T = 1.034 m

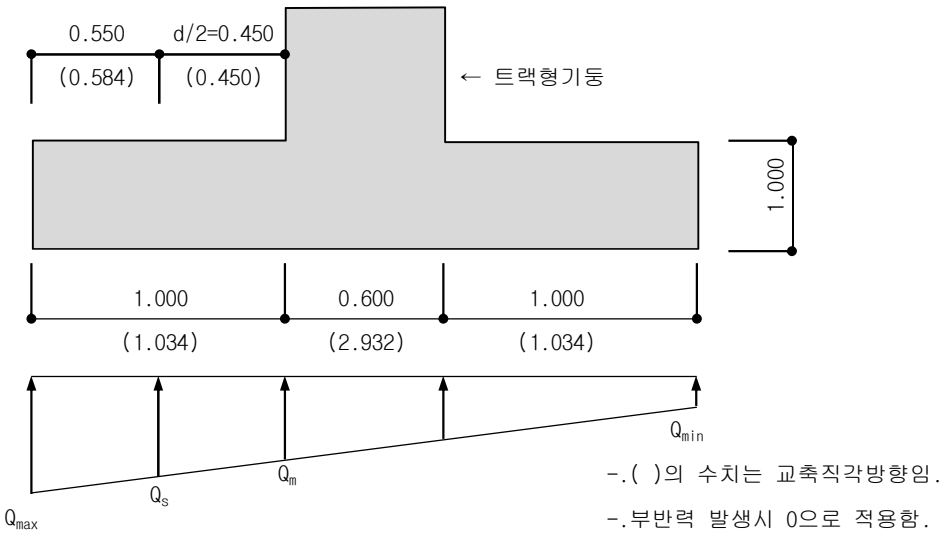
- 전단에 대한 위험단면

-. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 d/2거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정

교 축 방 향 : X_V^L = 1.000 - 0.450 = 0.550 m

교축직각방향 : X_V^T = 1.034 - 0.450 = 0.584 m

2) 지반반력 계산



-.( )의 수치는 교축직각방향임.

-.부반력 발생시 0으로 적용함.

구 분	작 용 하 중		편 심	교축방향 지반반력(kN/㎡)			
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Qm	Qs
교 축 방 향	1,377.3	2,425.0	0.568	441.676	0.000	240.563	331.064
교축직각방향	1,781.6	2,425.0	0.735	350.992	22.081	282.965	312.567

3) 부재력 산정

구 분	지 반 반 력		기초자중 및 재토하중		검토부재력	
	Mb (KN.m)	V (KN)	Mb (KN.m)	V (KN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
교 축 방 향	187.319	212.503	22.000	24.200	165.319	188.303
교축직각방향	175.555	193.803	23.527	25.702	152.028	168.101

3.4.5 확대기초의 단면 평가

1) 교축방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck} =	21 Mpa	철근항복강도	fy =	300 Mpa
설 계 모 멘 트	Mu =	165.319 kN · m	휨 감 소 계 수	ϕ_f =	1.000
설 계 전 단 력	Vu =	188.303 kN	전단감소계수	ϕ_v =	1.000
부 재 높 이	h =	1000 mm	부 재 폭	b =	1000 mm
인 장 피 복	d' =	100 mm	유 효 높 이	d =	900 mm

β1 = 0.85 , p_b = (0.85 × β1 × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.06320 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 605596477 N · mm

= 605.596 kN · m ≥ Mu = 165.319 kN · m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 10.350 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 615.834 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 10.350 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00068 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00091

∴ 필요철근량 req.As = 615.834 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

2) 교축직각방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	21 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	152.028 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	168.101 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1000 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	900 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.06320 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/$\beta 1$ - Dc_min) / (a/$\beta 1$)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 605596477 N·mm

= 605.596 kN·m ≥ Mu = 152.028 kN·m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 9.514 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 566.057 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 9.514 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00063 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00084

∴ 필요철근량 req.As = 566.057 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

3) 확대기초의 단면력 평가

구 분		공급역량	소요역량	안전율	판 정	비 고
교축방향	휨모멘트 (kN·m)	605.60	165.32	3.663	O.K	
	전단력 (kN)	961.06	188.30	5.104	O.K	
교축직각방향	휨모멘트 (kN·m)	605.60	152.03	3.983	O.K	
	전단력 (kN)	961.06	168.10	5.717	O.K	

3.5 A1 ~ A2 구간 내진성능 평가 결과

- 교 량 명: 어현교
- 위　　치: 경기도 용인시(지진Ⅰ구역)
- 내진등급: 내진Ⅰ등급교
- 지반종류: Ⅱ
- 설계하중: DB-18
- 연속경간: 5@10 = 50.0m
- 교　　폭: 5.000m
- 사각/곡률반경: 0°/직교

- 내진성능 평가 결과 요약

구　　분	내진성능 평가구간 : A1 ~ A2
대상교량 특징	- 상부형식: RCS　　- 내진성능평가 교각: P1 - 교대형식: 중력식　　- 교대기초: 확대기초 - 교각형식: 벽식교각　　- 교각기초: 확대기초 - 교각단면: 트랙형 (0.600m×3.000m)　　- 받침제원: 탄성받침 ☞ 교각P1:1000kN(3EA), 교대A1:1000kN(3EA), 교대A2:1000kN(3EA)
	▣ 교각부: O.K,　　기초부: O.K,　　받침부: O.K

구　　분				공급역량	소요역량	비　　고	
고정단 교각부 평가 (Rs = 교축: 1, 교직: 1)							
기둥부	휨파괴모드(변위연성도)		교축	1.000	1.000	1.000	O.K
	휨파괴모드(변위연성도)		교축직각	1.500	1.000	1.500	O.K
고정단 교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도(kN·m) (안전율 : 1.5)	교축	3,152.5	1,377.3	2.289	O.K
			교직	6,062.4	1,781.6	3.403	O.K
		지지력(kN/㎡) (안전율 : 2.0)	교축	2,194.9	441.7	4.970	O.K
			교직	2,910.1	351.0	8.291	O.K
		활동(kN) (안전율 : 1.2)	교축	1,046.0	256.6	4.076	O.K
			교직	1,046.0	327.5	3.194	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트(kN·m)	교축	605.6	165.3	3.663	O.K
			교직	605.6	152.0	3.983	O.K
		전단력(kN)	교축	961.1	188.3	5.104	O.K
			교직	961.1	168.1	5.717	O.K
받침부 평가 (교각부, 교대부, 교대부)							
P1교각부(kN)		탄성받침본체-수평력(kN)	교축	134.0	84.4	1.587	O.K
			교직	134.0	108.6	1.233	O.K
		받침본체-변위(mm)	교축	59.6	26.9	2.213	O.K
			교직	59.6	35.9	1.660	O.K
		앵커볼트-강재강도	교축	434.3	84.4	5.145	O.K
			교직	434.3	108.6	3.998	O.K
		앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	397.7	253.2	1.570	O.K
			교직	111.7	108.6	1.028	O.K
		앵커볼트-프라이아웃강도	교축	168.7	84.4	1.998	O.K
			교직	168.7	108.6	1.553	O.K

구 분			공급역량	소요역량	비 고	
A1교대부(kN)	탄성받침본체-수평력(kN)	교축	134.0	103.7	1.292	O.K
		교직	134.0	78.4	1.709	O.K
	받침본체-변위(mm)	교축	59.6	46.1	1.293	O.K
		교직	59.6	34.8	1.709	O.K
	앵커볼트-강재강도	교축	434.3	103.7	4.189	O.K
		교직	434.3	78.4	5.539	O.K
	앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	837.0	311.1	2.691	O.K
		교직	207.4	78.4	2.646	O.K
	앵커볼트-프라이아웃강도	교축	168.7	103.7	1.627	O.K
		교직	168.7	78.4	2.151	O.K
A2교대부(kN)	탄성받침본체-수평력(kN)	교축	134.0	103.7	1.292	O.K
		교직	134.0	78.4	1.709	O.K
	받침본체-변위(mm)	교축	59.6	46.1	1.293	O.K
		교직	59.6	34.8	1.709	O.K
	앵커볼트-강재강도	교축	434.3	103.7	4.189	O.K
		교직	434.3	78.4	5.539	O.K
	앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	837.0	311.1	2.691	O.K
		교직	207.4	78.4	2.646	O.K
	앵커볼트-프라이아웃강도	교축	168.7	103.7	1.627	O.K
		교직	168.7	78.4	2.151	O.K
받침지지길이(mm)			800.0	313.5	2.552	O.K

사암교

기존교량 내진성능평가

2019.5

1. 현장조사 결과

1.1 자료조사 결과

1.1.1 구조물 현황

1) 위　　치 : 경기도 용인시 처인구 원삼면 사암리 344-5
2) 구　　조 : 라멘교
3) 폭 및 연장 : B= 10 m L= 26.4 m
4) 준 공 년 도 : 1996 년

1.1.2 내진해석 조건

1) 구역계수 = 0.110 (경기도 용인시)
2) 위험계수 = 1.400 (내진 1등급)
3) 지반계수 = 1.2 (지반계수, 지반종류 II 지역)

1.2 설계기준강도

1.2.1 콘크리트 강도

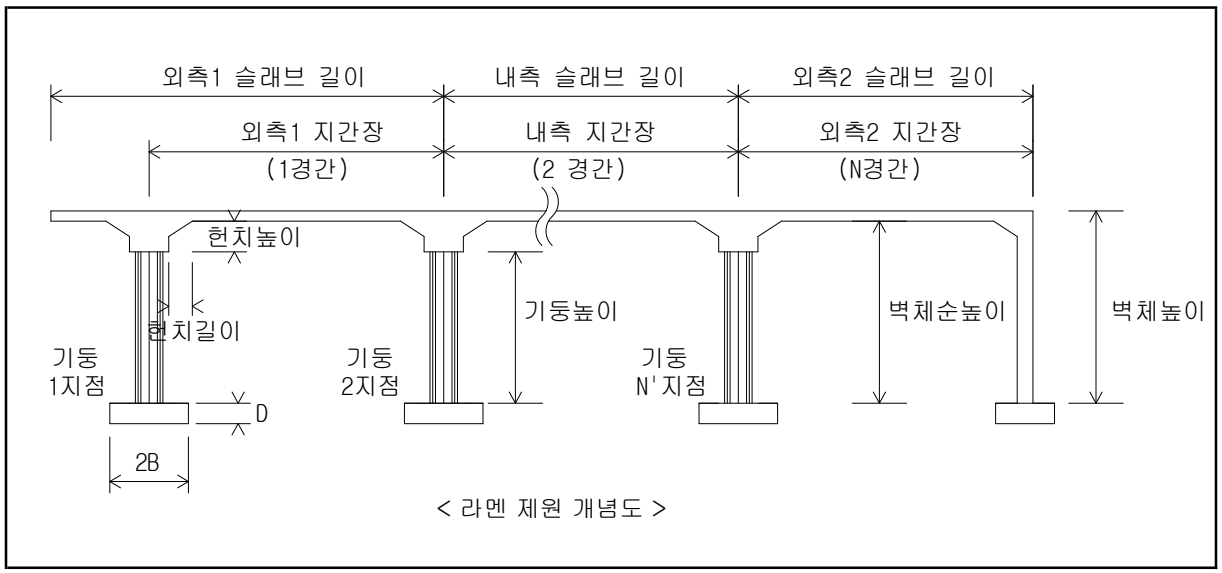
- 상부구조 : f_{ck} = 24 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_{ck} = 24 MPa (교각, 교대)

1.2.2 철근강도

- 상부구조 : f_y = 300 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_y = 300 MPa (교각, 교대)

1.3 교량 제원

단위 : m



< 라멘 제원 개념도 >

* 공통사항

토피	포장	방호벽	
		폭	높이
0	0.08	1.5	0.2

* 벽체 제원

구분	두께	높이	순높이
좌측	0.70	3.80	3.00
우측	0.70	3.80	3.00

* 상부슬래브 제원 (단, 헌치와 보의 제원은 1,2경간의 종점부의 및 N경간의 시점부의 치수임)

구분	슬래브		헌치		거더	
	두께	길이	높이	길이	폭	높이
1경간	0.80	13.20	0.40	1.10	-	-
2경간	0.80	13.20	0.40	1.10	-	-
N경간	-	-	-	-	-	-

* 기둥 제원

구분	기둥(타원형)				지간장
	높이	가로	세로	직경	
1지점	3.00	0.70	8.20	-	13.20
2지점	3.00	0.70	8.20	-	13.20
N'지점	-	-	-	-	-

* 기초제원

구 분	기둥1	기둥2~N-1	기둥N
기초형식	직접		
독립기초 폭(2B)	2.70	-	-
길이(2L)	10.20	-	-
두께(D)	1.00	-	-
확대기초 전폭	2.70		

1.4 철근배근

1.4.1 슬래브 및 벽체

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	피복	직경	간격	피복	직경	간격	피복
슬래브	좌측단부	25	125	40	25	125	40	25	125	40
	중앙부	25	125	40	25	125	40	25	125	40
	우측단부	25	125	40	25	125	40	25	125	40
벽체	상단 외측	25	125	100	25	125	100	25	125	100
	상단 내측	25	125	100	25	125	100	25	125	100
	중앙 내측	25	125	100	25	125	100	25	125	100
	중앙 외측	25	125	100	25	125	100	25	125	100
	하단 내측	25	125	100	25	125	100	25	125	100
	하단 외측	25	125	100	25	125	100	25	125	100

2) 기둥 및 보 철근

구 분		직경	간격		철근개수	피복	단수
			가로간격개수	세로간격개수			
기둥	사각	25	64	4	136	100	1

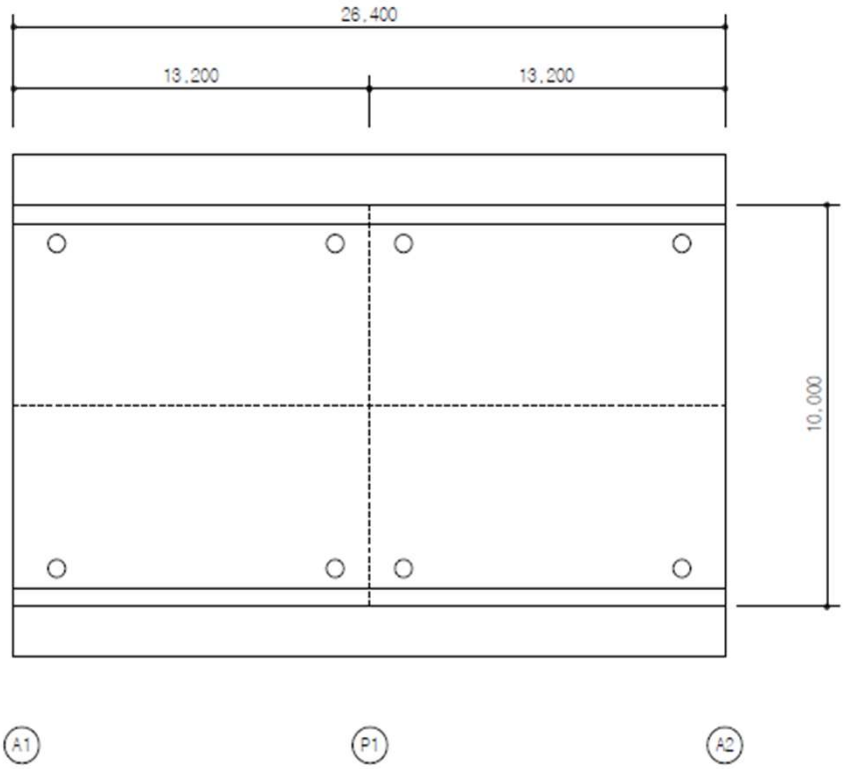
1.4.2 전단철근

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	다리수	직경	간격	다리수	직경	간격	다리수
상부슬래브		13	250	2	13	250	2	13	250	2
벽체	상단	13	250	2	13	250	2	13	250	2
	중앙	13	250	2	13	250	2	13	250	2
	하단	13	250	2	13	250	2	13	250	2

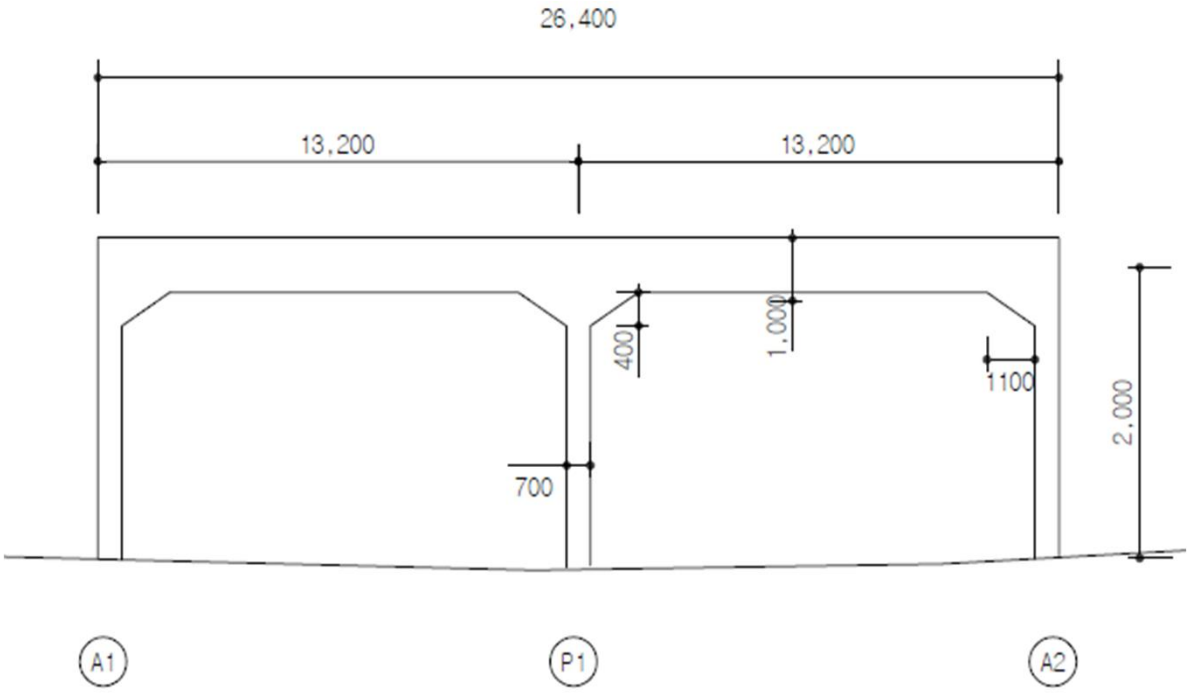
구 분	직경	간격	다리수
기둥	13	200	2

1.5 교량 종평면도

1.5.1 평면도



1.5.2 종단면도



2. 검토조건

2.1 일반사항

교량형식	2 경간 라멘교	교량연장	26.4 m	교량사각	90 °	기초형식	직접 기초
교량등급	내진 1등급 교량	교량폭원	10 m	평면선형	직선		

2.2 하 중

2.2.1 고정하중

1) 철근 콘크리트 γ_{c1} = 25.000 kN/㎥
2) 무근 콘크리트 γ_{c2} = 23.500 kN/㎥
3) 뒷채움 토사 γ_s = 18.000 kN/㎥
4) 교면 포장층 γ_a = 23.000 kN/㎥
5) 지 하 수 γ_w = 10.000 kN/㎥

2.2.2 토압

- 안정계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식
- 단면계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식

1) 상시토압

라멘 벽체는 주동토압이 발생할 수 있는 연직벽 상대변위가 발생치 않으므로 정지토압 적용.

K_o = 1 - SIN Φ = 0.5000

Φ = 30.000 °

2) 지진시 토압

(1) 정적토압

K_a = 0.333

Φ = 30.000 ° δ = 0.000 °

θ = 0.000 ° α = 0.000 °

(2) 동적영향을 고려한 토압 (Mononobe Okabe 공식 적용)

K_{ea} = 0.381 (지진 토압계수)

Φ = 30.000 ° (뒷채움 흙의 마찰각)

δ = 0.000 ° (흙과 교대사이의 마찰각)

i = 0.000 ° (뒷채움 흙의 경사각)

β = 0.000 ° (교대배면의 수직에 대한 값)

a = 0.110 (지진 구역계수)

I = 1.400 (중요한 교량으로 평균재현주기 1000년)

A = a x I = 0.154 (지진 가속도 계수)

K_h = 0.500 x A = 0.077 (수평지반 가속도 계수= 변위를 허용)

K_v = 0.000 (연직지반 가속도 계수, 고려하지 않음)

θ = $\tan^{-1}\{K_h / (1-K_v)\}$ = 4.403 °

2.3 사용재료 및 특성치

1) 콘 크 리 트 = min(설계강도, 측정강도) [설계강도 = 24 MPa 측정강도 = 24 MPa]

f_{ck} = 24.000 Mpa E_c = 26986 Mpa

2) 철 근

f_y = 300.000 Mpa E_s = 200,000 Mpa

f_{sa} = 150.000 Mpa

3) 뒷 채 움 토

Φ = 30.000 °

2.4 구조검토 일반사항

2.4.1 강도감소계수

Φ_m = 0.850 (휨에 대한 강도 감소계수)

Φ_v = 0.800 (전단에 대한 강도 감소계수)

Φ_c = 0.650 (축력에 대한 강도감소계수)

2.5 내진검토 조건

1) 내진등급 = 내진 1등급 교량

구역계수 = 0.11 (경기도 용인시)

위험계수 = 1.4 (내진 1등급)

A = 지진구역 계수 X 위험도 계수 = 0.154

S = 1.200 (지반계수)

2) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis (단일모드 해석법)

3) 해석을 위한 토질정수의 산정

(1) 벽체 뒷채움

E_{o1} = 28N X 100 = 42,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 15 (교대 뒷채움재의 N값)

G_1 = E_{o1} / { 2 (1+υ) } = 14,685 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.430 (측벽 토층 평균값 적용) (대상지반의 프와송 비)

(2) 기초위치의 지반

E_{o2} = 28N X 100 = 140,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 50 (기초지반의 N값)

G_2 = E_{o2} / { 2 (1+υ) } = 52,632 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.330 (대상지반의 프와송 비)

2.6 구조해석 PROGRAM ☞ MIDAS CIVIL 2012

2.7 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (국토해양부, 2010.11)

2) 콘크리트 구조기준 (국토해양부, 2012.10)

3) 도로교표준시방서(건설교통부,1996.4)

4) 도로설계편람(건설교통부,2008.5)

5) 도로교 설계 기준 해설 (대한토목학회, 2008.1)

6) 단지조성에 따른 시설물의 내진연구 (한국토지공사, 2001.7)

7) 고속도로 교량의 내진설계편람 (한국도로공사, 1999.12)

8) 교량설계기준 (한국도로공사 2000.12)

3. 단면정수의 산정

3.1 설계경간 및 슬래브 두께의 검토

1) 설계경간의 결정 (도로교설계기준(2010) 4.8.3.2)

B = 10.000 m

구분	Ls	Ln	Ls / B	L
1경간	13.20	13.20	1.32	13.20
2경간	13.20	13.20	1.32	13.20

∴ L = 사각 ≥ 75° 이므로 직교로 가정

2) 슬래브 최소두께의 검토 (도로교설계기준(2010) 4.7.4.1)

구분	L	Tmin	Tuse	판정
1경간	13.20	0.53	0.80	O.K
2경간	13.20	0.53	0.80	O.K

* 차도부분의 최소두께(≥220mm)

- 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우
- L은 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

단순판		40 L+130
연속판		30 L+130
캔틸레버판	L≤0.25	280 L+180
	L > 0.25	80 L+230

3.2 단면제원의 산정

구조계산 폭원 : 10.00 m [단위 : m]

구분		폭	두께	직경	C.T.C	A(㎡)	I_{22}(㎥)	I_{33}(㎥)
슬래브		10.000	0.800	-	-	8.000	0.427	66.667
벽체		10.000	0.700	-	-	7.000	0.286	58.333
기둥	사각	8.200	0.700	-	13.200	5.740	0.234	32.163
	원형	-	-	-	-	-	-	-

4. 지반 SPRING계수의 산정(지진 계산시)

4.1 기초부 (도로교표준시방서(1996),P.809~P.811)

* 기둥 기초 상단과 기둥 하단부의 접점은 고정단으로 고려함.

4.2 라멘형 벽체 (도로교표준시방서(1996), p.807)

1) 종방향 (교축방향 : X - DIR) 변위강성 <수평방향 변위>

Ks = 0.425 E_{o1} B = 178,500 kN/m

2) 횡방향 (교축직각방향 : Y - DIR) 회전강성 <회전 변위>

Kr = 0.072 E_{o1} B H^2 = ##### kN·m/rad

HA = 4.200 m (A1, A2 구간 슬래브 도심에서 저판상단까지)

3) Y-축, Z-축으로의 변위강성과 X-축,Z-축에 대한 회전강성은 무시함.

■ 수평변위강성 Ks = 178,500 kN/m

구분	Kv	절점번호
1	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 89,250	1,10
2	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 178,500	2,3
3	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 178,500	11,12
4	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 89,250	4,6

■ 회전강성 Kr = 533,434 kN·m/rad

구분	Ksb	절점번호
1	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 266,717	1,10
2	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 533,434	2,3
3	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 533,434	11,12
4	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 266,717	4,6

5. 지진성능검토를 위한 하중의 계산

5.1 종방향 지진하중의 산정

1) 지진거동에 영향을 주는 연직하중의 산정

고정하중 종류	계 산 식	계산값(kN/m)
포장층 자중	23.000(γ) X 0.080(t) X 10.00(계산폭)	18.400
SLAB 자중	25.00(γ) X 0.80(t) X 10.00(계산폭)	200.000
헌 치 자 중	25.00(γ) X 1/2 X (0.400 × 1.10) X 4ea X 10.00(계산폭)/ 26.40(연장)	8.333
보도부	10.000 X 2ea	20.000
지진고려 연직력 합계		246.733

2) 상부구조 각 부재에 종방향으로 단위하중(1.0kn/m) 재하시 발생변위를 취하여 진동주기 계산

- P_o = 1.000 kN/m (등가단위하중)

단위 : m

v_s	0.0000051

(하중Po에 의한 정적처짐)

3) α,β,γ 계수 산정

- ω(x) = 246.733 kN/m

(교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중)

$\int dx$ = 10.000 m (= L)

$\alpha\ (=\int v_s(x)dx)$	0.000051320
$\beta\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)dx)$	0.012662355
$\gamma\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)^2dx)$	0.000000065

4) 교량의 주기 계산 (T)

- $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_o\ g\ \alpha}} \times 2\pi$ g = 9.810 m/sec^2

단위 : sec

T	0.071

5) 탄성지진 응답계수(C_S) 계산

- A= 0.154 , S= 1.2

① $1.2\ A\ S\ /\ T^{2/3}$	1.293
② 2.5 A	0.385
적용값 = min(①,②)	0.385

6) 등가정적 지진하중의 산정

- $P_{ey} = (\beta\ C_s\ /\ \gamma) \times (\omega_y\ v_x)$

단위 : kN/m

P_{ey}	94.992

5.2 횡방향 지진하중의 산정

: 라멘교의 경우 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 해석은 무시할 수 있다.

5.3 고정하중의 산정

단위 : kN/m

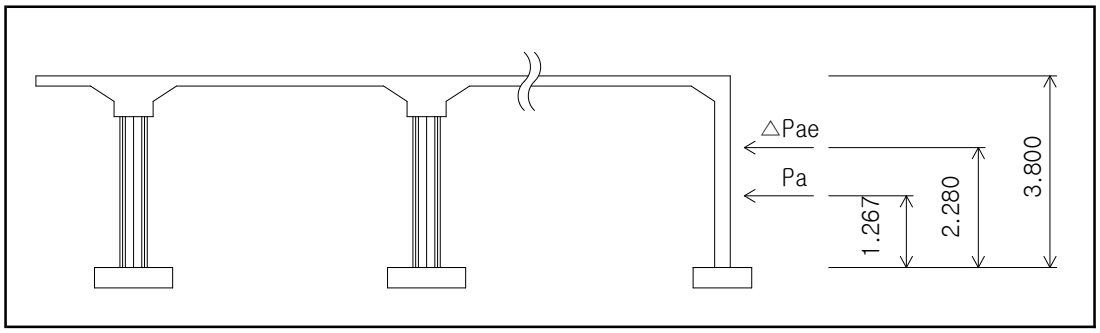
고정하중 종류	계 산 값
포장층 자중	18.400
상부토사자중	0.000
합계	18.400

5.4 지진 발생시 작용하는 토압의 산정

$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 B$ = 528.67 kN (상시 주동토압)

$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma_s H^2 B$ = 604.88 kN (지진시 주동토압, 시종점 동일)

$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$ = 604.876 − 528.671 = 76.205 kN (평상시 주동토압)



< 지진시 토압 작용 개념도 >

지진시 주동토압 작용점

$h = (P_a * H / 3) + (\Delta P_{ae} \, 0.6H) / P_{ae}$

= ((528.671 × 4.200 /3) + (76.205 X 0.6 X 4.200)) / 604.876

= 1.541 m

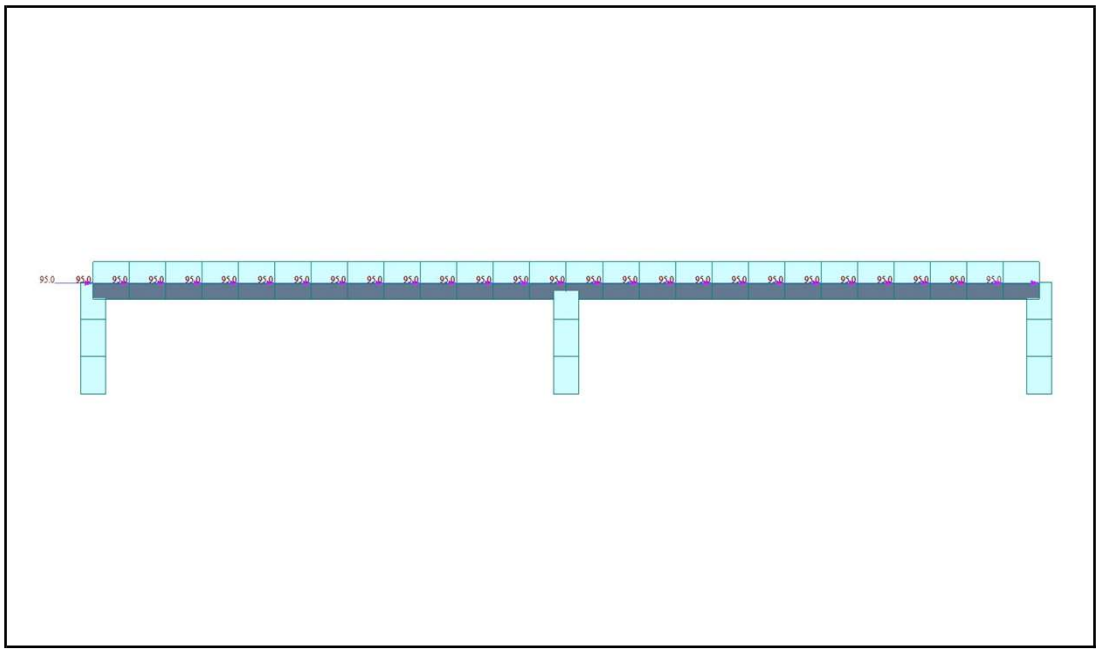
☞ 토압하중 재하시 정적분력은 1/3 H 지점, 동적 분력은 0.6 H 지점에 하중을 재하한다.

5.5.하중의 재하도

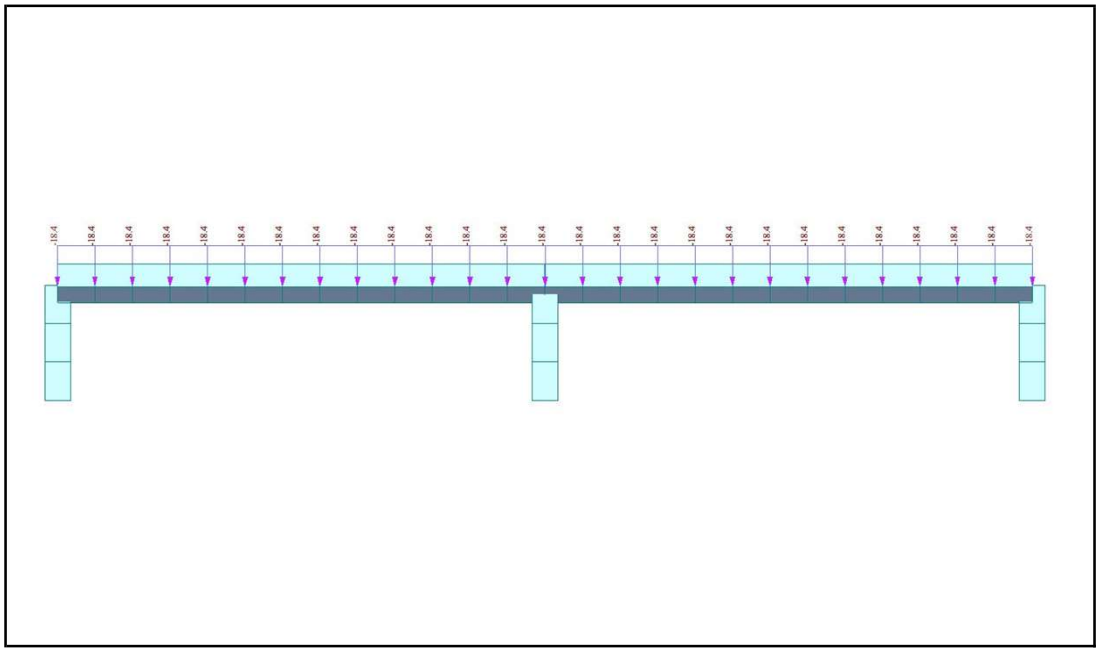
- 지진시 하중 CASE

1) LOAD CASE 1 : 지진시 관성력(종방향)

P_{ey}	94.992



2) LOAD CASE 2 : 고정하중



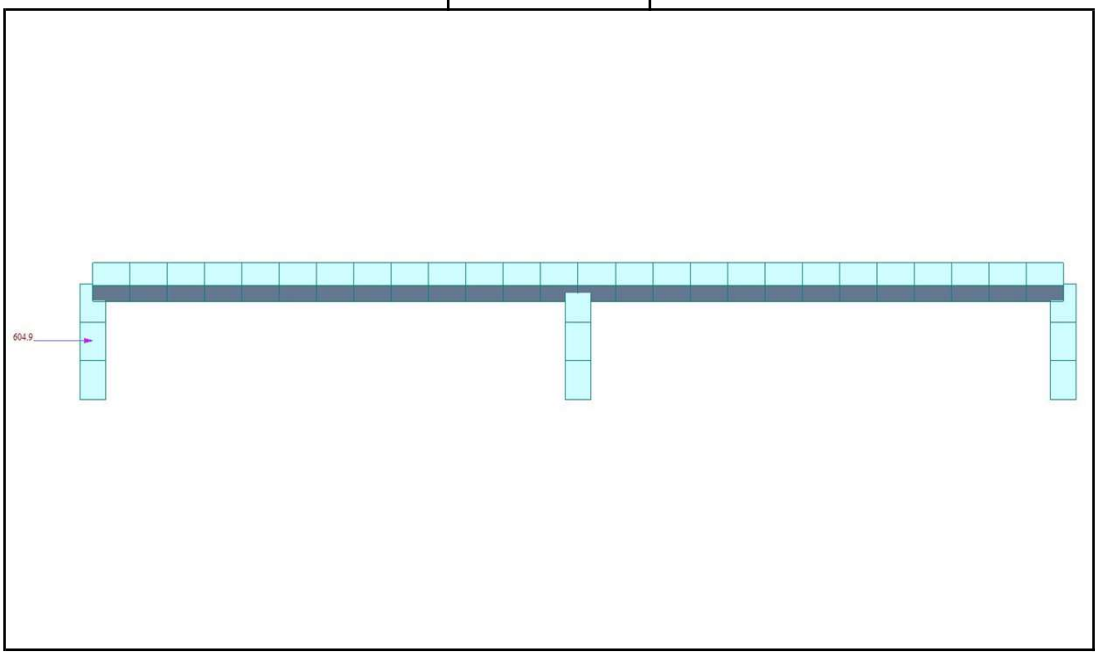
자중+헌치 : program내 자동계산

포장 : 18.400 kN/m

상부토사 : 0.000 kN/m

3) LOAD CASE 3 : 지진시 토압

구분	하중크기	작용점
Pae	604.876	1.541



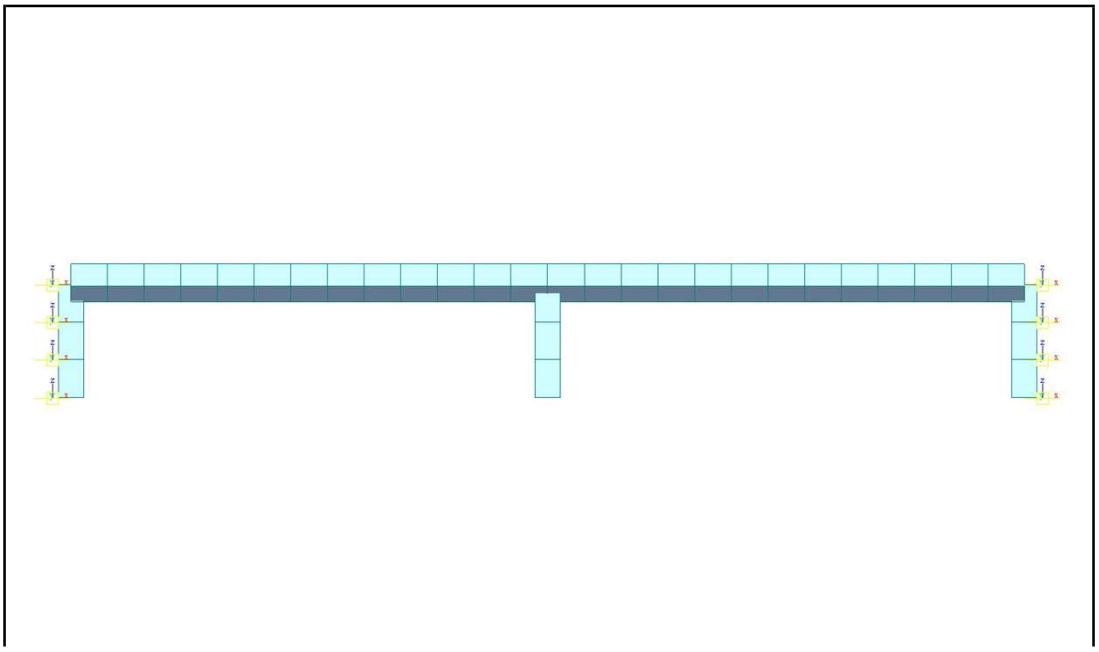
5.6 하 중 조 합

하중 / 조합	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb 1	1.000	1.000	1.000
Comb 2	1.000	1.000	0.650
Comb 3	0.300	0.300	0.300
Comb 4	0.300	0.300	0.195

※ 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 지진하중 하중조합은 생략함

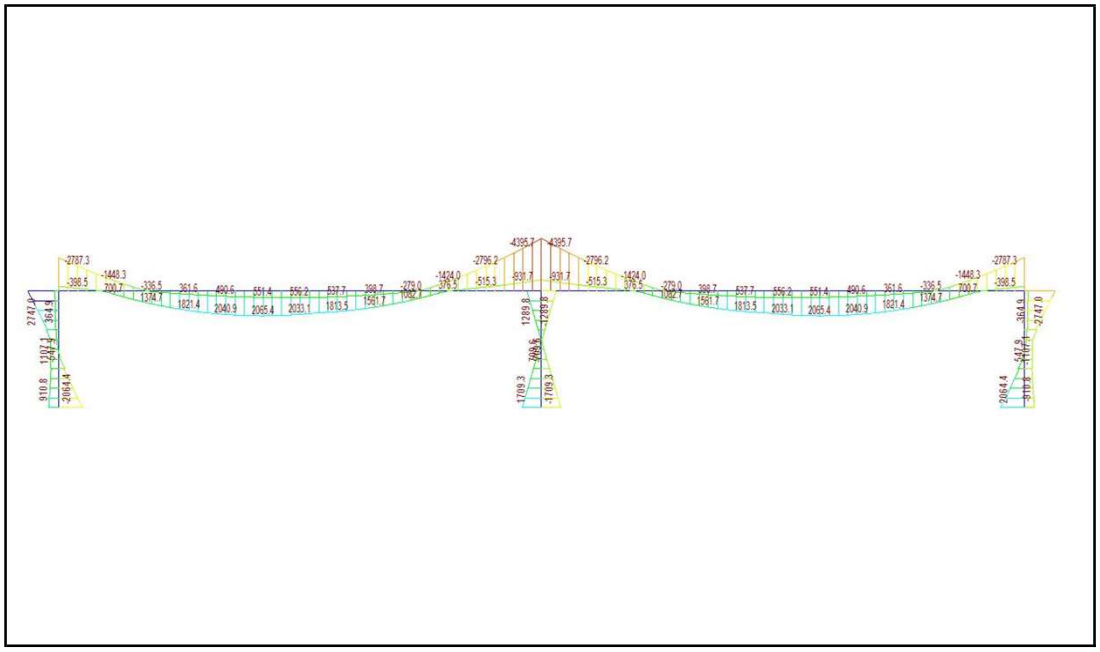
6. MODELING & 구조해석 (지진시)

6.1 MODELING

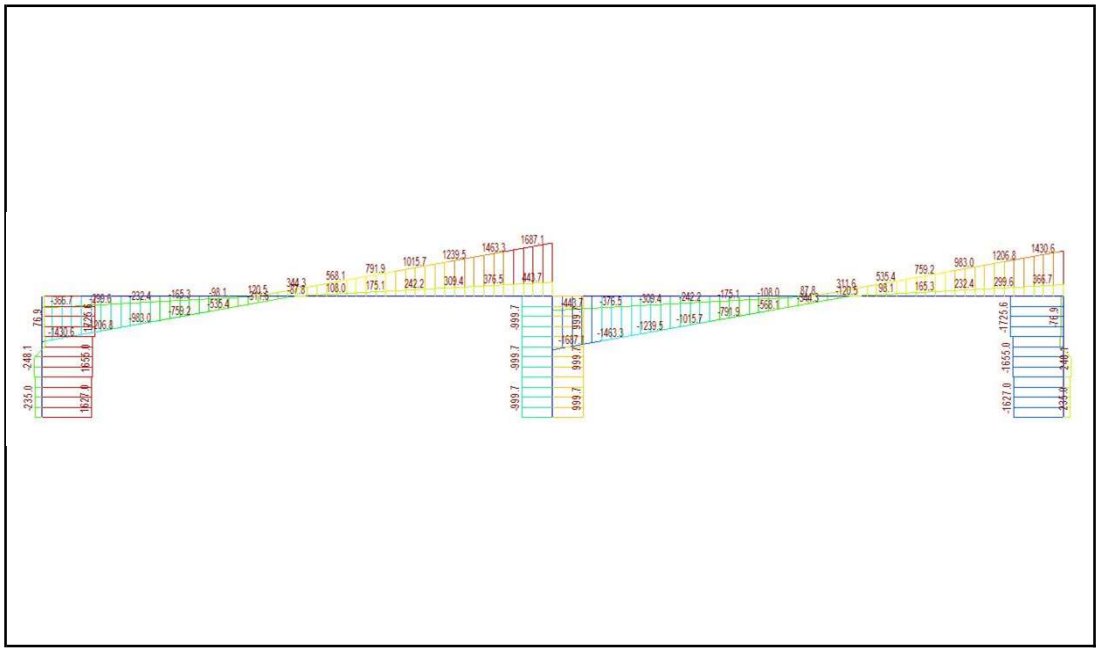


6.2 구조해석 결과 (B.M.D 및 S.F.D)

1) 지진시 (B.M.D)



2) 지진시 (S.F.D)



7. 구조해석 결과 SUMMARY

[구조계산 폭원 : 10.00 m]

구 분			휨모멘트(kN・m)/m		전단력(kN)/m		비 고
			전폭	단위폭	전폭	단위폭	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	2787.3	278.7	1430.6	143.1	
		중앙부	2065.4	206.5	-	-	
		우측단부	4395.7	439.6	1687.1	168.7	
	외측2	좌측단부	4395.7	439.6	1687.1	168.7	
		중앙부	2065.4	206.5	-	-	
		우측단부	2787.3	278.7	1430.6	143.1	
벽 체	상단	전면	2747.0	274.7	1725.6	172.6	
		배면	364.9	36.5			
	중앙	전면	1107.1	110.7	1655.0	165.5	
		배면	547.9	54.8			
	하단	전면	910.8	91.1	1627.0	162.7	
		배면	2064.4	206.4			

구 분		휨모멘트 (kN・m)/m	축력 (Kn)	전단력 (Kn)	비 고
기둥	최대 휨모멘트시	1709.300	3634.500	999.700	
	최대 축력시	1660.400	3637.000	972.400	단위길이당 축력 : 363.7

8. 안전검토 (1.4 철근배근 참고)

8.1 상부슬래브 외측1 좌측단부

□ 기본사항

Mu	278.730 kN·m	Vu	143.060 kN	Φ_m	0.850
H	800 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	760 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	25	125	1	4053.6	-

TOTAL 4053.6 ㎟

a = 4,053.6 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 59.612 mm

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

= 0.850 × 4,053.6 × 300 × (760 − 59.612 / 2) / 1000000

= 754.778 kN·m > M_u = 278.730 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 760 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= { 0.8 × (1 / 6) × √ 24 × 1,000 × 760 } / 1000

= 496.430 kN > V_u = 143.060 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 248.215 kN > V_u = 143.060 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.2 상부슬래브 외측1 중앙부

□ 기본사항

Mu	206.540 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	800 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	760 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	25	125	1	4053.6	-

TOTAL 4053.6 ㎟

a = 4,053.6 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 59.612 mm

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

= 0.850 × 4,053.6 × 300 × (760 − 59.612 / 2) / 1000000

= 754.778 kN·m > M_u = 206.540 kN·m ∴ O.K

8.3 상부슬래브 외측1 우측단부

□ 기본사항

Mu	439.57 kN·m	Vu	168.71 kN	Φ_m	0.850
H	800 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	760 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	25	125	1	4053.6	-

TOTAL 4053.6 ㎟

a = 4,053.6 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 59.612 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 4,053.6 × 300 × (760 − 59.612 / 2) / 1000000

= 754.778 kN·m > M_u = 439.570 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 760 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 760 / 1000

= 496.430 kN > V_u = 168.710 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 248.215 kN > V_u = 168.710 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.4 상부슬래브 외측2 좌측단부

□ 기본사항

Mu	439.570 kN·m	Vu	168.710 kN	Φ_m	0.850
H	800 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	760 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	25	125	1	4053.6	-

TOTAL 4053.6 ㎟

a = 4,053.6 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 59.612 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 4,053.6 × 300 × (760 − 59.612 / 2) / 1000000

= 754.778 kN·m > M_u = 439.570 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 760 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 760 / 1000

= 496.430 kN > V_u = 168.710 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 248.215 kN > V_u = 168.710 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.5 상부슬래브 외측2 중앙부

□ 기본사항

Mu	206.540 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	800 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	760 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	25	125	1	4053.6	-

TOTAL 4053.6 ㎟

a = 4,053.6 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 59.612 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 4,053.6 × 300 × (760 − 59.612 / 2) / 1000000

= 754.778 kN·m > M_u = 206.540 kN·m ∴ O.K

8.6 상부슬래브 외측2 우측단부

□ 기본사항

Mu	278.73 kN·m	Vu	143.06 kN	Φ_m	0.850
H	800 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	760 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	25	125	1	4053.6	-

TOTAL 4053.6 ㎟

a = 4,053.6 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 59.612 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 4,053.6 × 300 × (760 − 59.612 / 2) / 1000000

= 754.778 kN·m > M_u = 278.730 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 760 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 760 / 1000

= 496.430 kN > V_u = 143.060 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 248.215 kN > V_u = 143.060 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.7 기둥

▶ 사암교 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 사암교

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 24 MPa, fy = 300 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 25790 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.85

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 700.00 mm
단 면 높 이 (H) : 8200.00 mm
철근 피복두께(d') : 100.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 3000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 1.20
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : D25 × 136ea = 68911.2 ㎟ (dc = 100.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 68911.2 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 3634.500 KN

계수모멘트(X) : Mux = 1709.300 KN·m
Mux.ns= 1709.300 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 1.5
Y축 세장비 : λy = 17.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 1709.300 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 1709.300 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 805.48 mm
작 용 편 심 : e = 470.30 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 5400.000 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 65545.200 + 9496.149 + -3893.145 = 71148.204 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 118309.086 + 19721.889 + 12619.293 = 150650.268 KN·m

평 형 편 심 : eb = 2117.42 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 46246.33 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 97922.67 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.201 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 13776.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.00009 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

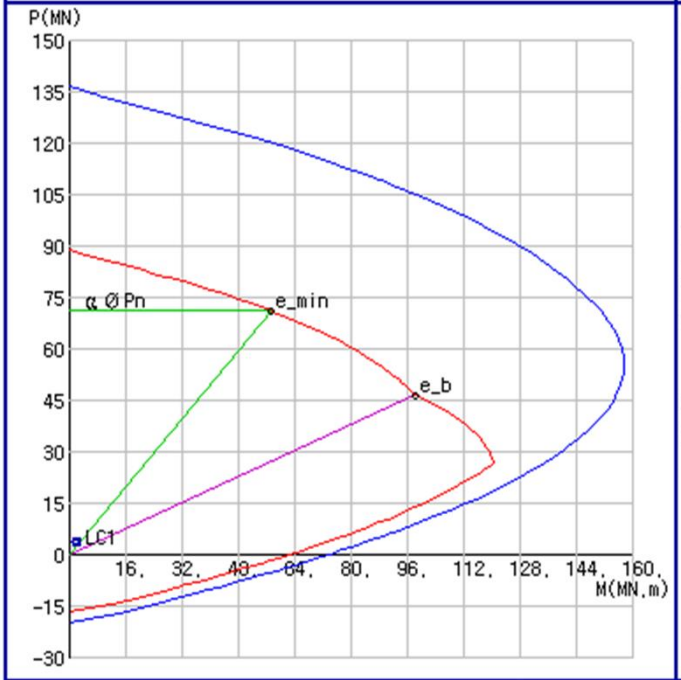
αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 109090.859 KN
Mn = αPn × e_min = 87870.962 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800

설계축하중강도 : αØPn = 70909.056 KN ≥ Pu = 3634.500 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 57116.124 KN·m ≥ Mu = 1709.300 KN·m ∴ O.K

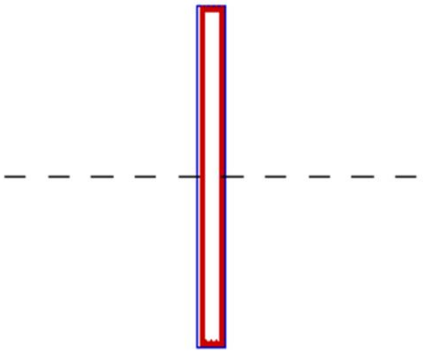
검토단면 : 사암교



검 토 조 건

fck	=	24 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	25790 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	3.216 E+13 mm⁴
Iy	=	2.344 E+11 mm⁴
Ag	=	5.740 E+06 mm²
Lu	=	3000.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	1.201 %
Pu	=	3634.500 KN
Mu	=	1709.300 KN·m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 805.484 mm

ØP_min = 70909.050 KN

ØM_min = 57116.130 KN·m

▷ 평형 편심 상태

eb = 2117.415 mm

ØPb = 46246.330 KN

ØMb = 97922.670 KN·m

▷ 작용편심에서의 설계강도

e < e_min ∴ 최소편심구간

ØPn = 70909.050 KN(=ØPmin)

ØMn = 57116.130 KN·m(=ØMmin)

▷ 사용철근량

A_rebar = 68911.200 mm²

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 3637.000 KN

계수모멘트(X) : Mux = 1660.400 KN·m
Mux.ns= 1660.400 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 1.5
Y축 세장비 : λy = 17.8

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 1660.400 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 1660.400 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 805.48 mm
작 용 편 심 : e = 456.53 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 5400.000 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 65545.200 + 9496.149 + -3893.145 = 71148.204 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 118309.086 + 19721.889 + 12619.293 = 150650.268 KN·m

평 형 편 심 : eb = 2117.42 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 46246.33 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 97922.67 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

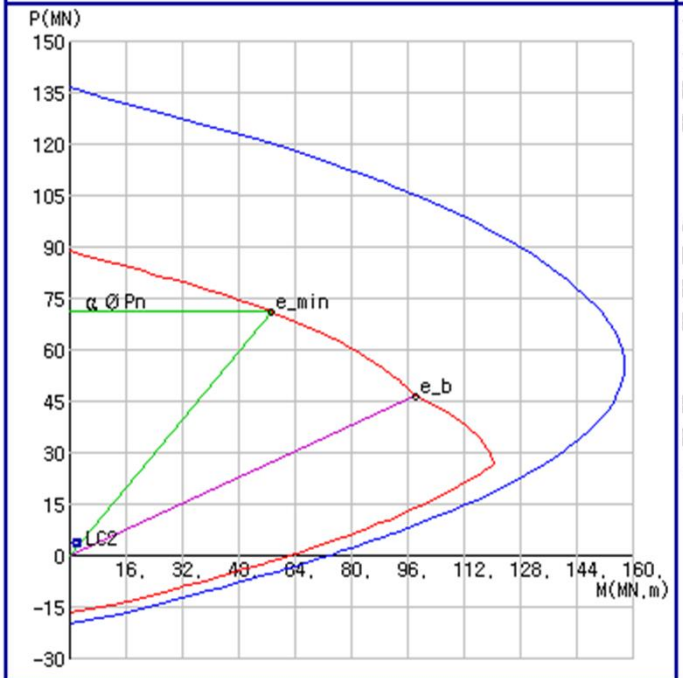
사용철근비 : Pused = 1.201 %

계수축력 Pu < 0.1 · fck · Ag = 13776.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.00009 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α ×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 109090.859 KN
Mn = αPn × e_min = 87870.962 KN · m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 70909.056 KN ≥ Pu = 3637.000 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 57116.124 KN · m ≥ Mu = 1660.400 KN · m ∴ O.K

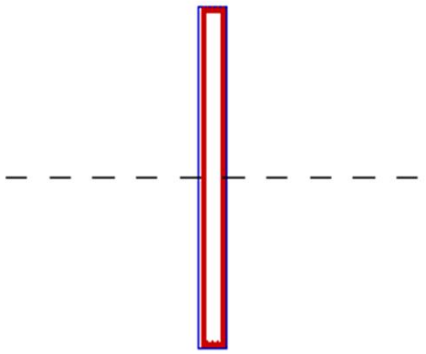
검토단면 : 사암교



검 토 조 건

fck	=	24 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	25790 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	3.216 E+13 mm⁴
Iy	=	2.344 E+11 mm⁴
Ag	=	5.740 E+06 mm²
Lu	=	3000.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	1.201 %
Pu	=	3637.000 KN
Mu	=	1660.400 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
e_min = 805.484 mm
ØP_min = 70909.050 KN
ØM_min = 57116.130 KN · m
▷ 평형 편심 상태
eb = 2117.415 mm
ØPb = 46246.330 KN
ØMb = 97922.670 KN · m
▷ 작용편심에서의 설계강도
e < e_min ∴ 최소편심구간
ØPn = 70909.050 KN(=ØPmin)
ØMn = 57116.130 KN · m(=ØMmin)
▷ 사용철근량
A_rebar = 68911.200 mm²

8.8 기둥 - 전단검토

□ 전단검토

Vu	999.700 kN	기둥폭	8200.00 mm	Φ_v	0.800
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa	형식	사각

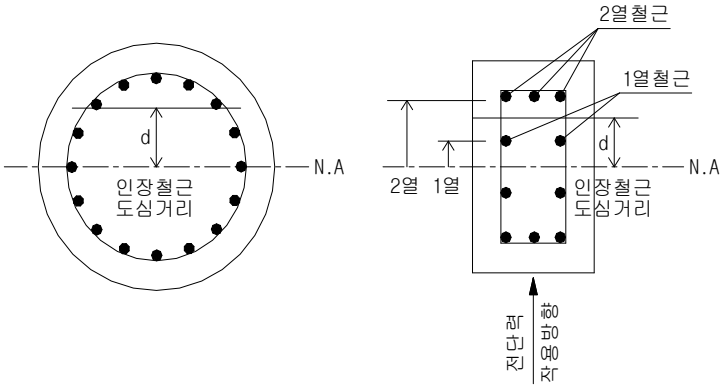
[원형단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	피복	개수	철근단면적	비 고
1단	0	0	0	-	-
2단	-	-	-	-	-
계				-	-

[사각단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	도심거리	개수	철근단면적	비 고
1열	25	0.1	136	68,911	-
2열				-	-
3열				-	-
4열				-	-
5열				-	-
계				68,911	-

< d 값 산출 개념도 >



d = 450 mm (인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리)

$\Phi_v V_c$ = $\Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= { 0.8 × (1 / 6) × √ 24 × 8,200 × 450 } / 1000

= 2410.298 kN > V_u = 999.700 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 1205.149 kN > V_u = 999.700 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.9 벽체 상단 내측

□ 기본사항

Mu	274.700 kN·m	Vu	172.560 kN	Φ_m	0.850
H	833 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	733 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	25	125	1	4053.6	-

TOTAL 4053.6 ㎟

a = 4,053.6 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 59.612 mm

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

= 0.850 × 4,053.6 × 300 × (733 − 59.612 / 2) / 1000000

= 727.214 kN·m > M_u = 274.700 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 600 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 600 / 1000

= 391.918 kN > V_u = 172.560 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 195.959 kN > V_u = 172.560 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.10 벽체 상단 외측

□ 기본사항

Mu	36.490 kN·m	Vu	172.560 kN	Φ_m	0.850
H	700 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	600 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	25	125	1	4053.6	-

TOTAL 4053.6 ㎟

a = 4,053.6 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 59.612 mm

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

= 0.850 × 4,053.6 × 300 × (600 − 59.612 / 2) / 1000000

= 589.391 kN·m > M_u = 36.490 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 600 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 600 / 1000

= 391.918 kN > V_u = 172.560 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 195.959 kN > V_u = 172.560 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.11 벽체 중앙 내측

□ 기본사항

Mu	110.710 kN·m	Vu	165.500 kN	Φ_m	0.850
H	700 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	600 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	25	125	1	4053.6	-

TOTAL 4053.6 ㎟

a = 4,053.6 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 59.612 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 4,053.6 × 300 × (600 − 59.612 / 2) / 1000000

= 589.391 kN·m > M_u = 110.710 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 600 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 600 / 1000

= 391.918 kN > V_u = 165.500 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 195.959 kN > V_u = 165.500 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.12 벽체 중앙 외측

□ 기본사항

Mu	54.790 kN·m	Vu	165.500 kN	Φ_m	0.850
H	700 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	600 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	25	125	1	4053.6	-

TOTAL 4053.6 ㎟

a = 4,053.6 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 59.612 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 4,053.6 × 300 × (600 − 59.612 / 2) / 1000000

= 589.391 kN·m > M_u = 54.790 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 600 mm

$\Phi_v V_c$ = $\Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 600 / 1000

= 391.918 kN > V_u = 165.500 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 195.959 kN > V_u = 165.500 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.13 벽체 하단 내측

□ 기본사항

Mu	91.080 kN·m	Vu	162.700 kN	Φ_m	0.850
H	700 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	600 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	25	125	1	4053.6	-

TOTAL 4053.6 ㎟

a = 4,053.6 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 59.612 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 4,053.6 × 300 × (600 − 59.612 / 2) / 1000000

= 589.391 kN·m > M_u = 91.080 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 600 mm

$\Phi_v V_c$ = $\Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 600 / 1000

= 391.918 kN > V_u = 162.700 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 195.959 kN > V_u = 162.700 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.14 벽체 하단 외측

□ 기본사항

Mu	206.440 kN·m	Vu	162.700 kN	Φ_m	0.850
H	700 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	600 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	25	125	1	4053.6	인장부

TOTAL 4053.6 ㎟

$a = 4{,}053.6 \times 300 / (0.850 \times 24 \times 1{,}000) = 59.612$ mm

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

$= 0.850 \times 4{,}053.6 \times 300 \times (600 - 59.612 / 2) / 1000000$

$= 589.391$ kN·m > $M_u = 206.440$ kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

$d = 600$ mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= 0.800 \times (1 / 6) \times \sqrt{(24)} \times 1{,}000 \times 600 / 1000$

$= 391.918$ kN > $V_u = 162.700$ kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c = 195.959$ kN > $V_u = 162.700$ kN ∴ **전단철근 필요 없음**

9. 안전검토결과 요약

구 분			휨검토(kN・m)			전단검토(kN)			비 고
			ΦM_n	Mu	판정	ΦVn	Vu	판정	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	754.78	278.73	O.K	496.43	143.06	O.K	
		중앙부	754.78	206.54	O.K	-	-	-	
		우측단부	754.78	439.57	O.K	496.43	168.71	O.K	
	외측2	좌측단부	754.78	439.57	O.K	496.43	168.71	O.K	
		중앙부	754.78	206.54	O.K	-	-	-	
		우측단부	754.78	278.73	O.K	496.43	143.06	O.K	
벽 체	상단	전면	727.21	274.70	O.K	391.92	172.56	O.K	
		배면	589.39	36.49	O.K	391.92	172.56	O.K	
	중앙	전면	589.39	110.71	O.K	391.92	165.50	O.K	
		배면	589.39	54.79	O.K	391.92	165.50	O.K	
	하단	전면	589.39	91.08	O.K	391.92	162.70	O.K	
		배면	589.39	206.44	O.K	391.92	162.70	O.K	

구 분		P-M 상관 검토			전단검토(kN)			비 고
		Mu (kN・m)	P (kN)	판정	ΦVn	Vu	판정	
기 둥	Mmax	1709.30	3634.50	O.K	2410.30	999.70	O.K	기둥 P-M 상관도 참고
	Pmax	1660.40	3637.00	O.K				"

가재울2교

기 존 교 량 내 진 성 능 평 가

2019. 05

1. 개 요

1.1 교량현황

1.1.1 교량제원

1) 교 량 명 : 가재월2교

2) 교 량 등 급 : 1 종 (DB-)

3) 관 리 주 체 : 경기도 용인시

4) 소 재 지 : 경기도 용인시 처인구 원삼면 가재월리 974-1

5) 준 공 년 도 : 1970 년

6) 상부구조형식 : STI (I형 강교)

7) 교 량 연 장 : 20.400 m (=3@6.8)

8) 교 량 폭 원 : 5.500 m

9) 받 침 형 식 : 탄성받침

10) 교 각 형 식 : 벽식 교각 (기둥 1 EA, 단면적 = 3.863 ㎡)

- 축방향철근 배근상태 : 무근
- 축방향철근 겹침이음 : 무
- 피 복 두 께 : 0 mm
- 횡방향철근 배근상태 : 무근

11) 교 대 형 식

- A1 교대 : 중력식 교대
- A2 교대 : 중력식 교대

12) 기 초 형 식

- 교 대 : 확대기초 (A1, A2)
- 교 각 : 확대기초 (P1 ~ P2)

1.1.2 사용재료

1) 콘크리트 바닥판

콘크리트 : fck = 21.0 MPa , Ec = 24,854 MPa

철 근 : fy = 400.0 MPa , Es = 200,000 MPa

2) 거 더 (강 거 더)

주부재 강종 : SM490

부부재 강종 : SM400

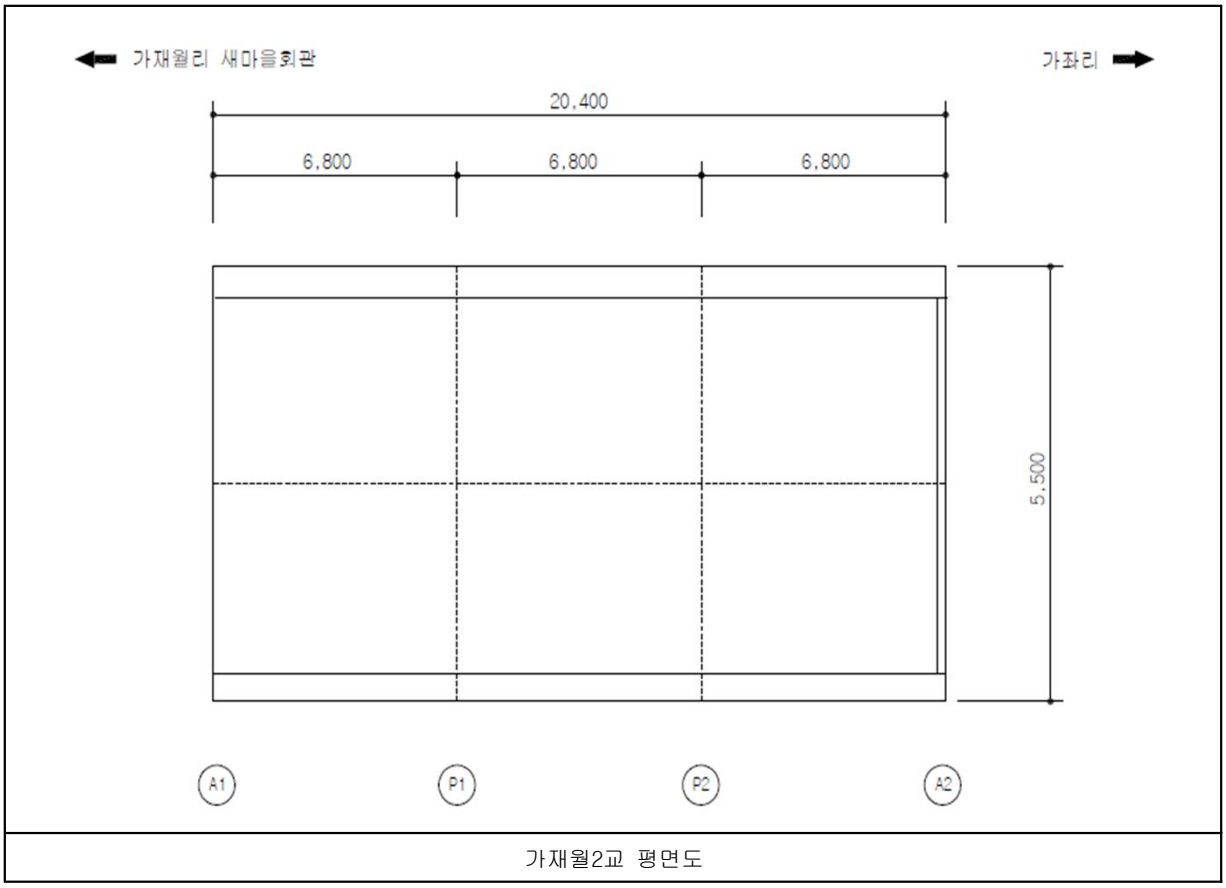
탄성계수 Es : 205,000 MPa

3) 하부구조

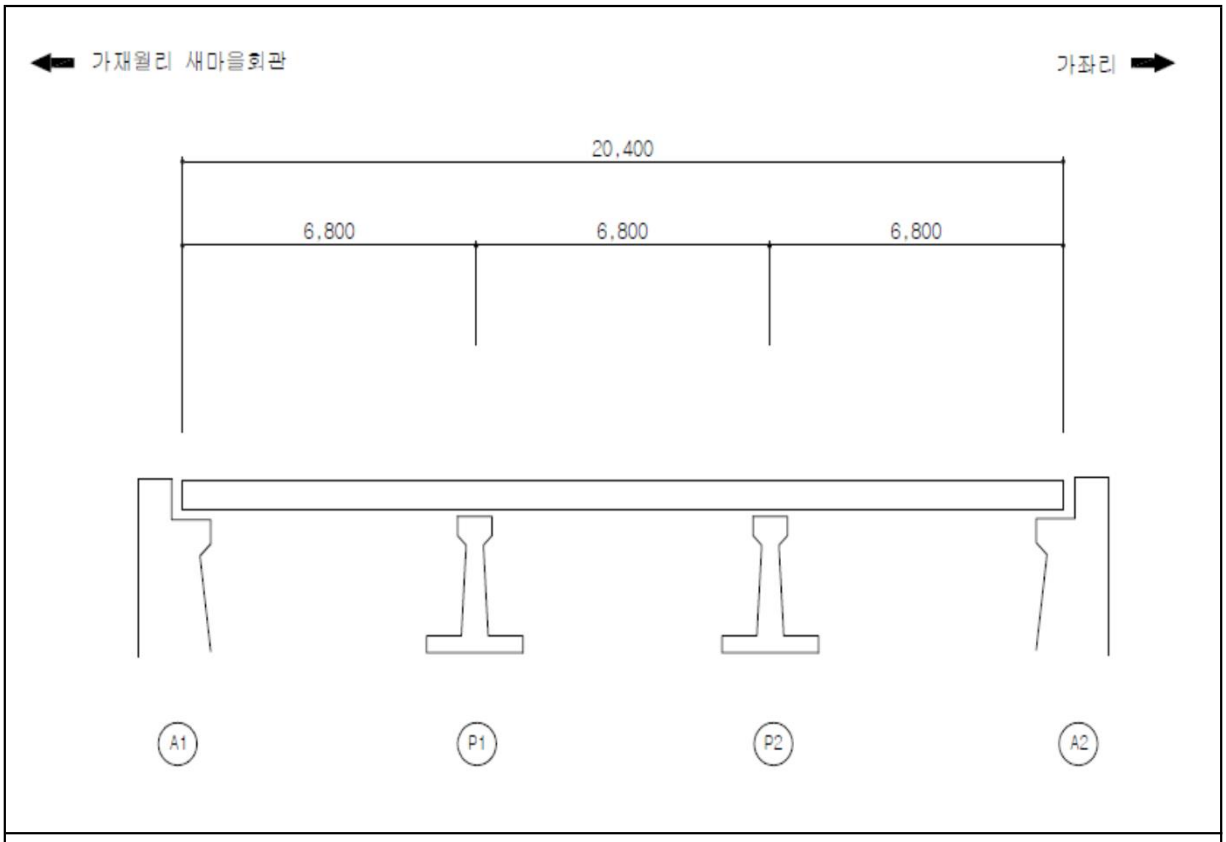
콘크리트 : fck = 21.0 MPa , Ec = 24,854.2 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000.0 MPa

1.1.3 대상교량 종 · 평면도

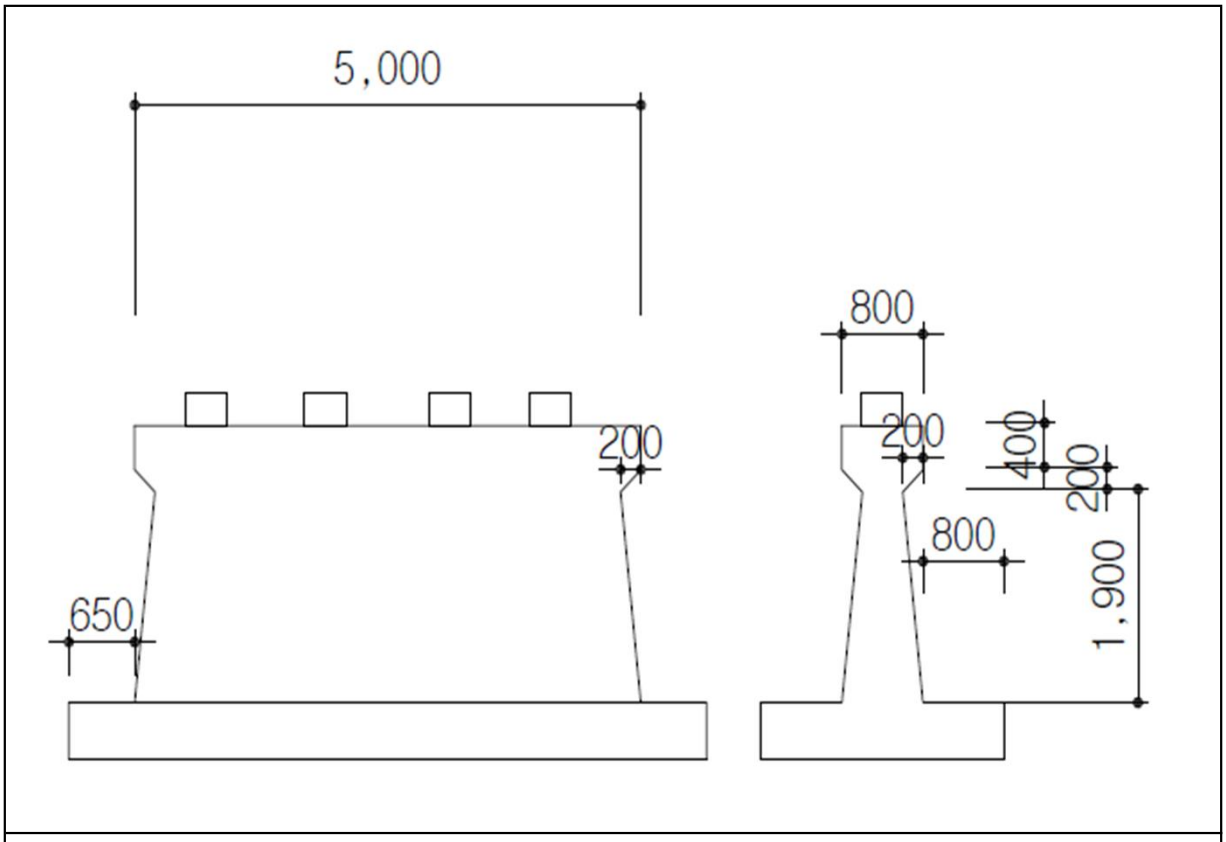


가재월2교 평면도



가재월2교 종단면도

1.1.5 교각 1(고정단) 일반도



가재월2교 교각 1 일반도

1.3 내진설계상수

1) 내 진 등 급 : 내진 Ⅰ 등급 교량

2) 지진구역계수 : 0.110 - 지진구역Ⅰ, 경기도 용인시

3) 위험도 계수 (I) : 1.400

4) 가속도 계수 (A) : 0.154

5) 지 반 계 수 (S) : 1.200 (지반종류 : Ⅱ)

6) 고유치해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

8) 받 침 형 식 : 교 대 부 - 탄성받침 (450 kN)

교 각 부 - 탄성받침 (450 kN)

1.4 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	-
	콘크리트 모델	MANDER 모델	-
	철근 모델	PARK 모델	-
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS	-
탄성지진력 산정	모델	3차원 프레임해석 모델	-
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성 스프링 모델	-
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	-
	질량산정	상부 고정하중은 분포질량으로, 하부 고정하중은 단위질량으로 입력	-
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS	-

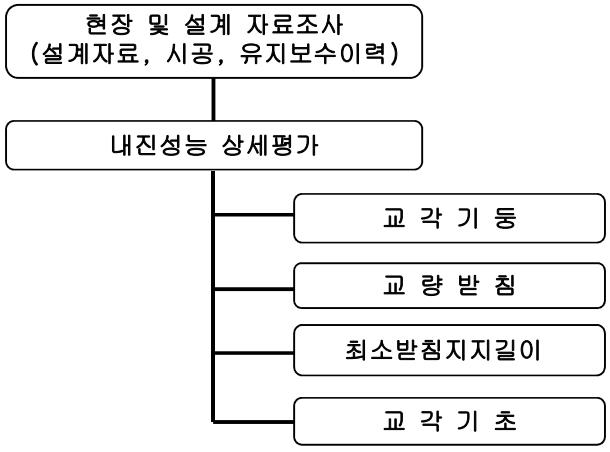
1.5 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능 상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능 상세 평가기준은 상부 구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 '기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



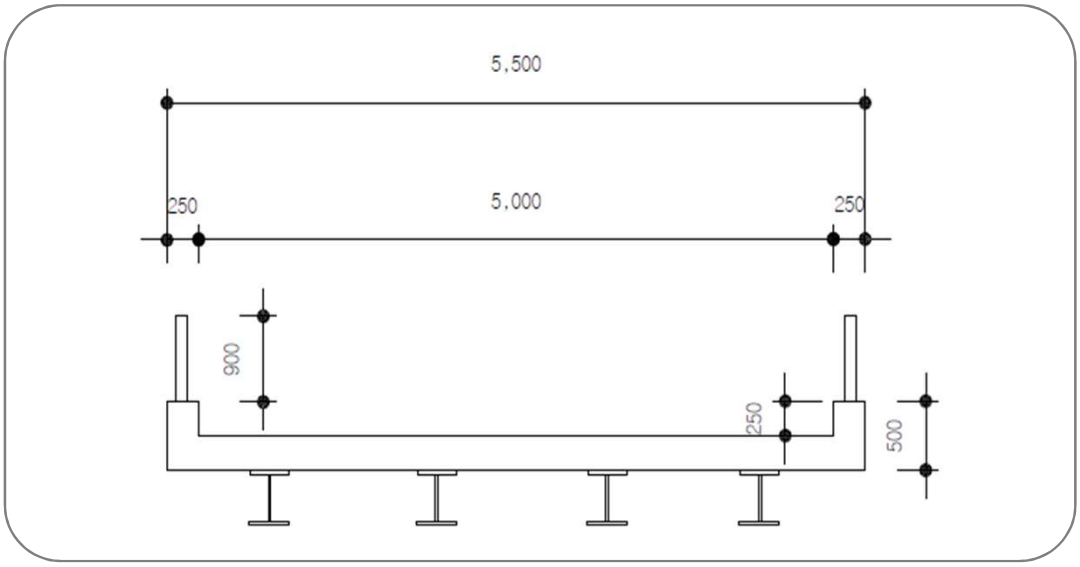
2. A1 ~ A2 구간 탄성지진력

2.1 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

- 해석대상 교량은 STI (I형 강교)교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침은 실제 거동특성과 일치되도록 NL Link를 사용하여 모델링하였다.
- 교각기둥의 강성은 축하중 산정시 전체강성을 적용 후 지진해석시 항복 유효강성을 적용하였다.

2.1.1 상부구조 특성

가. 상부구조 단면특성



구 분	A (m^2)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	비 고
TYPE-A	0.0192	0.000003	0.000511	0.000090	

나. 2차 고정하중

1) 포 장 : 0.4000 m^2 x 23.0 kN/m^3 = 9.2000 kN/m

2) 상부슬래브 : 1.3750 m^2 x 25.0 kN/m^3 = 34.3750 kN/m

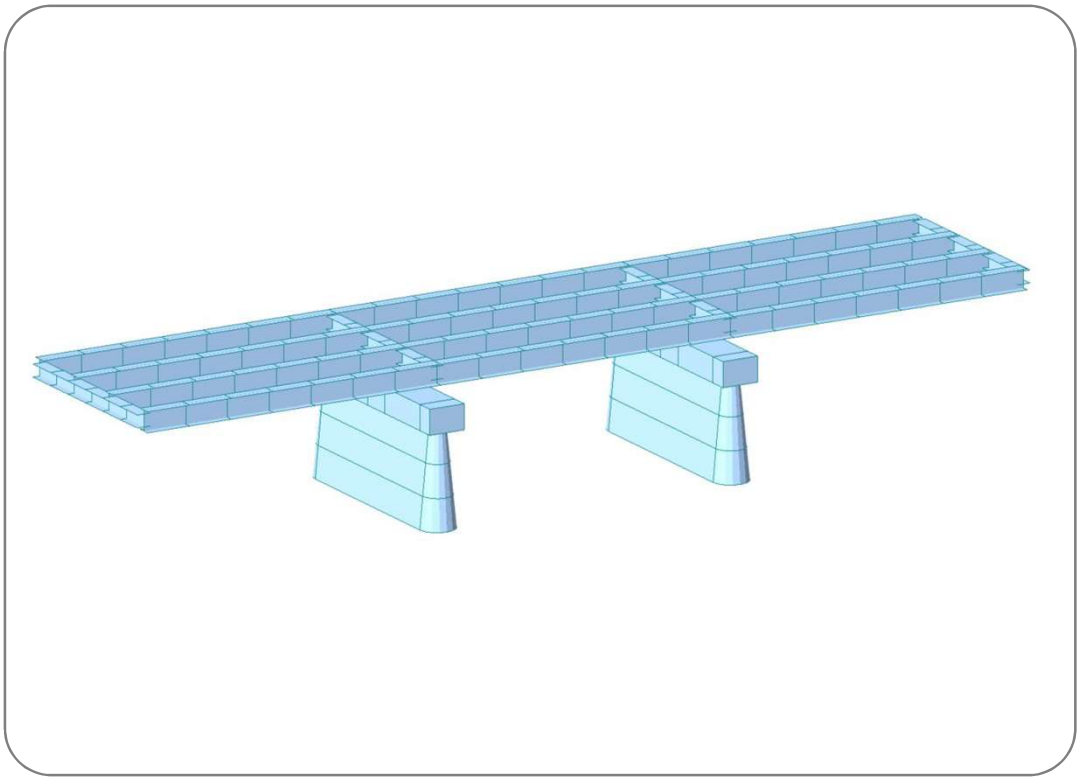
3) 방 호 책 : 0.1250 m^2 x 25.0 kN/m^3 = 3.1250 kN/m

5) 난 간 : 1.0 kN/m x 2.0 ea = 2.0000 kN/m

2.1.2 교각 단면 특성

구 분	A (m^2)	H (m)	콘크리트 fck	철근 fy	주철근 직경	비 고
교각 P1	3.863	2.500	21 MPa	300 MPa	D 25	하단기준

2.1.3 구조해석 모델



2.1.4 자중해석에 의한 축력 산정

1) 교량 받침부 반력(교각 상부 축력)

(단위 : kN)

받침번호	A1	P1	P2	A2			합 계
1	38.8	83.1	83.1	38.8			
2	39.3	122.5	122.5	39.3			
3	39.3	122.5	122.5	39.3			
4	38.8	83.1	83.1	38.8			
5	0.0	0.0	0.0	0.0			
6	0.0	0.0	0.0	0.0			
소 계	156	411	411	156			1,135

2) 교량 하부 축하중

(단위 : kN)

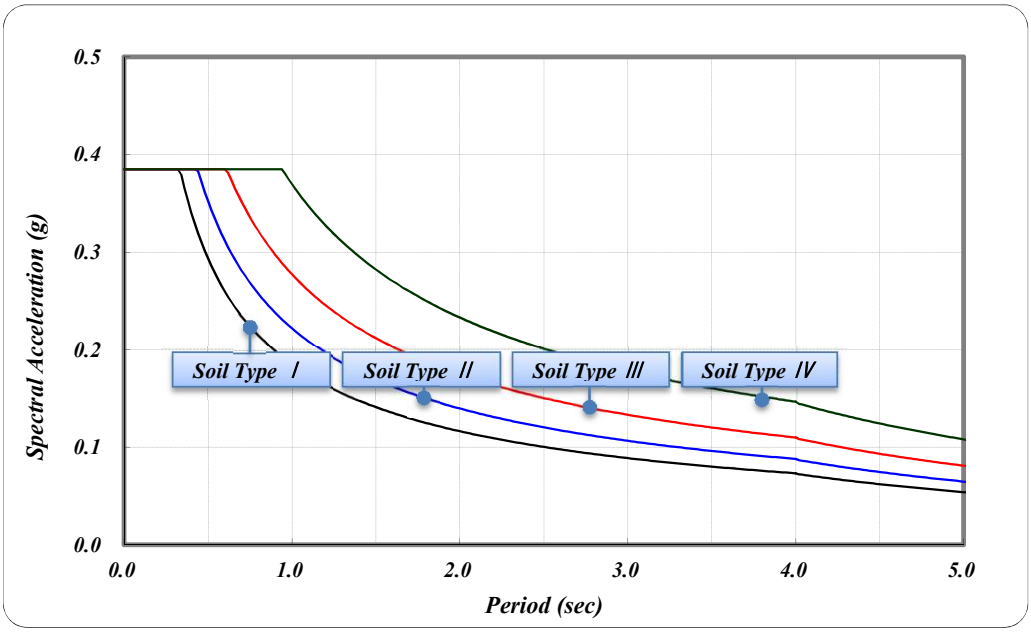
구 분	P1	P2				비 고
교각하부	591.6	591.6				P1 선정

2.2 지진해석에 의한 탄성지지력 산정

○ 교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

2.2.1 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- 가속도 계수 A = 0.154 g
- 지 반 계 수 S = 1.200 (지반종류 Ⅱ)

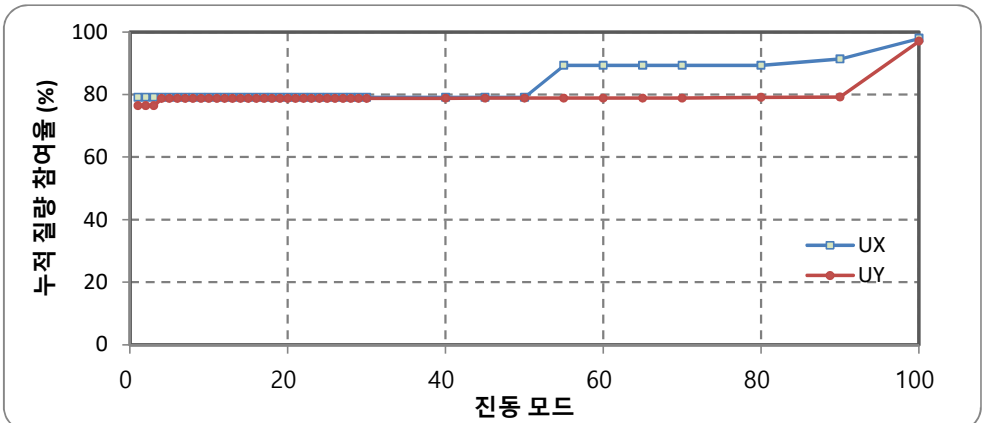


2.2.2 지진해석 결과

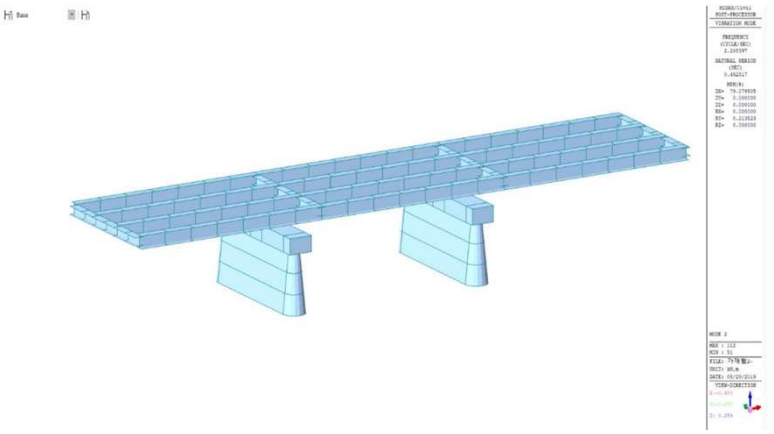
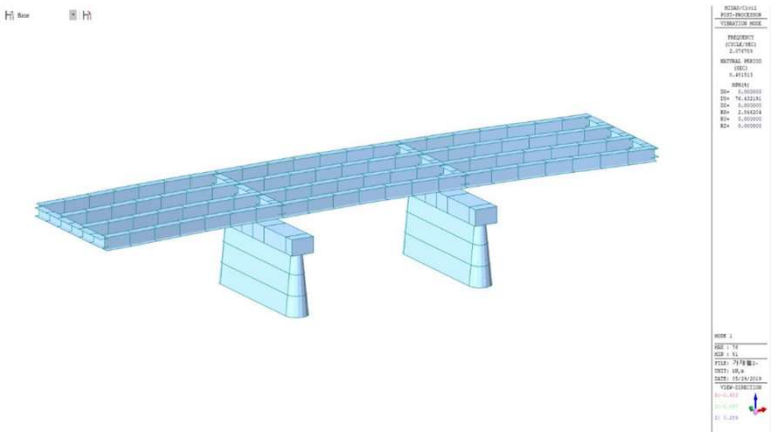
1) 고유치 해석결과 (Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비 고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	0.482	0.000	76.430	0.000	79.080	76.430	0.000	교직모드
2	0.453	79.080	0.000	0.000	79.080	76.430	0.000	교축모드
3	0.387	0.000	0.000	0.000	79.080	76.430	0.000	
4	0.254	0.000	2.250	0.000	79.080	78.680	0.000	
5	0.218	0.000	0.000	0.000	79.080	78.680	0.000	
6	0.178	0.000	0.000	0.000	79.080	78.680	0.000	
7	0.153	0.000	0.000	0.000	79.080	78.680	0.000	
8	0.146	0.000	0.010	0.000	79.080	78.690	0.000	
9	0.138	0.000	0.000	0.000	79.080	78.690	0.000	
10	0.135	0.000	0.000	0.000	79.080	78.690	0.000	
11	0.134	0.000	0.000	0.000	79.080	78.690	0.000	
12	0.127	0.000	0.000	0.000	79.080	78.690	0.000	
13	0.122	0.000	0.000	0.000	79.080	78.690	0.000	
14	0.121	0.000	0.000	0.000	79.080	78.690	0.000	
15	0.119	0.000	0.000	0.000	79.080	78.690	0.000	
16	0.110	0.000	0.000	8.350	79.080	78.690	8.350	
17	0.110	0.000	0.000	0.000	79.080	78.690	8.350	
18	0.110	0.000	0.000	0.000	79.080	78.690	8.350	
19	0.109	0.000	0.000	0.000	79.080	78.690	8.350	
20	0.108	0.000	0.000	0.000	79.080	78.690	8.350	
21	0.107	0.000	0.030	0.000	79.080	78.720	8.350	
22	0.106	0.000	0.000	0.000	79.080	78.720	8.350	
23	0.102	0.000	0.000	0.000	79.080	78.720	8.350	
24	0.098	0.000	0.000	50.210	79.080	78.720	58.560	
25	0.092	0.000	0.000	0.000	79.080	78.720	58.560	
26	0.089	0.000	0.000	0.000	79.080	78.720	58.560	
27	0.087	0.000	0.000	0.000	79.080	78.720	58.560	
28	0.080	0.000	0.000	0.000	79.080	78.720	58.560	
29	0.071	0.000	0.000	15.340	79.080	78.720	73.900	
30	0.066	0.000	0.000	0.000	79.080	78.730	73.900	
40	0.044	0.000	0.000	0.000	79.080	78.800	73.900	
45	0.039	0.000	0.000	0.010	79.080	78.820	73.900	
50	0.030	0.000	0.000	0.000	79.080	78.820	74.190	
55	0.026	0.000	0.000	0.000	89.350	78.820	74.190	
60	0.024	0.000	0.000	0.000	89.350	78.820	74.190	
65	0.023	0.000	0.000	0.000	89.350	78.850	77.100	
70	0.019	0.000	0.000	0.000	89.350	78.850	79.840	
80	0.013	0.000	0.210	0.000	89.350	79.070	81.260	
90	0.009	0.000	0.050	0.000	91.350	79.160	82.910	
100	0.003	0.000	2.800	0.010	97.950	97.020	85.840	

* 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90% 이상이 되도록 모드수를 결정하였다.



2) 주요 모드 형상 (Mode Shape)

교축방향 (T = 0.4528 sec)	
교축직각방향 (T = 0.4815 sec)	

3) 복합모드 해석결과 (D+E)

• 교축방향(X방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	19.163	107.760	-	-	-	-	교각상단 받침
P1	19.186	112.040	264.030	0.001	0.610	0.420	교각하단 기둥
P2	19.186	112.040	264.030	0.001	0.610	0.420	교각하단 기둥
A2	19.163	107.760	-	-	-	-	교각상단 받침

• 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	0.110	0.380	-	13.233	74.440	-	교각상단 받침
P1	0.050	0.560	0.190	22.294	131.770	328.840	교각하단 기둥
P2	0.050	0.560	0.190	22.294	131.770	328.840	교각하단 기둥
A2	0.110	0.380	-	13.233	74.440	-	교각상단 받침

4) 교각 P1 복합모드 해석결과

부 재 력	교축방향 작용력		교축직각방향 작용력	
	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
기둥상단축력(kN)	493.553		493.553	
기둥하단축력(kN)	591.563		591.563	
상 단 변 위 (mm)	19.186	0.001	0.050	22.294
상단 전단력 (kN)	109.340	0.180	1.160	128.270
하단 전단력 (kN)	112.040	0.610	0.560	131.770
상단모멘트(kN · m)	124.180	0.220	0.460	164.010
하단모멘트(kN · m)	264.030	0.420	0.190	328.840

여기서, $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

5) 교각 P1 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부 재 력	하중 경우 1 (Comb 1)		하중 경우 2 (Comb 2)	
	$[F_E^L]_{com\ 1}$	$[F_E^T]_{com\ 1}$	$[F_E^L]_{com\ 2}$	$[F_E^T]_{com\ 2}$
기둥상단축력(kN)	493.553		493.553	
기둥하단축력(kN)	591.563		591.563	
상 단 변 위 (mm)	19.201	6.689	5.806	22.294
상단 전단력 (kN)	109.688	38.661	33.962	128.324
하단 전단력 (kN)	112.208	40.141	34.172	131.953
상단모멘트(kN · m)	124.318	49.423	37.714	164.076
하단모멘트(kN · m)	264.087	99.072	79.399	328.966

여기서, $[F_E]_{com\ 1} = 1.0\times[F_E]_L + 0.3\times[F_E]_T$, $[F_E]_{com\ 2} = 0.3\times[F_E]_L + 1.0\times[F_E]_T$

6) 교각 P1 조합지진력

부 재 력	교축방향지진력	교축직각방향지진력	기 호
	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	
기둥상단축력(kN)	493.553	493.553	P
기둥하단축력(kN)	591.563	591.563	P_{bot}
상 단 변 위 (mm)	19.201	22.294	$[\Delta_E]_{comb}$
상단 전단력 (kN)	109.688	128.324	$[V_E]_{comb,Top}$
하단 전단력 (kN)	112.208	131.953	$[V_E]_{comb,Bot}$
상단모멘트(kN · m)	124.318	164.076	$[M_E]_{comb,Top}$
하단모멘트(kN · m)	264.087	328.966	$[M_E]_{comb,Bot}$

3. 구성요소의 내진성능 평가

3.1 교각의 내진성능 평가

3.1.1 교각 P1 형식 특성값

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
교각 기둥의 거동형태	켄틸레버식	켄틸레버식	
콘크리트 극한변형률 ε_{co}	0.0007	0.0020	
교 각 높 이 H (m)	2.500	2.500	교직-실제높이
교각유효높이 He (m)	2.500	3.110	교직-상부구조도심
진 동 주 기 (sec)	0.4528	0.4815	해석결과

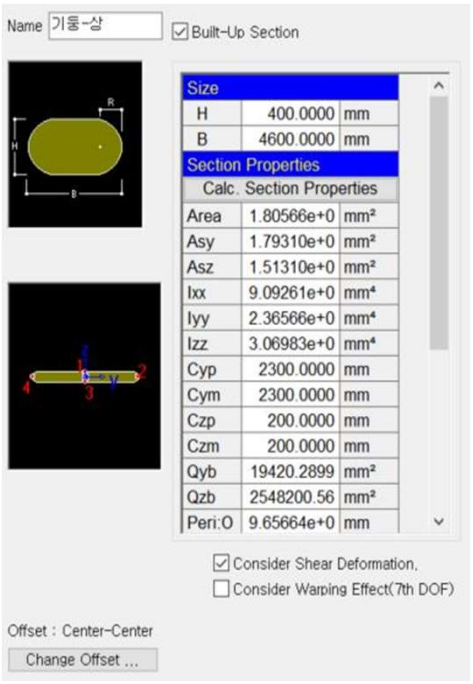
3.1.2 교각 P1 (고정단)의 휨성능 곡선

○ 전단에 의한 균열발생 기준은 「철도설계기준(철도교편)」에 제시되어 있는 것으로

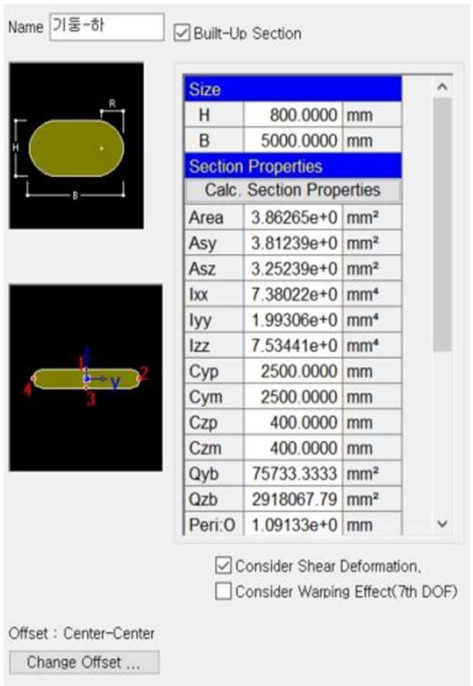
$V_{ca}=0.08\sqrt{f_{ck}}$ 이며 인장에 대한 균열발생 응력은 $V_{ca}=0.33\sqrt{f_{ck}}$ 이다.

균열발생기준에서 인장균열 발생기준이 전단균열 발생기준에 비해 4.125배 크므로

무근 콘크리트 교각의 균열발생은 전단균열 발생기준이 더 위험한 것으로 전단발생기준을 사용한다.



< 교각상단 >



< 교각하단 >

1) 교축방향

-기둥상단

- V_{ca} = 0.08 √ f_{ck} = 0.08 x √ 21.0 = 0.367 Mpa
- V_n = 0.367 x 1.806 x 1000 = 662.0 kN

-기둥하단

- V_{ca} = 0.08 √ f_{ck} = 0.08 x √ 21.0 = 0.367 Mpa
- V_n = 0.367 x 3.863 x 1000 = 1,416.1 kN

2) 교축직각방향

-기둥상단

- V_{ca} = 0.08 √ f_{ck} = 0.08 x √ 21.0 = 0.367 Mpa
- V_n = 0.367 x 1.806 x 1000 = 662.0 kN

-기둥하단

- V_{ca} = 0.08 √ f_{ck} = 0.08 x √ 21.0 = 0.367 Mpa
- V_n = 0.367 x 3.863 x 1000 = 1,416.1 kN

3.1.3 교각의 내진성능 평가

① 공급역량

- 교축방향-기둥상단 전단력 V_n = 662.0 kN
- 교축방향-기둥하단 전단력 V_n = 1,416.1 kN
- 교축직각방향-기둥상단 전단력 V_n = 662.0 kN
- 교축직각방향-기둥하단 전단력 V_n = 1,416.1 kN

② 소요역량

- 교축방향-기둥상단 전단력 V_u = 109.7 kN
- 교축방향-기둥하단 전단력 V_u = 112.2 kN
- 교축직각방향-기둥상단 전단력 V_u = 128.3 kN
- 교축직각방향-기둥하단 전단력 V_u = 132.0 kN

③ 평가

∴ 교축방향-기둥상단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{662.0}{109.7} = 6.035 \geq 1.0$ ∴ O.K

∴ 교축방향-기둥하단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{1,416.1}{112.2} = 12.620 \geq 1.0$ ∴ O.K

∴ 교축직각방향-기둥상단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{662.0}{128.3} = 5.159 \geq 1.0$ ∴ O.K

∴ 교축직각방향-기둥하단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{1,416.1}{132.0} = 10.732 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2 교량 받침의 내진성능 평가

3.2.1 교각 P1 받침평가 (최대 지진력 발생 교각부)

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.1.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 67.5 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 67.5 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 67.5 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 67.5 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MIN [F^L_n, $[V^L_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) / 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [1,626.8 , 109.7] × 1 / 4 = 27.4 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MIN [F^T_n, $[V^T_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [1,323.3 , 128.3] × 1 / 4 = 32.1 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{67.5}{27.4} = 2.462 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{67.5}{32.1} = 2.104 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B.C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 48.01 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 48.01 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
전단변위 (mm)	19.20	6.70	5.81	22.32

- 교축방향 $\delta^L_{B.D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [19.20 , 5.81] = 19.20 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B.D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [6.70 , 22.32] = 22.32 mm

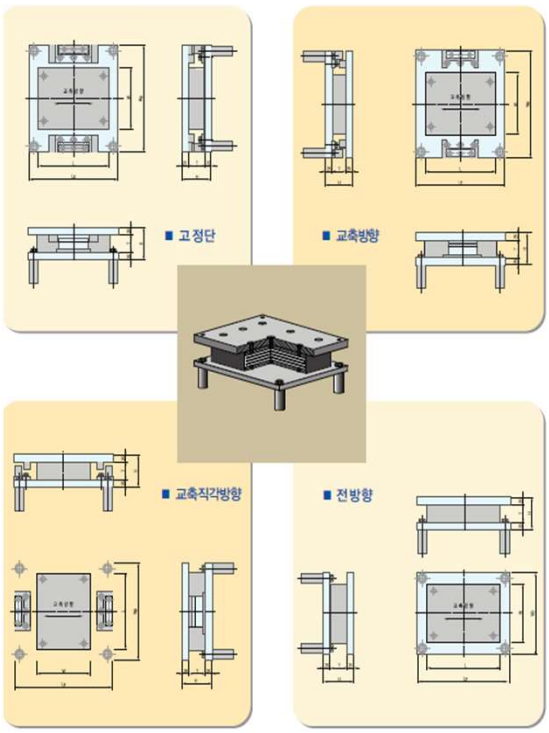
3) 내진성능 평가

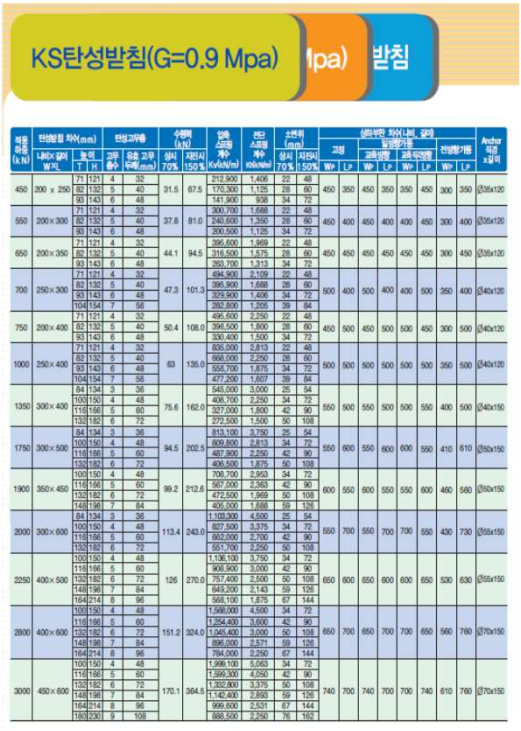
- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{48.01}{19.20} = 2.500 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{48.01}{22.32} = 2.151 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격





받침종류 (kN)	받침크기 (mm)				수평력 (kN)		압축 스프링 계수	전단 스프링 계수	소요회전각 (rad)		상하판 차이(나사, 앵커)								앵커 및 고정력
	내부×길이	높이	고무층수	모따기	상시 70%	지진시 150%	KN/mm	KN/mm	상시 70%	지진시 150%	고정		일방향이동			전방향이동			
	넓지	T	H	유효 고무두께									교축방향		교축직각방향				
											Wp	Lp	Wp	Lp	Wp	Lp	Wp	Lp	
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48								
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60	450	350	450	350	450	300	350	Ø36x120
		93	143	6	48			141,900	938	34	72								
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48								
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60	450	400	450	400	450	300	400	Ø36x120
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72								
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	396,600	1,969	22	48								
		82	132	5	40			316,500	1,575	28	60	450	450	450	450	450	300	450	Ø36x120
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72								
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48								
		82	132	5	40			396,900	1,688	28	60	500	400	500	400	500	350	400	Ø40x120
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72								
		104	154	7	56			282,800	1,205	39	84								
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48								
		82	132	5	40			396,500	1,800	28	60	450	500	450	500	500	450	500	Ø40x120
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72								
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	635,000	2,813	22	48								
		82	132	5	40			666,000	2,250	28	60	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		93	143	6	48			556,700	1,875	34	72								
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84								
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54								
		100	150	4	48			408,700	2,250	34	72								
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90	550	500	550	500	500	550	400	Ø40x150
		132	182	6	72			272,500	1,500	50	108								
		84	134	3	36			813,100	3,750	25	54								
1750	300×500	100	150	4	48	94.5	202.5	609,800	2,813	34	72	550	600	550	600	600	550	410	610 Ø50x150
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90								
		132	182	6	72			406,500	1,875	50	108								
		100	150	4	48			706,700	2,953	34	72								
1900	350×450	116	166	5	60	99.2	212.0	567,000	2,363	42	90	600	550	600	550	550	600	460	560 Ø50x150
		132	182	6	72			472,500	1,969	50	108								
		148	198	7	84			405,000	1,688	59	126								
		84	134	3	36			1,103,300	4,500	25	54								
2000	300×600	100	150	4	48	113.4	243.0	827,500	3,375	34	72	550	700	550	700	700	550	430	730 Ø55x150
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90								
		132	182	6	72			551,700	2,250	50	108								
		100	150	4	48			1,136,100	3,750	34	72								
2250	400×500	116	166	5	60	126	270.0	908,900	3,000	42	90	650	600	650	600	600	650	530	630 Ø55x150
		132	182	6	72			757,400	2,500	50	108								
		148	198	7	84			649,200	2,143	59	126								
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144								
		100	150	4	48			1,598,000	4,500	34	72								
2800	400×600	116	166	5	60	151.2	324.0	1,254,400	3,600	42	90	650	700	650	700	700	650	560	760 Ø70x150
		132	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108								
		148	198	7	84			896,000	2,571	59	126								
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144								
		100	150	4	48			1,999,100	5,063	34	72								
		116	166	5	60			1,599,300	4,050	42	90								
3000	450×600	132	182	6	72	170.1	364.5	1,332,800	3,375	50	108	740	700	740	700	700	740	610	760 Ø70x150
		148	198	7	84			1,142,400	2,893	59	126								
		164	214	8	96			999,600	2,531	67	144								
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	162								

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 314.2 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 314.2 \times 400 = 301.6$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 314.2 \times 400 = 301.6$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \dfrac{F^{L}_{B,D}}{n^{L}_{B}} = \dfrac{27.4}{1} = 27.4$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \dfrac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{32.1}{1} = 32.1$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\dfrac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \dfrac{301.6}{27.4} = 10.998 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\dfrac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \dfrac{301.6}{32.1} = 9.401 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)

○ $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b$

여기서, A_{Vc} : 단일앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vc} = [\ 1.5 \cdot C_{a1} + \sum S_i + 1.5 \cdot C_{a1}\ ] \times 1.5C_{a1}$ ($C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$, $h_a \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우)

A_{Vco} : 연단거리 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vco} = 4.5 \cdot C^2_{a1}$

$\varphi_{ed,V}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 1.0$

$C_{a2} < 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\ (\ C_{a2} / 1.5C_{a1}\ )$

$\varphi_{c,V}$: 콘크리트 균열 및 보조철근 유유에 따른 전단강도 수정계수

비균열 콘크리트 또는 보조철근과 100mm이하 간격의 스터럽 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.4$

균열콘크리트 : 보조철근 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.2$, 보조철근 미사용시 $\varphi_{c,V} = 1.0$

V_b : 균열 콘크리트에서 전단을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트파괴강도, N

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

$V_b = 0.7\ (\ l_e / d_o\ )^{0.2}\ \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ ($d_0 \geq 10$㎜, 헤드스터드, 헤드볼트, 갈고리볼트)

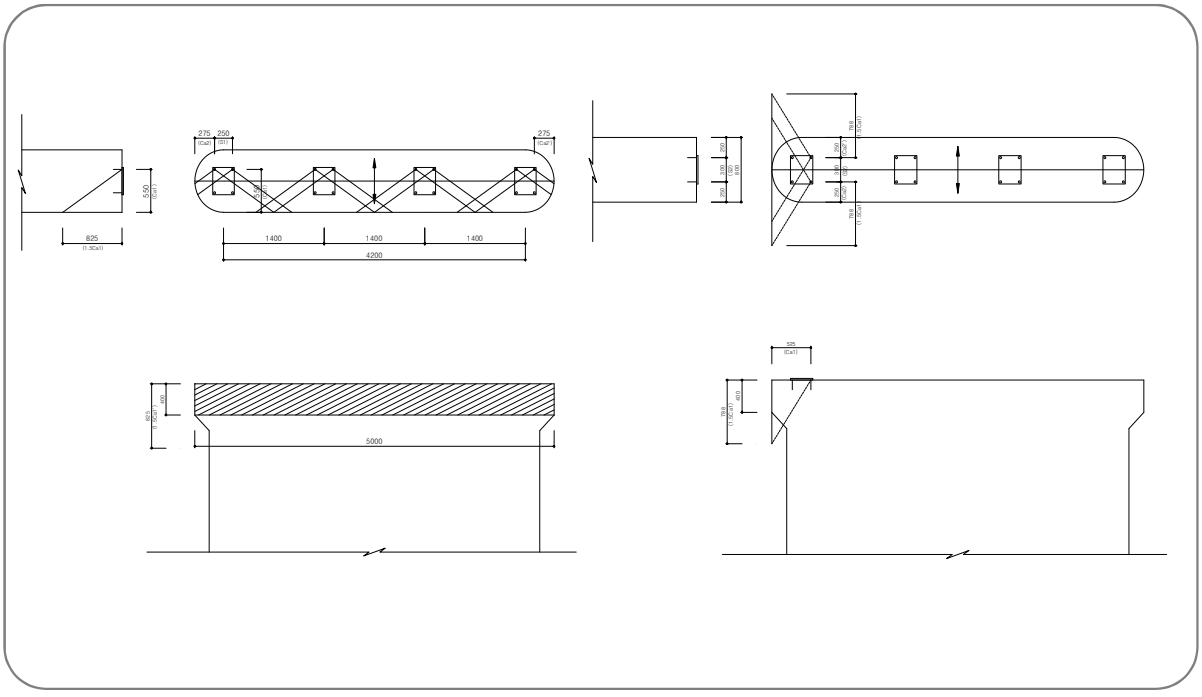
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

C_{a2} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

S_1 : 하중 작용 직각방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

S_2 : 하중 작용 방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

h_a : 앵커가 정착되는 기초(코핑)콘크리트 두께, ㎜



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (275 + 4,450 + 275) × 400 = 2,000,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 550 mm , C_{a1}' = 550 mm

  C_{a21} = 275 mm , C_{a22} = 275 mm , H = 121 mm

  $\sum S_i$ = 4,450 mm , S_{max} = 1,150 mm , h_a = 400 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 550 ^{2} = 1,361,250 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 1,361,250 = 2,722,500 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{2,000,000}{1,361,250} \times 0.800 \times 1.00 \times 268 = 315.5$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.800 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 268 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 280] = 120 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (250 + 1,375 + 250) × 400 = 750,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 525 mm , C_{a1}' = 525 mm

  C_{a21} = 250 mm , C_{a22} = 250 mm , H = 121 mm

  $\sum S_i$ = 1,375 mm , S_{max} = 300 mm , h_a = 400 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 525 ^{2} = 1,240,313 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 1,240,313 = 2,480,625 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{750,000}{1,240,313} \times 0.795 \times 1.00 \times 250 = 120.4$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.795 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 250 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 280] = 120 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 0.5C_{a1} 과 0.3C_{a2} 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as}$ = n_{as}·Ø$_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 4615 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as}$ = n_{as}·Ø$_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 1525 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , $V^L_{s,as}$) = MAX (315.5 , 0.0) = 315.5 kN

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (120.4 , 0.0) = 120.4 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AC,D} = F^{L}_{AS,D} \times n^{L}_{B} = 27.4 \times 4 = 109.7$ kN ($n^{L}_{B} = 4$)
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} = 32.1 \times 1 = 32.1$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^{L}_{cbg}}{F^{L}_{AC,D}} = \frac{315.5}{109.7} = 2.877 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \frac{120.4}{32.1} = 3.753 \geq 1.0$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)

○ $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$

여기서, k_{cp} : 콘크리트 프라이아웃 강도 계수

$h_{ef} < 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 1.0$

$h_{ef} \geq 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 2.0$

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커그룹의 콘크리트 파괴강도, N

○ $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$

여기서, A_{Nc} : 인장강도 산정을 위한 단일앵커 또는 앵커그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nc} = [2\times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_1] \times [2 \times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_2]$ ($C_{a1} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$, $C_{a2} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우)

A_{Nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도 산정을 위한 단일앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nco} = 9 \cdot h^{2}_{ef}$

$\varphi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 대한 인장강도 수정계수

$C_{a,min} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,N} = 1.0$

$C_{a,min} < 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 (C_{a,min} / 1.5 h_{ef})$

$\varphi_{c,N}$: 균열유무에 따른 인장강도 수정계수 (균열제어 철근 배근시 비균열 콘크리트로 간주)

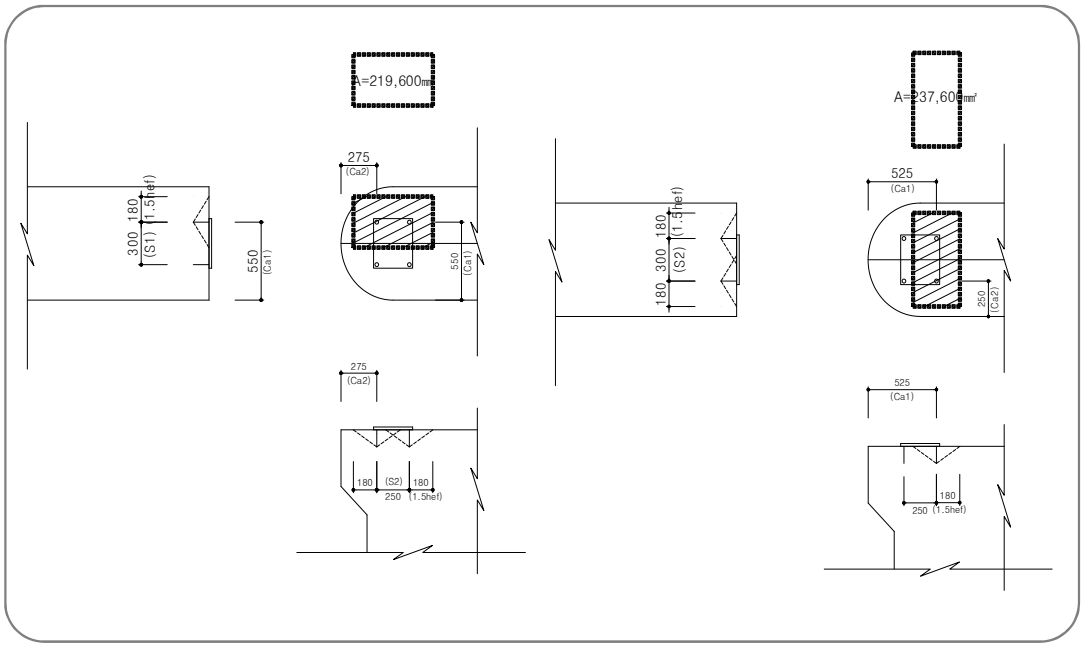
비균열 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.25$: 선설치 앵커, $\varphi_{c,N} = 1.40$: 후설치 앵커

균열(폭 0.3mm초과) 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.0$

N_b : 인장력을 받는 단일앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N

$N_b = k_c \sqrt{fck} \cdot h^{1.5}_{ef}$ ($k_c = 10$: 선설치앵커, $k_c = 7$: 후설치앵커)

$N_b = 3.9 \sqrt{fck} \cdot h^{5/3}_{ef}$ ($280 \leq h_{ef} \leq 635$㎜ 인 헤드스터드와 헤드볼트)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , $S > 1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , $S=1.5h_{ef}'$)

  = 219,600 mm^2

  여기서, C_{a11} = 550 mm , C_{a12} = 550 mm , $\sum S_1$ = 300 mm

  C_{a21} = 275 mm , C_{a22} = 275 mm , $\sum S_2$ = 250 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 300.0 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 300.0^2 = 810,000.0$ mm^2

- $\therefore A_{Nc} < n\cdot A_{Nco} = 2 \times 810,000.0 = 1,620,000.0$ mm^2

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{219,600}{810,000} \times 0.883 \times 1.00 \times 240.3 = 57.5$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 0.883 (Ca,min < 1.5·hef 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca,min / 1.5hef))

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  $N_b = 3.9 \sqrt{fck} \times hef^{5/3} = 3.9 \times \sqrt{21} \times 300.0^{5/3} = 240.3$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 57.5 = 115.1$ kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , $S > 1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , $S=1.5h_{ef}'$)

  = 237,600 mm^2

  여기서, C_{a11} = 525 mm , C_{a12} = 525 mm , $\sum S_1$ = 250 mm

  C_{a21} = 250 mm , C_{a22} = 250 mm , $\sum S_2$ = 300 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 120.0^2 = 129,600.0$ mm^2

- $\therefore A_{Nc} < n\cdot A_{Nco} = 2 \times 129,600.0 = 259,200.0$ mm^2

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{237,600}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 23.5 = 43.1$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 3.9 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 3.9 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5} = 23.5$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 43.1 = 86.1$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s,at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s,at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s,at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX(V^L_{cpg}, V^L_{s,at}) = MAX(115.1, 0.0) = 115.1$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^T_{cpg}, V^T_{s,at}) = MAX(86.1, 0.0) = 86.1$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 27.4 \times 1 = 27.4$ kN (n^L_B = 1)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 32.1 \times 1 = 32.1$ kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{115.1}{27.4} = 4.197 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{86.1}{32.1} = 2.685 \geq 1.0$ ∴ O.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	301.6	27.4	O.K 10.998	301.6	32.1	O.K 9.401
콘크리트전단파괴	315.5	109.7	O.K 2.877	120.4	32.1	O.K 3.753
프라이아웃 파괴	115.1	27.4	O.K 4.197	86.1	32.1	O.K 2.685

3.2.2 교대 A1 받침평가

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.2.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 67.5 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 67.5 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 67.5 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 67.5 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	27.00	5.58	8.24	18.61

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [27.0 , 8.2] = 27.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [5.6 , 18.6] = 18.6 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{67.5}{27.0} = 2.500 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{67.5}{18.6} = 3.627 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.2.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B.C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 48.01 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 48.01 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	19.21	3.97	5.86	13.24

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [19.21 , 5.86] = 19.21 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [3.97 , 13.24] = 13.24 mm

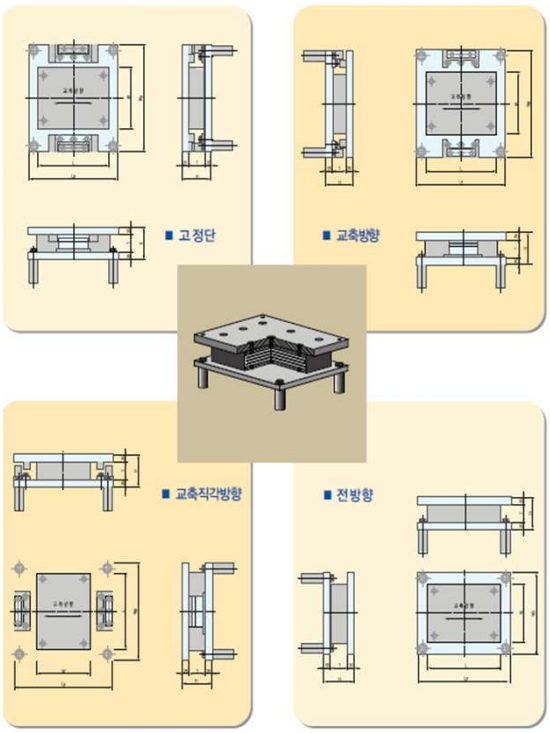
3) 내진성능 평가

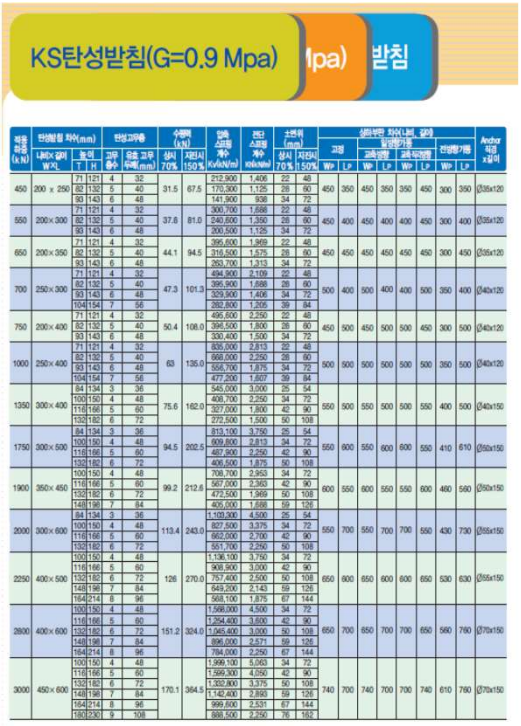
- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{48.01}{19.21} = 2.500 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{48.01}{13.24} = 3.626 > 1.0$ ∴ O.K

5.2.2.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (준공도면 참조)

① 본체 규격





② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 314.2 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 314.2 \times 400 = 301.6$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 314.2 \times 400 = 301.6$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

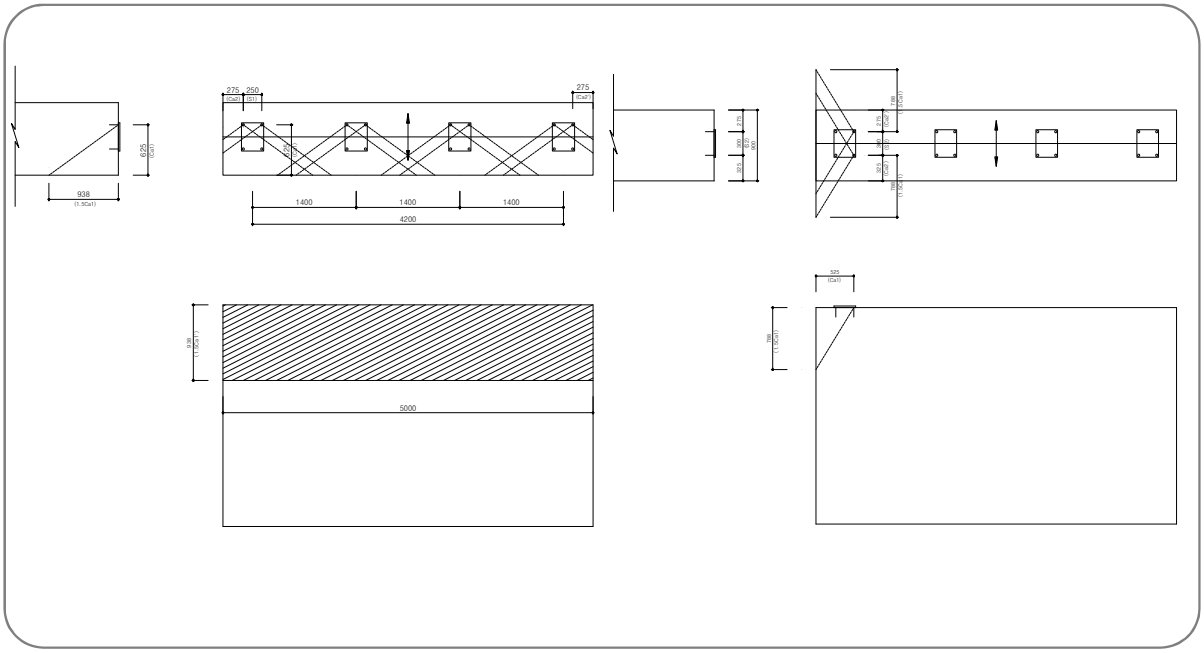
- 교축방향 $F_{AS,D}^{L} = \frac{F_{B,D}^{L}}{n_{B}^{T}} = \frac{27.0}{1} = 27.0$ kN
- 교축직각방향 $F_{AS,D}^{T} = \frac{F_{B,D}^{T}}{n_{B}^{T}} = \frac{18.6}{1} = 18.6$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F_{AS,D}^{L}} = \frac{301.6}{27.0} = 11.172 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F_{AS,D}^{T}} = \frac{301.6}{18.6} = 16.206 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (275 + 4,450 + 275) × 938 = 4,687,500 mm^2

  여기서, C_{a1} = 625 mm , C_{a1}' = 625 mm

  C_{a21} = 275 mm , C_{a22} = 275 mm

  $\sum S_i$ = 4,450 mm , S_{max} = 1,150 mm , h_a = 2,750 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 625 ^{2} = 1,757,813 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 1,757,813 = 3,515,625 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{3,515,625}{1,757,813} \times 0.788 \times 1.00 \times 325 = 512.5$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.788 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 325 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 280] = 120 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (275 + 1,375 + 275) × 788 = 1,515,938 mm^2

  여기서, C_{a1} = 525 mm , C_{a1}' = 525 mm

  C_{a21} = 275 mm , C_{a22} = 275 mm , H = 121 mm

  $\sum S_i$ = 1,375 mm , S_{max} = 300 mm , h_a = 2,750 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 525 ^{2} = 1,240,313 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 1,240,313 = 2,480,625 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{1,515,938}{1,240,313} \times 0.805 \times 1.00 \times 250 = 246.2$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.805 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 \left(l_e / d_o \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 =$ 250 kN

l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [120 , 280] = 120 mm

d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 4615 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 1540 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , $V^L_{s,as}$) = MAX (512.5 , 0.0) = 512.5 kN

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (246.2 , 0.0) = 246.2 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

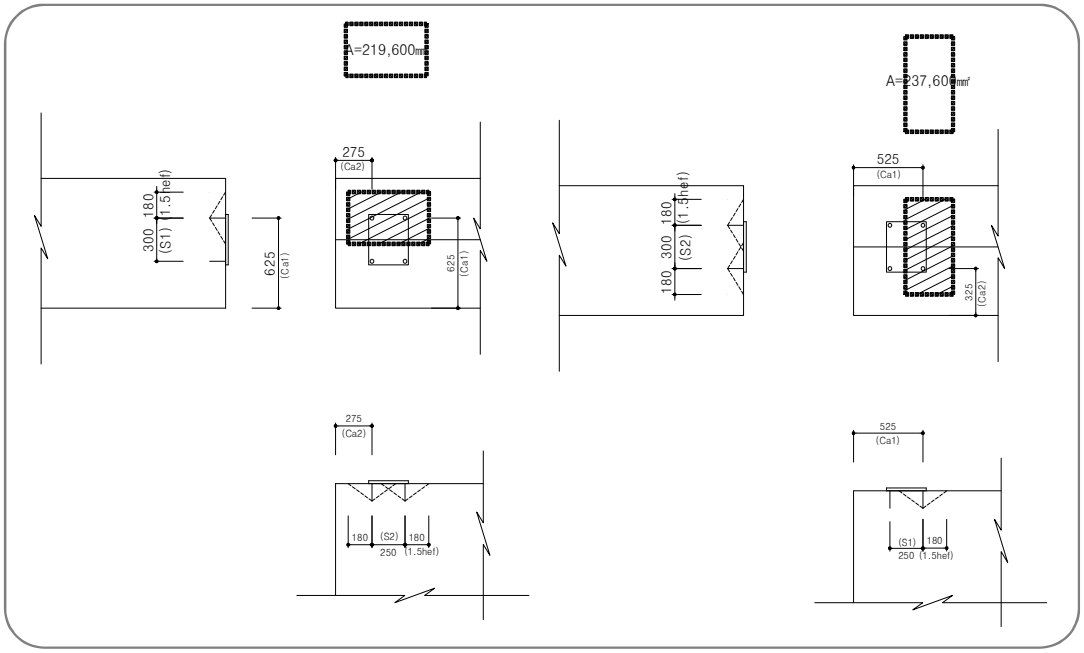
- 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B$ = 27.0 × 4 = 108.0 kN (n^T_B = 4)
- 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B$ = 18.6 × 1 = 18.6 kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{512.5}{108.0} = 4.746 \geq 1.00$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{246.2}{18.6} = 13.232 \geq 1.00$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , $S > 1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , $S=1.5h_{ef}'$)

  = 219,600 mm^2

  여기서, C_{a11} = 625 mm , C_{a12} = 625 mm , $\sum S_1$ = 300 mm

  C_{a21} = 275 mm , C_{a22} = 275 mm , $\sum S_2$ = 250 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600 mm^2

- ∴ $A_{Nc} < n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{219,600}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 60.2 = 102.1$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = 10.0 √ fck × hef $^{1.5}$ = 10.0 × √ 21 × 120.0 $^{1.5}$ = 60.2 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 102.1 = 204.1 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , $S > 1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , $S=1.5h_{ef}'$)

  = 237,600 mm^2

  여기서, C_{a11} = 525 mm , C_{a12} = 525 mm , $\sum S_1$ = 250 mm

  C_{a21} = 325 mm , C_{a22} = 275 mm , $\sum S_2$ = 300 mm

  h_{ef} = 120 mm h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 120.0^{\ 2} = 129,600 \ mm^2$

$\therefore A_{Nc} < n \cdot A_{Nco} = 2 \times 129,600.0 = 259,200.0 \ mm^2$

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{237,600}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 60.2 = 110.4 \ kN$

여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 10.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 10.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5} = 60.2 \ kN$

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 110.4 = 220.9 \ kN$

○ 앵커철근의 강도 $V_{s,at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s,at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s,at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX (V^L_{cpg} , V^L_{s,at}) = MAX (204.1 , 0.0) = 204.1$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX (V^T_{cpg} , V^T_{s,at}) = MAX (220.9 , 0.0) = 220.9$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 27.0 \times 1 = 27.0$ kN ($n^T_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 18.6 \times 1 = 18.6$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{204.1}{27.0} = 7.562 \geq 1.00$ ∴ 0.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{220.9}{18.6} = 11.869 \geq 1.00$ ∴ 0.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	301.6	27.0	0.K 11.172	301.6	18.6	0.K 16.206
콘크리트전단파괴	512.5	108.0	0.K 4.746	246.2	18.6	0.K 13.232
프라이아웃 파괴	204.1	27.0	0.K 7.562	220.9	18.6	0.K 11.869

5.2.3 교대 A2 받침평가

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.3.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 67.5 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 67.5 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 67.5 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 67.5 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	27.00	5.58	8.24	18.61

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [27.0 , 8.2] = 27.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [5.6 , 18.6] = 18.6 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{67.5}{27.0} = 2.500 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{67.5}{18.6} = 3.627 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.3.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B.C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 48.01 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 48.01 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	19.21	3.97	5.86	13.24

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [19.21 , 5.86] = 19.21 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [3.97 , 13.24] = 13.24 mm

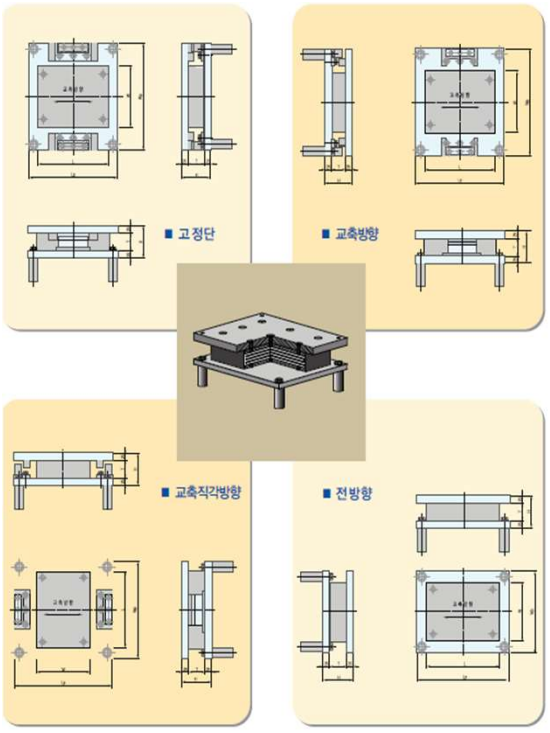
3) 내진성능 평가

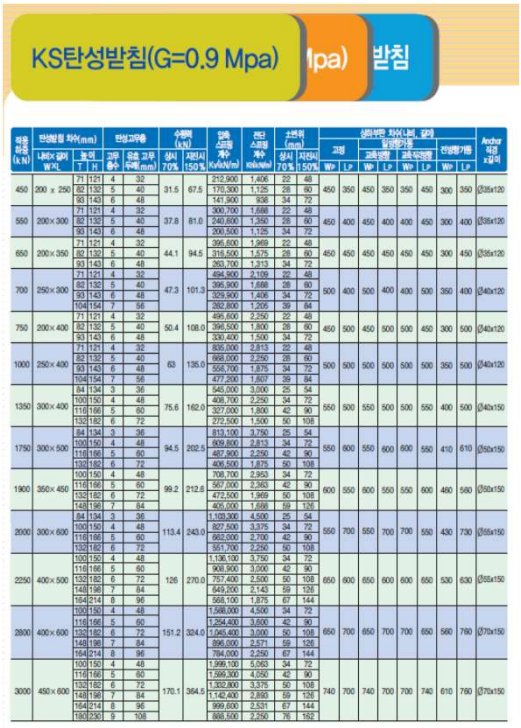
- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{48.01}{19.21} = 2.500 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{48.01}{13.24} = 3.626 > 1.0$ ∴ O.K

5.2.3.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (준공도면 참조)

① 본체 규격





② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 314.2 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 314.2 \times 400 = 301.6$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 314.2 \times 400 = 301.6$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

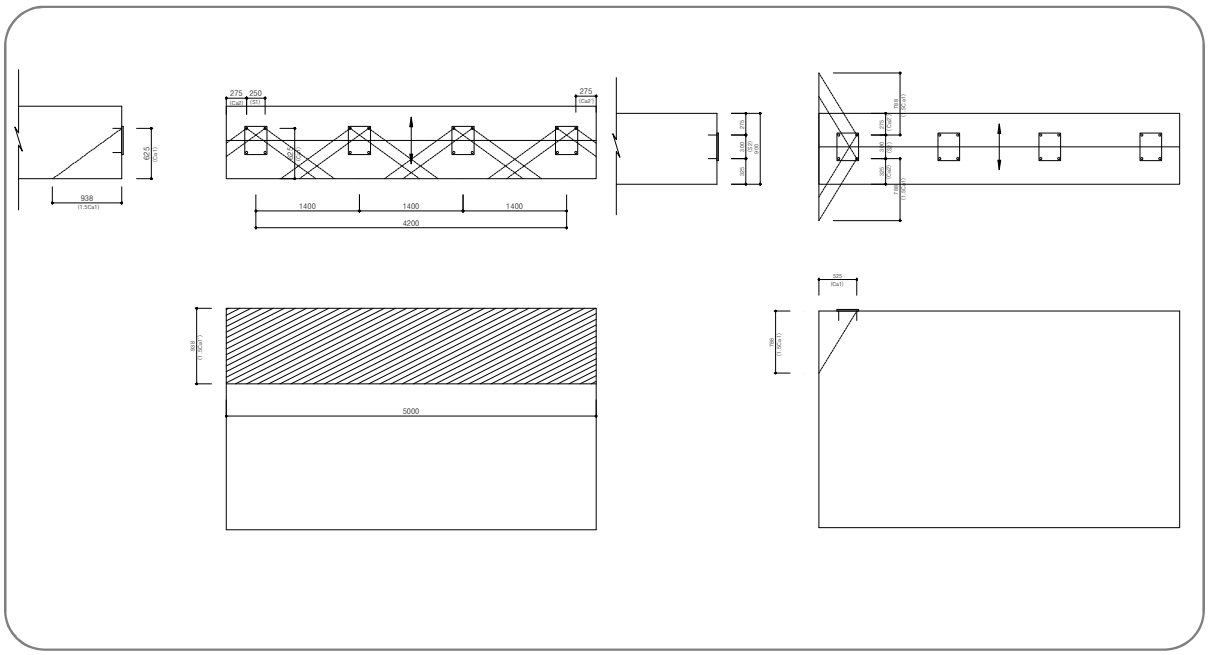
- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \dfrac{F^{L}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{27.0}{1} = 27.0$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \dfrac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{18.6}{1} = 18.6$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\dfrac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \dfrac{301.6}{27.0} = 11.172 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\dfrac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \dfrac{301.6}{18.6} = 16.206 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- $A_{Vc} = [\ C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}'\ ] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\ 275 + 4,450 + 275\ ) \times 938 = 4,687,500\ mm^2$

  여기서, $C_{a1} = 625\ mm$, $C_{a1}' = 625\ mm$

  $C_{a21} = 275\ mm$, $C_{a22} = 275\ mm$

  $\sum S_i = 4,450\ mm$, $S_{max} = 1,150\ mm$, $h_a = 2,750\ mm$

- $A_{Vco} = 4.5\ (\ C_{a1}'\ )^2 = 4.5 \times 625^{\ 2} = 1,757,813\ mm^2$

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 1,757,813 = 3,515,625\ mm^2$

- $V_{cbg} = \dfrac{A_{Vc}}{A_{Vco}}\ \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \dfrac{3,515,625}{1,757,813} \times 0.788 \times 1.00 \times 325 = 512.5\ kN$

  여기서, $\varphi_{ed,V} = 0.788$ Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V} = 1.000$ (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  $V_b = 0.6\ (\ l_e / d_o\ )^{0.2}\ \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{\ 1.5} / 1000 = 325\ kN$

  $l_e = MIN\ [\ h_{ef},\ 8d_0\ ] = MIN\ [\ 120\ ,\ 280\ ] = 120\ mm$

  $d_0 = 35\ mm$ (앵커소켓 직경) , $h_{ef} = 120\ mm$

○ 교축직각방향

- $A_{Vc} = [\ C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}'\ ] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\ 275 + 1,375 + 275\ ) \times 788 = 1,515,938\ mm^2$

  여기서, $C_{a1} = 525\ mm$, $C_{a1}' = 525\ mm$

  $C_{a21} = 275\ mm$, $C_{a22} = 275\ mm$, $H = 121\ mm$

  $\sum S_i = 1,375\ mm$, $S_{max} = 300\ mm$, $h_a = 2,750\ mm$

- $A_{Vco} = 4.5\ (\ C_{a1}'\ )^2 = 4.5 \times 525^{\ 2} = 1,240,313\ mm^2$

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 1,240,313 = 2,480,625\ mm^2$

• $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{1,515,938}{1,240,313} \times 0.805 \times 1.00 \times 250 = 246.2$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.805 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 250$ kN

l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [120 , 280] = 120 mm

d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 해당 방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 4615 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 1540 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , V^L_{s,as})$ = MAX (512.5 , 0.0) = 512.5 kN

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , V^T_{s,as})$ = MAX (246.2 , 0.0) = 246.2 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

• 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B$ = 27.0 × 4 = 108.0 kN (n^T_B = 4)

• 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B$ = 18.6 × 1 = 18.6 kN (n^T_B = 1)

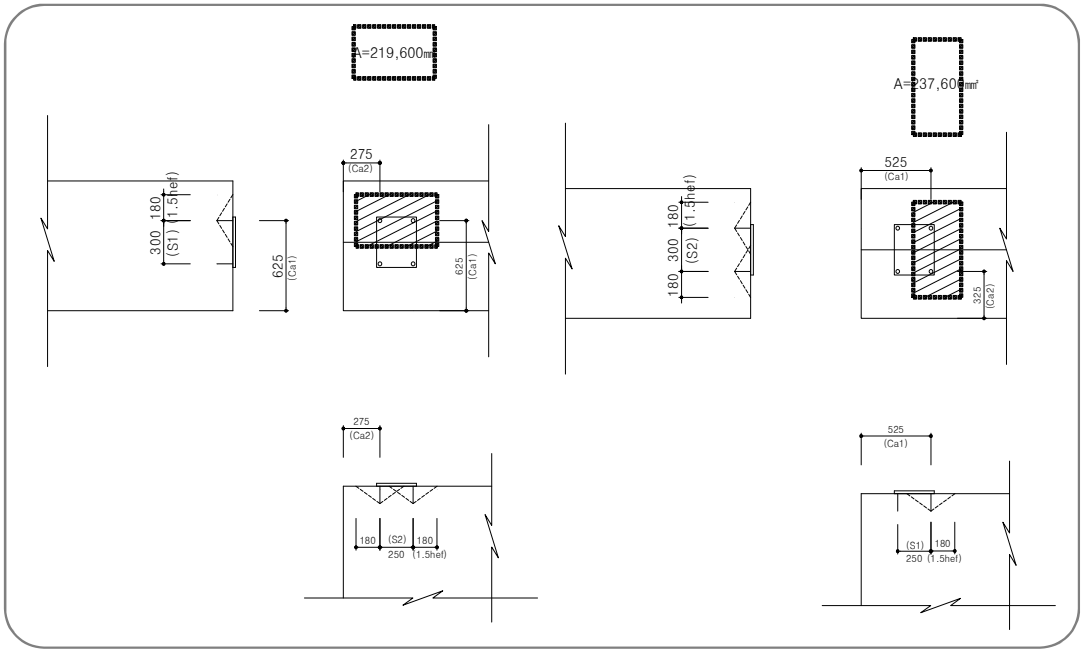
③ 평가

• 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{512.5}{108.0} = 4.746 \geq 1.00$ ∴ O.K

• 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{246.2}{18.6} = 13.232 \geq 1.00$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 219,600 mm^2

  여기서, C_{a11} = 625 mm , C_{a12} = 625 mm , $\sum S_1$ = 300 mm

  C_{a21} = 275 mm , C_{a22} = 275 mm , $\sum S_2$ = 250 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600 mm^2

- ∴ A_{Nc} < $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2

- N_{cbg} = $\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$ = $\frac{219,600}{129,600}$ × 1.000 × 1.00 × 60.2 = 102.1 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = 10.0 √ fck × hef $^{1.5}$ = 10.0 × √ 21 × 120.0 $^{1.5}$ = 60.2 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 102.1 = 204.1 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 237,600 mm^2

  여기서, C_{a11} = 525 mm , C_{a12} = 525 mm , $\sum S_1$ = 250 mm

  C_{a21} = 325 mm , C_{a22} = 275 mm , $\sum S_2$ = 300 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 120.0^{\ 2} = 129,600.0 \ mm^2$

$\therefore A_{Nc} < n \cdot A_{Nco} = 2 \times 129,600.0 = 259,200.0 \ mm^2$

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{237,600}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 60.2 = 110.4$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 10.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 10.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5} = 60.2$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 110.4 = 220.9$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX (V^L_{cpg} , V^L_{s,at}) = MAX (204.1 , 0.0) = 204.1$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX (V^T_{cpg} , V^T_{s,at}) = MAX (220.9 , 0.0) = 220.9$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 27.0 \times 1 = 27.0$ kN ($n^T_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 18.6 \times 1 = 18.6$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{204.1}{27.0} = 7.562 \geq 1.00$ ∴ 0.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{220.9}{18.6} = 11.869 \geq 1.00$ ∴ 0.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	301.6	27.0	0.K 11.172	301.6	18.6	0.K 16.206
콘크리트전단파괴	512.5	108.0	0.K 4.746	246.2	18.6	0.K 13.232
프라이아웃 파괴	204.1	27.0	0.K 7.562	220.9	18.6	0.K 11.869

3.3 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- N_C = 900.0 mm (현장 실측값)

2) 소요역량 N_D

○ N_D = MAX [응답변위, N_{min}] = MAX [19.21 , 250.72] = 250.72 mm

- 응답변위 = MAX [교대1 교축방향 변위, 교대2 교축방향 변위]
  = MAX [19.21 , 19.21] = 19.21 mm

- N_{min} = (200 + 1.67·L + 6.66·H) × (1 + 0.000125·θ²) = 250.72 mm
  여기서, L = 20.40 m (연속경간장)
  H = 2.50 m (교각 높이)
  θ = 0.00 ° (사각)

3) 내진성능 평가

○ $\frac{N_C}{N_D} = \frac{900.0}{250.7} = 3.590 \geq 1.00$ ∴ O.K

3.4 기초의 내진성능 평가

3.4.1 확대기초 및 지반 평가

○고정단 교각의 확대기초부 내진성능평가는 기초의 안정성 평가와 강도설계법에 의한 기초본체검토를 수행한다.

1) 지진력 산정

-. 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 계산한다.

- 기초부 교축방향

H^L_E = Min [H^L_n , $H^L_{E,comb}$] × n^L = Min [1,416 , 112] × 1 = 112.2 kN

M^L_E = Min [M^L_n , $M^L_{E,comb}$] × n^L = Min [1,416 , 264] × 1 = 264.1 kN

- 기초부 교축직각방향

H^T_E = Min [H^T_n , $H^T_{E,comb}$] × n^T = Min [1,416 , 132] × 1 = 132.0 kN

M^T_E = Min [M^T_n , $M^T_{E,comb}$] × n^T = Min [1,416 , 329] × 1 = 329.0 kN

① 교축방향 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 591.6 × 1 = 591.6 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 112.2 = 112.2 kN

-. 모멘트 M = 264.1 = 264.1 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 591.6 +(6.300 × 2.400 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 1,256.8 kN

-. 수평력 H_f = 112.2 kN

-. 모멘트 M_f = 264.1 + (112.2 × 1.000)

= 376.3 kN · m

② 교축직각 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 591.6 × 1 = 591.6 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 132.0 = 132.0 kN

-. 모멘트 M = 329.0 = 329.0 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 591.6 +(6.300 × 2.400 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 1,256.8 kN

-. 수평력 H_f = 132.0 kN

-. 모멘트 M_f = 329.0 + (132.0 × 1.000)

= 460.9 kN · m

2) 기초하단에 작용하는 지진력

구 분	연직력 V (kN)	수평력 H (kN)	모멘트 M_o (kN · m)	저항모멘트Mr(kN · m)
교 축 방 향	1,256.84	112.21	376.30	1,508.21
교축직각방향	1,256.84	131.95	460.92	3,959.06

3.4.2 확대기초의 두께 평가

○ 확대기초 두께에 대한 강체 검토

-. 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다.

-. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 또는 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

• $\beta \cdot \lambda \leq 1.0$ 인 경우 강체로 취급

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 109{,}304}{24{,}854{,}151 \times 1.000^3}} = 0.339 \ (m^{-1})$$

여기서, k = 109,303.9 kN/㎥ (직접기초인 경우 : k_v , 말뚝기초인 경우 : k_p)

k_v = 109,303.9 kN/㎥ (연직방향 지반반력계수)

k_{vo} = 746,666.7 kN/㎥ (1/0.3× αE_o , 지진시 α = 2)

L = 2.400 m B = 6.300 m

B_C = 5.000 m L_C = 0.800 m

h = 1.000 m (확대기초의 두께)

D_f = 2.000 m (기초의 근입깊이)

N = 40 (기초 저면부 표준관입시험 N값)

E_0 = 112,000.0 kN/㎥ (지진시 지반변형계수, E_0=2,800N)

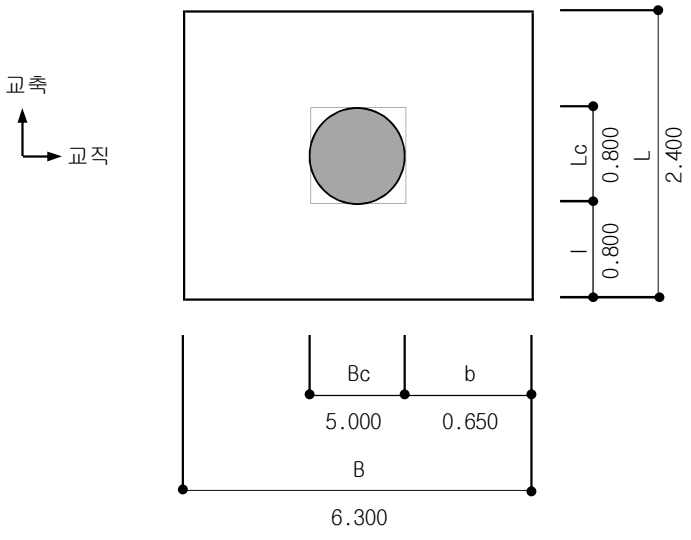
E = 24,854,150.8 kN/㎥

λ = Max(l,b) = 0.800 m

여기서, λ : 확대기초 환산 돌출길이

다만, $l \geq L/2$ (= 1.200) 이면 $l = L/2$ 적용 ⇒ $l < L/2$ 이므로, l = 0.800 m

$b \geq B/2$ (= 3.150) 이면 $b = B/2$ 적용 ⇒ $b < B/2$ 이므로, b = 0.650 m



• $\beta \cdot \lambda$ = 0.339 × 0.800 = 0.271 ≤ 1.0 이므로, ∴ **O.K** (강체로 취급)

3.4.3 확대기초의 안정성 평가

1) 전도에 대한 안정검토

구 분	M_r(kN·m)	M_o(kN·m)	V (kN)	S.F	편심e (m)	허용편심(m)	비 고
교 축 방 향	1,508.2	376.3	1,256.8	4.008	0.299	0.800	O.K
교축직각방향	3,959.1	460.9	1,256.8	8.589	0.367	2.100	O.K

-. 지진시 전도에 대한 안전율 S.F는 1.5 이상 (S.F ≥ 1.5)

-. 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥면의 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3 이내

-. $e = B / 2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$

2) 지지력에 대한 안정검토

① 지반의 극한지지력 (q_C)

- $Q_C = \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq$

여기서, Q_C : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한 지지력 (kN/㎡)

Nc, Nr, Nq : 지지력 계수

Ø : 기초지반의 내부마찰각 (= 35 °)

α, β : 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

C : 기초저면의 점착력 (= 0.0 kN/㎡)

γ_1 : 기초저면 암반의 단위중량 (= 20.0 kN/m³)

γ_2 : 기초의 근입깊이에 관계되는 흙의 단위중량 (= 19.0 kN/m³)

A' : 유효재하면적 (m^2)

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭 (m)

$$Nq = \frac{e^{2(3\pi/4-\emptyset/2)\tan\emptyset}}{2\cos^2(45+\emptyset/2)} = 41.440$$

$$Nc = (Nq-1)\cot\emptyset = 57.754$$

$$Nr = \frac{2(Nq+1)\tan\emptyset}{1+0.4\sin(4\emptyset)} = 47.277$$

구 분	B (m)	L (m)	형상계수 α	형상계수 β	유효폭 B'(m)	극한지지력 Q_c (kN/㎡)
교 축 방 향	2.400	6.300	1.114	0.462	1.801	2,361.4
교축직각방향	6.300	2.400	1.300	0.400	5.567	3,680.1

② 지지력에 대한 안정검토

구 분	작 용 하 중		편 심	지반반력 Q_D (KN/m^2)		극한지지력	비 고	
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Q_C (KN/m^2)	Q_C / Q_D	판정
교 축 방 향	376.3	1,256.8	0.299	145	20.9	2,361.4	16.25	O.K
교축직각방향	460.9	1,256.8	0.367	112.2	54.1	3,680.1	32.81	O.K

-. 사다리꼴 반력분포시 : $Q_{1,2} = \sum V / (B \cdot L) \times (1 \pm 6e / B)$

-. 삼각형 반력분포시 : $Q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot X)$ 여기서, $X = 3 \times (B / 2 - e)$

-. 지진시 지지력에 대한 안전율 S.F는 2 이상 ($Q_C / Q_D \geq$ 2.0)

3) 활동에 대한 안정검토

구 분	V (kN)	A'(㎡)	H_C (kN)	H_D (kN)	H_C / H_D	허용안전율	비 고
교 축 방 향	1,256.8	11.3	542.1	112.2	4.832	1.20	O.K
교축직각방향	1,256.8	13.4	542.1	132.0	4.109	1.20	O.K

- $H_c = C_b \cdot A' + V \cdot \tan\varnothing_B$ (기초저면이 암지반이면 $\tan\varnothing_B$= 0.6)

  여기서, H_c : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력 (kN)

  C_b : 기초저면과 지반과의 부착력 (= 0.0 kN/㎡)

  A' : 기초저면의 유효재하면적 (㎡)

  $\varnothing_B$: 기초저면과 지반과의 마찰각 (degree) (= 2/3 Ø)

3.4.4 확대기초의 단면력 계산

1) 위험단면 선정

- 휨에 대한 위험단면

  -. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급

  -. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 결정

  교 축 방 향 : X_b^L = 0.800 m

  교축직각방향 : X_b^T = 0.696 m

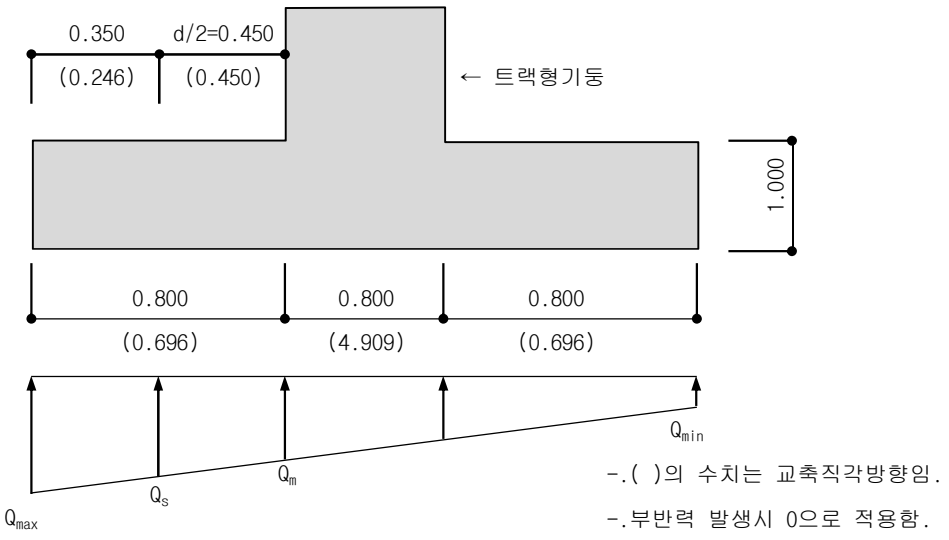
- 전단에 대한 위험단면

  -. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 d/2거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정

  교 축 방 향 : X_V^L = 0.800 - 0.450 = 0.350 m

  교축직각방향 : X_V^T = 0.696 - 0.450 = 0.246 m

2) 지반반력 계산



-.( )의 수치는 교축직각방향임.

-.부반력 발생시 0으로 적용함.

구 분	작 용 하 중		편 심	교축방향 지반반력(kN/㎡)			
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Qm	Qs
교 축 방 향	376.3	1,256.8	0.299	145.343	20.906	103.864	127.196
교축직각방향	460.9	1,256.8	0.367	112.157	54.092	105.747	109.894

3.5 A1 ~ A2 구간 내진성능 평가 결과

- 교 량 명: 가재월2교
- 위 치: 경기도 용인시(지진Ⅰ구역)
- 내진등급: 내진Ⅰ등급교
- 지반종류: Ⅱ
- 설계하중: DB-
- 연속경간: 3@6.8 = 20.4m
- 교 폭: 5.500m
- 사각/곡률반경: 0°/직교

- 내진성능 평가 결과 요약

구 분	내진성능 평가구간 : A1 ~ A2
대상교량 특징	- 상부형식: STI - 교대형식: 중력식 - 교각형식: 벽식교각 - 교각단면: 트랙형 (0.800m×5.000m) ☞ 교각P1:450kN(4EA), 교대A1:450kN(4EA), 교대A2:450kN(4EA) - 내진성능평가 교각: P1 - 교대기초: 확대기초 - 교각기초: 확대기초 - 받침제원: 탄성받침
	▣ 교각부: O.K, 기초부: O.K, 받침부: O.K

구 분				공급역량	소요역량	비 고	
고정단 교각부 평가 (Rs = 교축: 1, 교직: 1)							
기둥부	전단력(kN)		교축상단	661.966	109.688	6.035	O.K
	전단력(kN)		교직상단	661.966	128.324	5.159	O.K
고정단 교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도(kN·m) (안전율 : 1.5)	교축	1,508.2	376.3	4.008	O.K
			교직	3,959.1	460.9	8.589	O.K
		지지력(kN/㎡) (안전율 : 2.0)	교축	2,361.4	145.3	16.247	O.K
			교직	3,680.1	112.2	32.812	O.K
		활동(kN) (안전율 : 1.2)	교축	542.1	112.2	4.832	O.K
			교직	542.1	132.0	4.109	O.K
받침부 평가 (교각부, 교대부, 교대부)							
P1교각부(kN)		탄성받침본체- 수평력(kN)	교축	67.5	27.4	2.462	O.K
			교직	67.5	32.1	2.104	O.K
		받침본체- 변위(mm)	교축	48.0	19.2	2.500	O.K
			교직	48.0	22.3	2.151	O.K
		앵커볼트- 강재강도	교축	301.6	27.4	10.998	O.K
			교직	301.6	32.1	9.401	O.K
		앵커볼트- Con'c 파괴강도	교축	315.5	109.7	2.877	O.K
			교직	120.4	32.1	3.753	O.K
		앵커볼트- 프라이아웃강도	교축	115.1	27.4	4.197	O.K
			교직	86.1	32.1	2.685	O.K

구 분			공급역량	소요역량	비 고	
A1교대부(kN)	탄성받침본체-수평력(kN)	교축	67.5	27.0	2.500	O.K
		교직	67.5	18.6	3.627	O.K
	받침본체-변위(mm)	교축	48.0	19.2	2.500	O.K
		교직	48.0	13.2	3.626	O.K
	앵커볼트-강재강도	교축	301.6	27.0	11.172	O.K
		교직	301.6	18.6	16.206	O.K
	앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	512.5	108.0	4.746	O.K
		교직	246.2	18.6	13.232	O.K
	앵커볼트-프라이아웃강도	교축	204.1	27.0	7.562	O.K
		교직	220.9	18.6	11.869	O.K
A2교대부(kN)	탄성받침본체-수평력(kN)	교축	67.5	27.0	2.500	O.K
		교직	67.5	18.6	3.627	O.K
	받침본체-변위(mm)	교축	48.0	19.2	2.500	O.K
		교직	48.0	13.2	3.626	O.K
	앵커볼트-강재강도	교축	301.6	27.0	11.172	O.K
		교직	301.6	18.6	16.206	O.K
	앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	512.5	108.0	4.746	O.K
		교직	246.2	18.6	13.232	O.K
	앵커볼트-프라이아웃강도	교축	204.1	27.0	7.562	O.K
		교직	220.9	18.6	11.869	O.K
받침지지길이(mm)			900	251	3.590	O.K

성결교

기존교량 내진성능평가

2019.5

1. 현장조사 결과

1.1 자료조사 결과

1.1.1 구조물 현황

1) 위　　치 : 경기도 용인시 처인구 원삼면 두창리 1070-3
2) 구　　조 : 라멘교
3) 폭 및 연장 : B= 8 m L= 20 m
4) 준 공 년 도 : 1995 년

1.1.2 내진해석 조건

1) 구역계수 = 0.110 (경기도 용인시)
2) 위험계수 = 1.400 (내진 1등급)
3) 지반계수 = 1.2 (지반계수, 지반종류 II 지역)

1.2 설계기준강도

1.2.1 콘크리트 강도

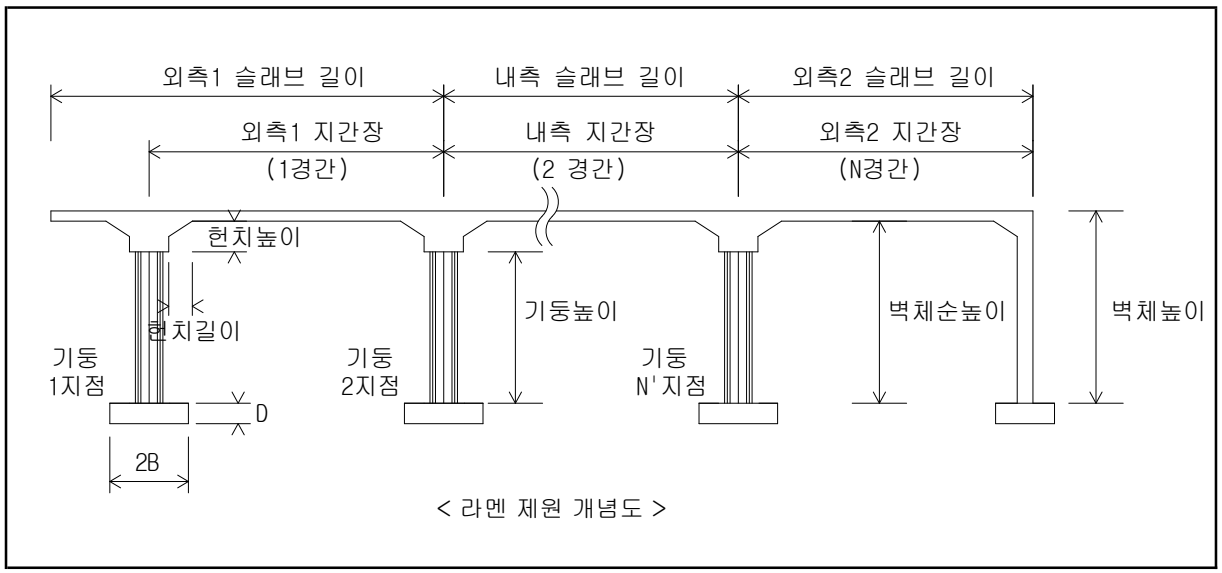
- 상부구조 : f_{ck} = 27 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_{ck} = 27 MPa (교각, 교대)

1.2.2 철근강도

- 상부구조 : f_y = 300 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_y = 300 MPa (교각, 교대)

1.3 교량 제원

단위 : m



< 라멘 제원 개념도 >

* 공통사항

토피	포장	방호벽	
		폭	높이
0	0.08	0.45	0.3

* 벽체 제원

구분	두께	높이	순높이
좌측	0.40	4.60	4.00
우측	0.40	4.60	4.00

* 상부슬래브 제원 (단, 헌치와 보의 제원은 1,2경간의 종점부의 및 N경간의 시점부의 치수임)

구분	슬래브		헌치		거더	
	두께	길이	높이	길이	폭	높이
1경간	0.60	10.00	0.30	0.90	-	-
2경간	0.60	10.00	0.30	0.90	-	-
N경간	-	-	-	-	-	-

* 기둥 제원

구분	기둥(타원형)				지간장
	높이	가로	세로	직경	
1지점	4.00	0.40	6.00	-	10.00
2지점	4.00	0.40	6.00	-	10.00
N'지점	-	-	-	-	-

* 기초제원

구 분	기둥1	기둥2~N-1	기둥N
기초형식	직접		
독립기초 폭(2B)	2.40	2.40	2.40
길이(2L)	8.00	8.00	8.00
두께(D)	1.00	1.00	1.00
확대기초 전폭	2.40		

1.4 철근배근

1.4.1 슬래브 및 벽체

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	피복	직경	간격	피복	직경	간격	피복
슬래브	좌측단부	22	125	40	22	125	40	22	125	40
	중앙부	22	125	40	22	125	40	22	125	40
	우측단부	22	125	40	22	125	40	22	125	40
벽체	상단 외측	22	200	40	22	200	40	22	200	40
	상단 내측	22	200	40	22	200	40	22	200	40
	중앙 내측	22	200	40	22	200	40	22	200	40
	중앙 외측	22	200	40	22	200	40	22	200	40
	하단 내측	22	200	40	22	200	40	22	200	40
	하단 외측	22	200	40	22	200	40	22	200	40

2) 기둥 및 보 철근

구 분		직경	간격		철근개수	피복	단수
			가로간격개수	세로간격개수			
기둥	사각	16	46	2	96	100	1

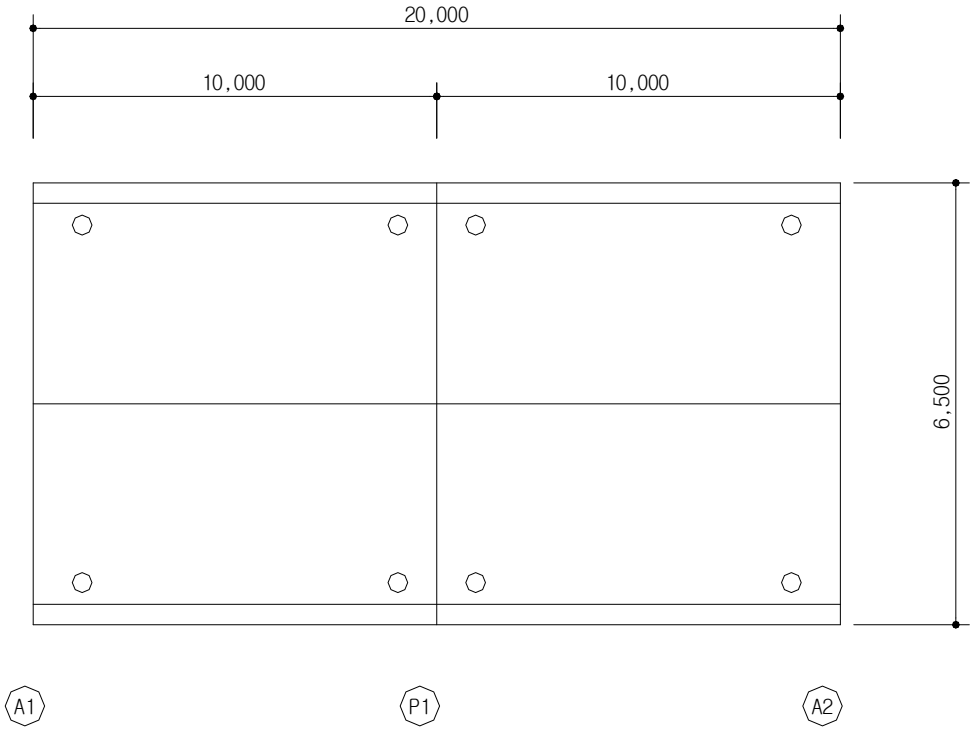
1.4.2 전단철근

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	다리수	직경	간격	다리수	직경	간격	다리수
상부슬래브		16	300	2	16	300	2	16	300	2
벽체	상단	16	400	2	16	400	2	16	400	2
	중앙	16	400	2	16	400	2	16	400	2
	하단	16	400	2	16	400	2	16	400	2

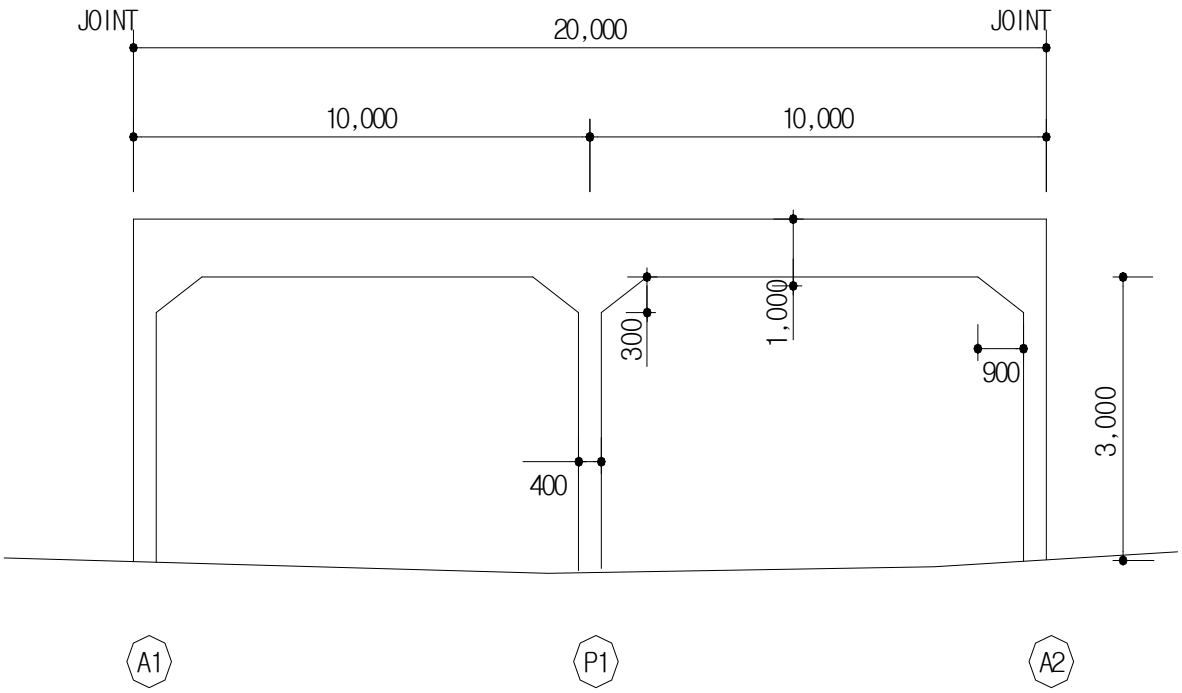
구 분	직경	간격	다리수
기둥	16	200	2

1.5 교량 종평면도

1.5.1 평면도



1.5.2 종단면도



2. 검토조건

2.1 일반사항

교량형식	2 경간 라멘교	교량연장	20 m	교량사각	90 °	기초형식	직접 기초
교량등급	내진 1등급 교량	교량폭원	8 m	평면선형	직선		

2.2 하 중

2.2.1 고정하중

1) 철근 콘크리트 γ_{c1} = 25.000 kN/㎥
2) 무근 콘크리트 γ_{c2} = 23.500 kN/㎥
3) 뒷채움 토사 γ_s = 18.000 kN/㎥
4) 교면 포장층 γ_a = 23.000 kN/㎥
5) 지 하 수 γ_w = 10.000 kN/㎥

2.2.2 토압

- 안정계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식
- 단면계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식

1) 상시토압

라멘 벽체는 주동토압이 발생할 수 있는 연직벽 상대변위가 발생치 않으므로 정지토압 적용.

K_o = 1 - SIN Φ = 0.5000

Φ = 30.000 °

2) 지진시 토압

(1) 정적토압

K_a = 0.333

Φ = 30.000 ° δ = 0.000 °

θ = 0.000 ° α = 0.000 °

(2) 동적영향을 고려한 토압 (Mononobe Okabe 공식 적용)

K_{ea} = 0.381 (지진 토압계수)

Φ = 30.000 ° (뒷채움 흙의 마찰각)

δ = 0.000 ° (흙과 교대사이의 마찰각)

i = 0.000 ° (뒷채움 흙의 경사각)

β = 0.000 ° (교대배면의 수직에 대한 값)

a = 0.110 (지진 구역계수)

I = 1.400 (중요한 교량으로 평균재현주기 1000년)

A = a x I = 0.154 (지진 가속도 계수)

K_h = 0.500 x A = 0.077 (수평지반 가속도 계수= 변위를 허용)

K_v = 0.000 (연직지반 가속도 계수, 고려하지 않음)

θ = $\tan^{-1}\{K_h / (1-K_v)\}$ = 4.403 °

2.3 사용재료 및 특성치

1) 콘 크 리 트 = min(설계강도, 측정강도) [설계강도 = 27 MPa 측정강도 = 27 MPa]

f_{ck} = 27.000 Mpa E_c = 27804 Mpa

2) 철 근

f_y = 300.000 Mpa E_s = 200,000 Mpa

f_{sa} = 150.000 Mpa

3) 뒷 채 움 토

Φ = 30.000 °

2.4 구조검토 일반사항

2.4.1 강도감소계수

Φ_m = 0.850 (휨에 대한 강도 감소계수)

Φ_v = 0.800 (전단에 대한 강도 감소계수)

Φ_c = 0.650 (축력에 대한 강도감소계수)

2.5 내진검토 조건

1) 내진등급 = 내진 1등급 교량

구역계수 = 0.11 (경기도 용인시)

위험계수 = 1.4 (내진 1등급)

A = 지진구역 계수 X 위험도 계수 = 0.154

S = 1.200 (지반계수)

2) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis (단일모드 해석법)

3) 해석을 위한 토질정수의 산정

(1) 벽체 뒷채움

E_{o1} = 28N X 100 = 42,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 15 (교대 뒷채움재의 N값)

G_1 = E_{o1} / { 2 (1+υ) } = 14,685 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.430 (측벽 토층 평균값 적용) (대상지반의 프와송 비)

(2) 기초위치의 지반

E_{o2} = 28N X 100 = 140,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 50 (기초지반의 N값)

G_2 = E_{o2} / { 2 (1+υ) } = 52,632 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.330 (대상지반의 프와송 비)

2.6 구조해석 PROGRAM ☞ MIDAS CIVIL 2012

2.7 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (국토해양부, 2010.11)

2) 콘크리트 구조기준 (국토해양부, 2012.10)

3) 도로교표준시방서(건설교통부,1996.4)

4) 도로설계편람(건설교통부,2008.5)

5) 도로교 설계 기준 해설 (대한토목학회, 2008.1)

6) 단지조성에 따른 시설물의 내진연구 (한국토지공사, 2001.7)

7) 고속도로 교량의 내진설계편람 (한국도로공사, 1999.12)

8) 교량설계기준 (한국도로공사 2000.12)

3. 단면정수의 산정

3.1 설계경간 및 슬래브 두께의 검토

1) 설계경간의 결정 (도로교설계기준(2010) 4.8.3.2)

B = 8.000 m

구분	Ls	Ln	Ls / B	L
1경간	10.00	10.00	1.25	10.00
2경간	10.00	10.00	1.25	10.00

∴ L = 사각 ≥ 75° 이므로 직교로 가정

2) 슬래브 최소두께의 검토 (도로교설계기준(2010) 4.7.4.1)

구분	L	Tmin	Tuse	판정
1경간	10.00	0.43	0.60	O.K
2경간	10.00	0.43	0.60	O.K

* 차도부분의 최소두께(≥220mm)

- 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우
- L은 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

단순판		40 L+130
연속판		30 L+130
캔틸레버판	L≤0.25	280 L+180
	L>0.25	80 L+230

3.2 단면제원의 산정

구조계산 폭원 : 8.00 m [단위 : m]

구분		폭	두께	직경	C.T.C	A(㎡)	I_{22}(㎥)	I_{33}(㎥)
슬래브		8.000	0.600	-	-	4.800	0.144	25.600
벽체		8.000	0.400	-	-	3.200	0.043	17.067
기둥	사각	6.000	0.400	-	10.000	2.400	0.032	7.200
	원형	-	-	-	-	-	-	-

4. 지반 SPRING계수의 산정(지진 계산시)

4.1 기초부 (도로교표준시방서(1996),P.809~P.811)

* 기둥 기초 상단과 기둥 하단부의 접점은 고정단으로 고려함.

4.2 라멘형 벽체 (도로교표준시방서(1996), p.807)

1) 종방향 (교축방향 : X - DIR) 변위강성 <수평방향 변위>

Ks = 0.425 E_{o1} B = 142,800 kN/m

2) 횡방향 (교축직각방향 : Y - DIR) 회전강성 <회전 변위>

Kr = 0.072 E_{o1} B H^2 = ##### kN·m/rad

HA = 4.900 m (A1, A2 구간 슬래브 도심에서 저판상단까지)

3) Y-축, Z-축으로의 변위강성과 X-축,Z-축에 대한 회전강성은 무시함.

■ 수평변위강성 Ks = 142,800 kN/m

구분	Kv	절점번호
1	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 71,400	1,11
2	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 142,800	2,3,4
3	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 142,800	12,13,14
4	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 71,400	5,15

■ 회전강성 Kr = 580,850 kN·m/rad

구분	Ksb	절점번호
1	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 290,425	1,11
2	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 580,850	2,3,4
3	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 580,850	12,13,14
4	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 290,425	5,15

5. 지진성능검토를 위한 하중의 계산

5.1 종방향 지진하중의 산정

1) 지진거동에 영향을 주는 연직하중의 산정

고정하중 종류	계 산 식	계산값(kN/m)
포장층 자중	23.000(γ) X 0.080(t) X 8.00(계산폭)	14.720
SLAB 자중	25.00(γ) X 0.60(t) X 8.00(계산폭)	120.000
헌 치 자 중	25.00(γ) X 1/2 X (0.300 × 0.90) X 4ea X 8.00(계산폭)/ 20.00(연장)	5.400
지진고려 연직력 합계		140.120

2) 상부구조 각 부재에 종방향으로 단위하중(1.0kn/m) 재하시 발생변위를 취하여 진동주기 계산

- P_o = 1.000 kN/m (등가단위하중)

단위 : m

v_s	0.0000236

(하중Po에 의한 정적처짐)

3) α,β,γ 계수 산정

- ω(x) = 140.120 kN/m

(교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중)

∫ dx = 8.000 m (= L)

$\alpha\ (=\int v_s(x)dx)$	0.000188560
$\beta\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)dx)$	0.026421027
$\gamma\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)^2dx)$	0.000000623

4) 교량의 주기 계산 (T)

- $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_o\ g\ \alpha}} \times 2\pi$ g = 9.810 m/sec^2

단위 : sec

T	0.115

5) 탄성지진 응답계수(C_S) 계산

- A= 0.154 , S= 1.2

① $1.2\ A\ S\ /\ T^{2/3}$	0.938
② 2.5 A	0.385
적용값 = min(①,②)	0.385

6) 등가정적 지진하중의 산정

- $P_{ey} = (\beta\ C_s\ /\ \gamma) \times (\omega_y\ v_x)$

단위 : kN/m

P_{ey}	53.946

5.2 횡방향 지진하중의 산정

: 라멘교의 경우 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 해석은 무시할 수 있다.

5.3 고정하중의 산정

단위 : kN/m

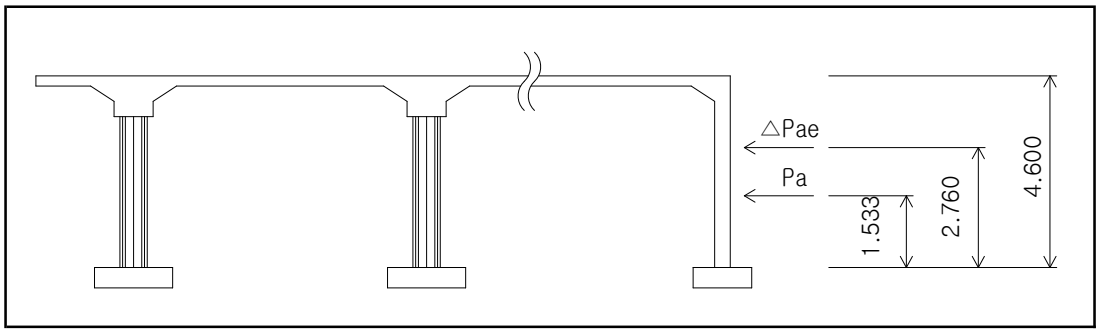
고정하중 종류	계 산 값
포장층 자중	14.720
상부토사자중	0.000
합계	14.720

5.4 지진 발생시 작용하는 토압의 산정

$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 B$ = 575.66 kN (상시 주동토압)

$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma_s H^2 B$ = 658.64 kN (지진시 주동토압, 시종점 동일)

$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$ = 658.642 − 575.664 = 82.978 kN (평상시 주동토압)



< 지진시 토압 작용 개념도 >

지진시 주동토압 작용점

$h = (P_a * H / 3) + (\Delta P_{ae}\ 0.6H) / P_{ae}$

= ((575.664 × 4.900 /3) + (82.978 X 0.6 X 4.900)) / 658.642

= 1.798 m

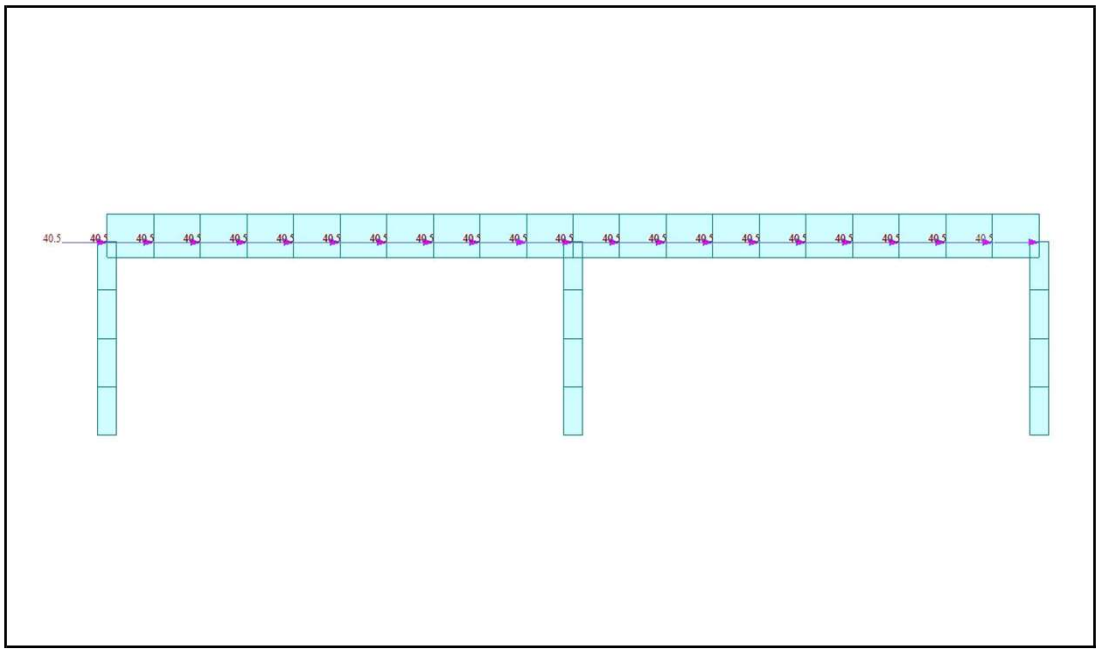
☞ 토압하중 재하시 정적분력은 1/3 H 지점, 동적 분력은 0.6 H 지점에 하중을 재하한다.

5.5.하중의 재하도

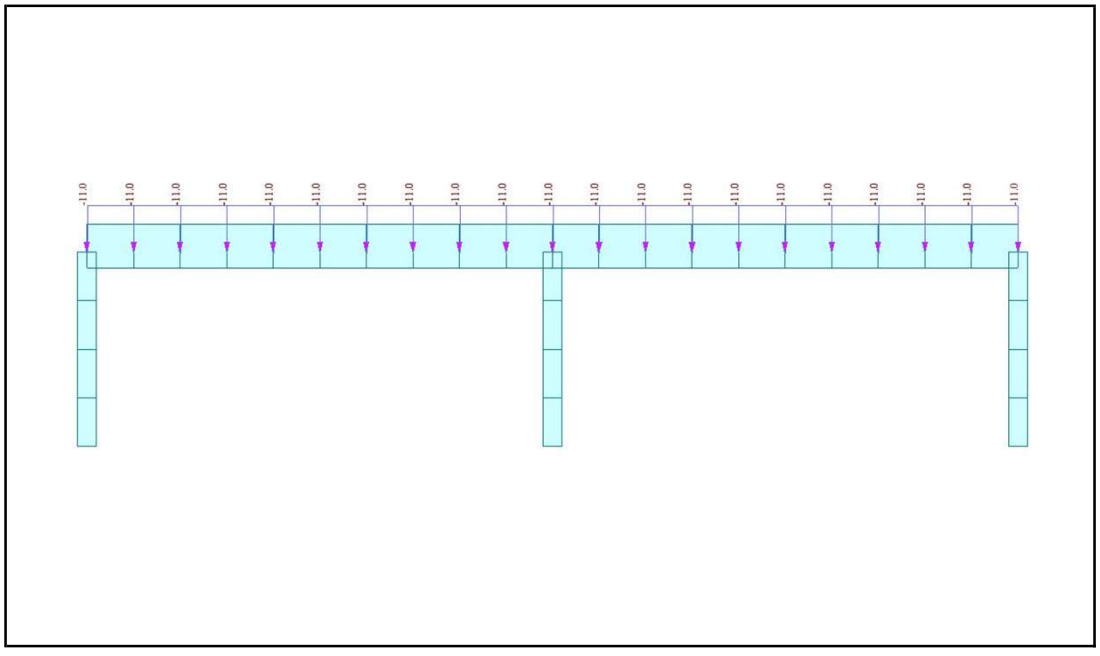
- 지진시 하중 CASE

1) LOAD CASE 1 : 지진시 관성력(종방향)

P_{ey}	53.946



2) LOAD CASE 2 : 고정하중



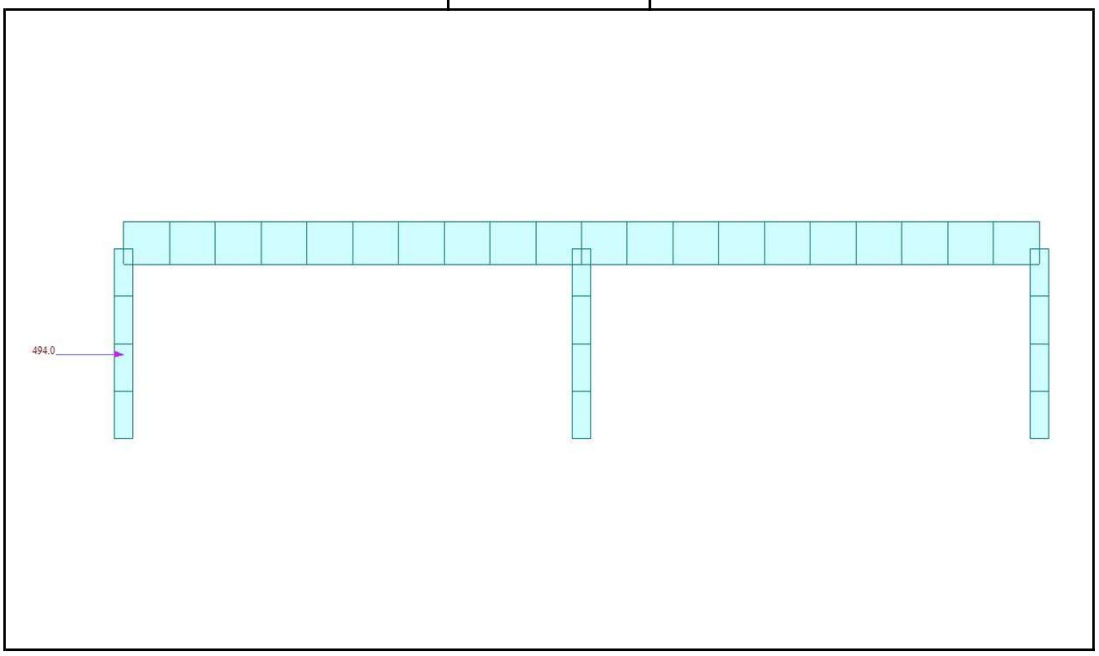
자중+헌치 : program내 자동계산

포장 : 14.720 kN/m

상부토사 : 0.000 kN/m

3) LOAD CASE 3 : 지진시 토압

구분	하중크기	작용점
Pae	658.642	1.798



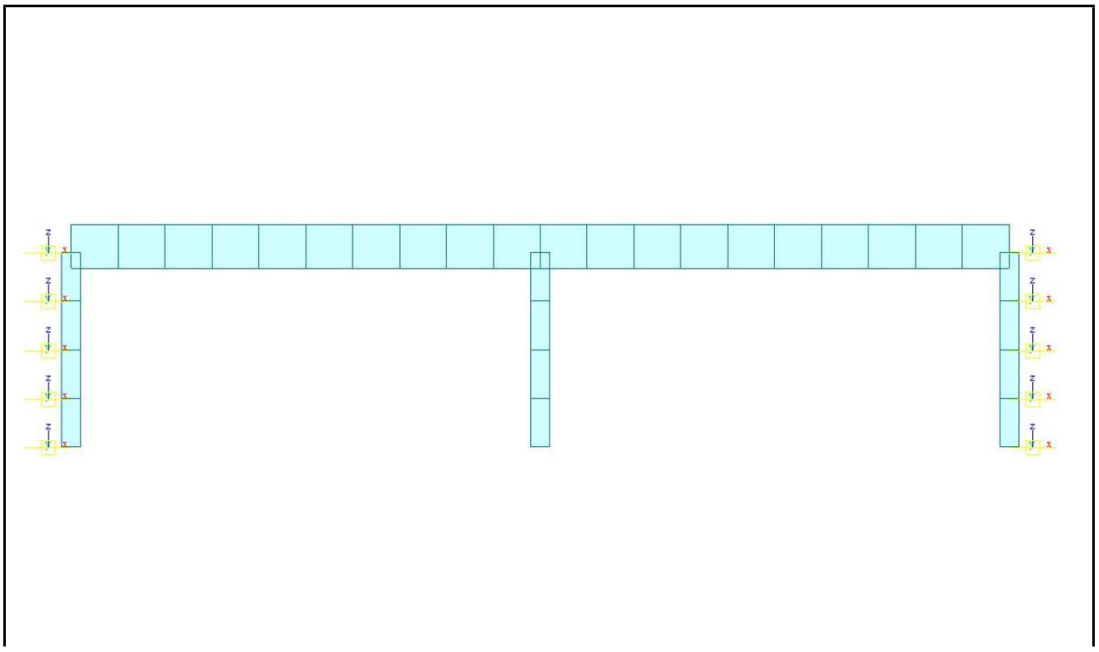
5.6 하 중 조 합

조합 \ 하중	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb 1	1.000	1.000	1.000
Comb 2	1.000	1.000	0.650
Comb 3	0.300	0.300	0.300
Comb 4	0.300	0.300	0.195

※ 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 지진하중 하중조합은 생략함

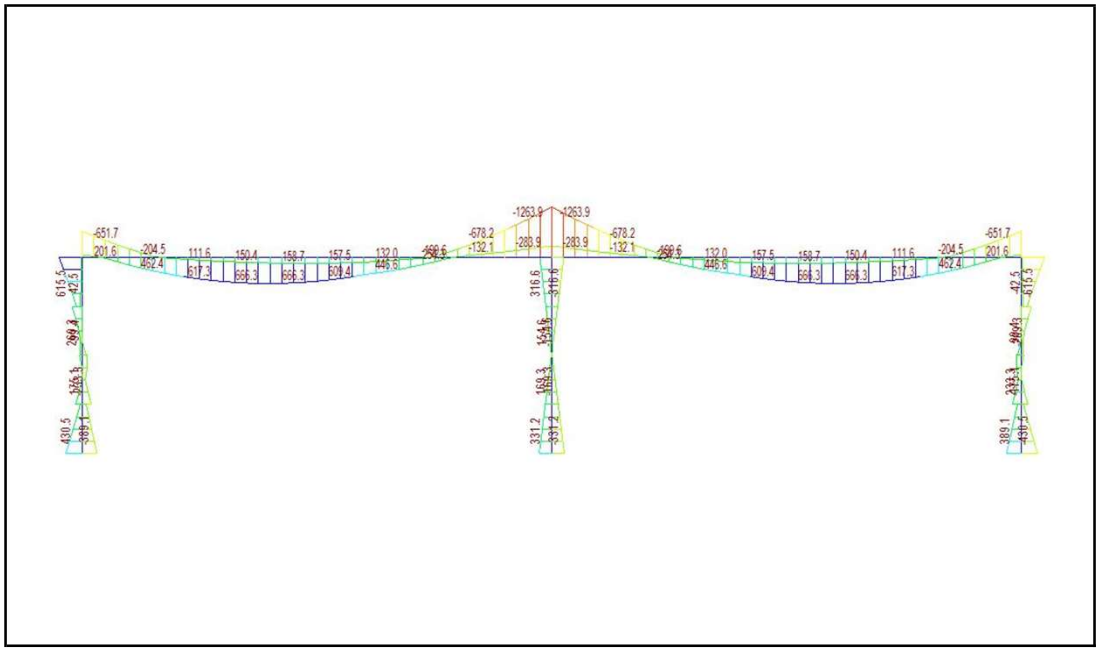
6. MODELING & 구조해석 (지진시)

6.1 MODELING

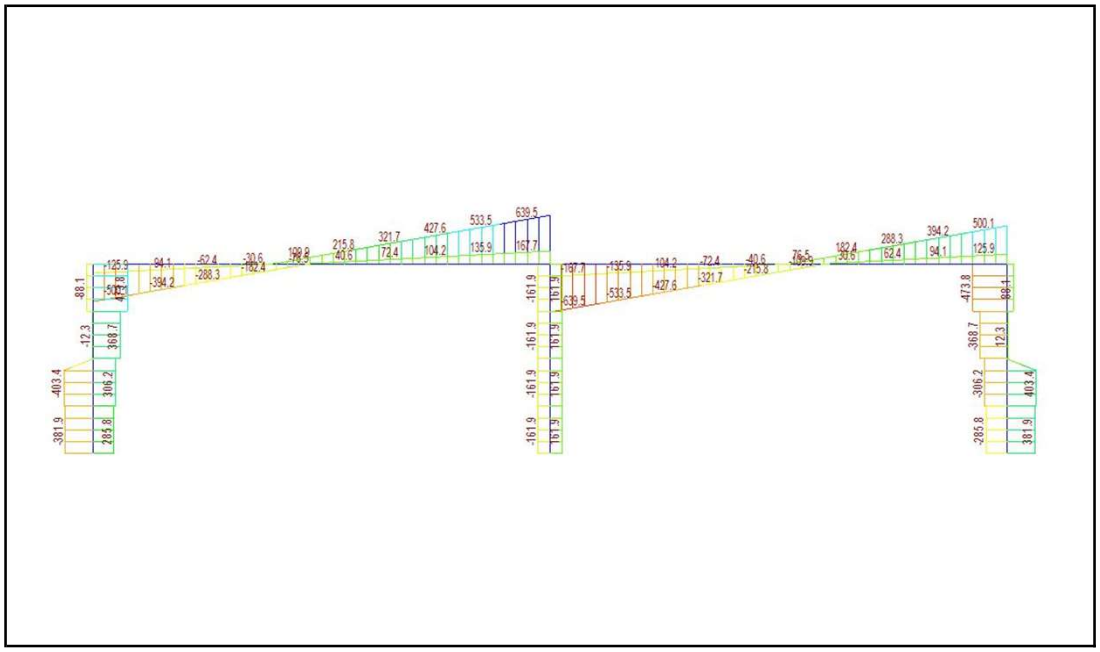


6.2 구조해석 결과 (B.M.D 및 S.F.D)

1) 지진시 (B.M.D)



2) 지진시 (S.F.D)



7. 구조해석 결과 SUMMARY

[구조계산 폭원 : 8.00 m]

구 분			휨모멘트(kN・m)/m		전단력(kN)/m		비 고
			전폭	단위폭	전폭	단위폭	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	651.7	81.5	500.1	62.5	
		중앙부	666.3	83.3	-	-	
		우측단부	1263.9	158.0	639.5	79.9	
	외측2	좌측단부	1263.9	158.0	639.5	79.9	
		중앙부	666.3	83.3	-	-	
		우측단부	651.7	81.5	500.1	62.5	
벽 체	상단	전면	615.5	76.9	473.8	59.2	
		배면	42.5	5.3			
	중앙	전면	175.1	21.9	403.4	50.4	
		배면	233.3	29.2			
	하단	전면	430.5	53.8	381.9	47.7	
		배면	389.1	48.6			

구 분		휨모멘트 (kN・m)/m	축력 (Kn)	전단력 (Kn)	비 고
기둥	최대 휨모멘트시	331.200	1432.000	161.900	
	최대 축력시	313.200	1437.300	153.600	단위길이당 축력 : 179.663

8. 안전검토 (1.4 철근배근 참고)

8.1 상부슬래브 외측1 좌측단부

□ 기본사항

Mu	81.463 kN·m	Vu	62.513 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

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

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (560 − 40.481 / 2) / 1000000

= 426.239 kN·m > M_u = 81.463 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= { 0.8 × (1 / 6) × √ 27 × 1,000 × 560 } / 1000

= 387.979 kN > V_u = 62.513 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 193.990 kN > V_u = 62.513 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.2 상부슬래브 외측1 중앙부

□ 기본사항

Mu	83.288 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

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

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (560 − 40.481 / 2) / 1000000

= 426.239 kN·m > M_u = 83.288 kN·m ∴ O.K

8.3 상부슬래브 외측1 우측단부

□ 기본사항

Mu	157.99 kN·m	Vu	79.94 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (560 − 40.481 / 2) / 1000000

= 426.239 kN·m > M_u = 157.988 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 560 / 1000

= 387.979 kN > V_u = 79.938 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 193.990 kN > V_u = 79.938 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.4 상부슬래브 외측2 좌측단부

□ 기본사항

Mu	157.988 kN·m	Vu	79.938 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (560 − 40.481 / 2) / 1000000

= 426.239 kN·m > M_u = 157.988 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 560 / 1000

= 387.979 kN > V_u = 79.938 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 193.990 kN > V_u = 79.938 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.5 상부슬래브 외측2 중앙부

□ 기본사항

Mu	83.288 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (560 − 40.481 / 2) / 1000000

= 426.239 kN·m > M_u = 83.288 kN·m ∴ O.K

8.6 상부슬래브 외측2 우측단부

□ 기본사항

Mu	81.46 kN·m	Vu	62.51 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (560 − 40.481 / 2) / 1000000

= 426.239 kN·m > M_u = 81.463 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 560 / 1000

= 387.979 kN > V_u = 62.513 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 193.990 kN > V_u = 62.513 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.7 기둥

▶ 성결교 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 성결교

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 27 MPa, fy = 300 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 25790 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.85

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 400.00 mm
단 면 높 이 (H) : 6000.00 mm
철근 피복두께(d') : 100.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 4000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 1.20
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : D16 × 96ea = 19065.6 ㎟ (dc = 100.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 19065.6 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1432.000 KN

계수모멘트(X) : Mux = 331.200 KN·m
Mux.ns= 331.200 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 2.8
Y축 세장비 : λy = 41.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.014

X축 확대모멘트 : δMux = 331.200 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 331.200 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 590.82 mm
작 용 편 심 : e = 231.28 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3933.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 27281.600 + 2614.598 + -1049.390 = 28846.809 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 36239.059 + 3885.669 + 2434.720 = 42559.447 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1475.36 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 18750.43 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 27663.64 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.794 %

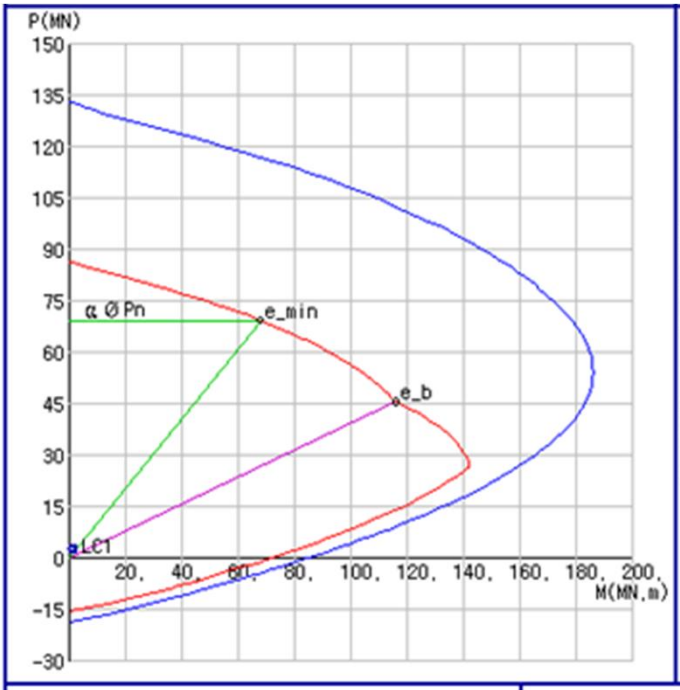
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 5760.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000096 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 43432.594 KN
Mn = αPn × e_min = 25660.753 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800

설계축하중강도 : α ØPn = 28231.185 KN ≥ Pu = 1432.000 KN ∴ O.K

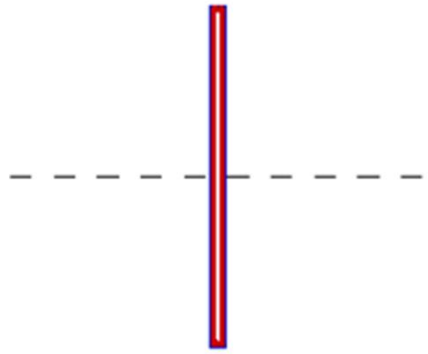
설 계 휨 강 도 : ØMn = 16679.489 KN · m ≥ Mu = 331.200 KN · m ∴ O.K



fck = 27 MPa
fy = 300 MPa
Ec = 26680 MPa
Erb = 200000 MPa
Ix = 4.167 E+13 mm⁴
Iy = 1.042 E+11 mm⁴
Ag = 5.000 E+06 mm²
Lu = 4000.0 mm
Kx = 1.20
Ky = 1.20
ρ = 1.301 %

Pu = 2386.600 KN
Mu = 1052.600 KN · m
Θ = 0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
e_min = 982.057 mm
ØP_min = 69039.020 KN
ØM_min = 67800.230 KN · m

▷ 평형 편심 상태
eb = 2552.013 mm
ØPb = 45289.370 KN
ØMb = 115579.100 KN · m

▷ 작용편심에서의 설계강도
e < e_min ∴ 최소편심구간
ØPn = 69039.020 KN(=ØPmin)
ØMn = 67800.230 KN · m(=ØMmin)

▷ 사용철근량
A_rebar = 65032.800 mm²

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1437.300 KN

계수모멘트(X) : Mux = 313.200 KN·m
Mux.ns= 313.200 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 2.8
Y축 세장비 : λy = 41.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.014

X축 확대모멘트 : δMux = 313.200 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 313.200 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 590.82 mm
작 용 편 심 : e = 217.91 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3933.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 27281.600 + 2614.598 + -1049.390 = 28846.809 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 36239.059 + 3885.669 + 2434.720 = 42559.447 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1475.36 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 18750.43 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 27663.64 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

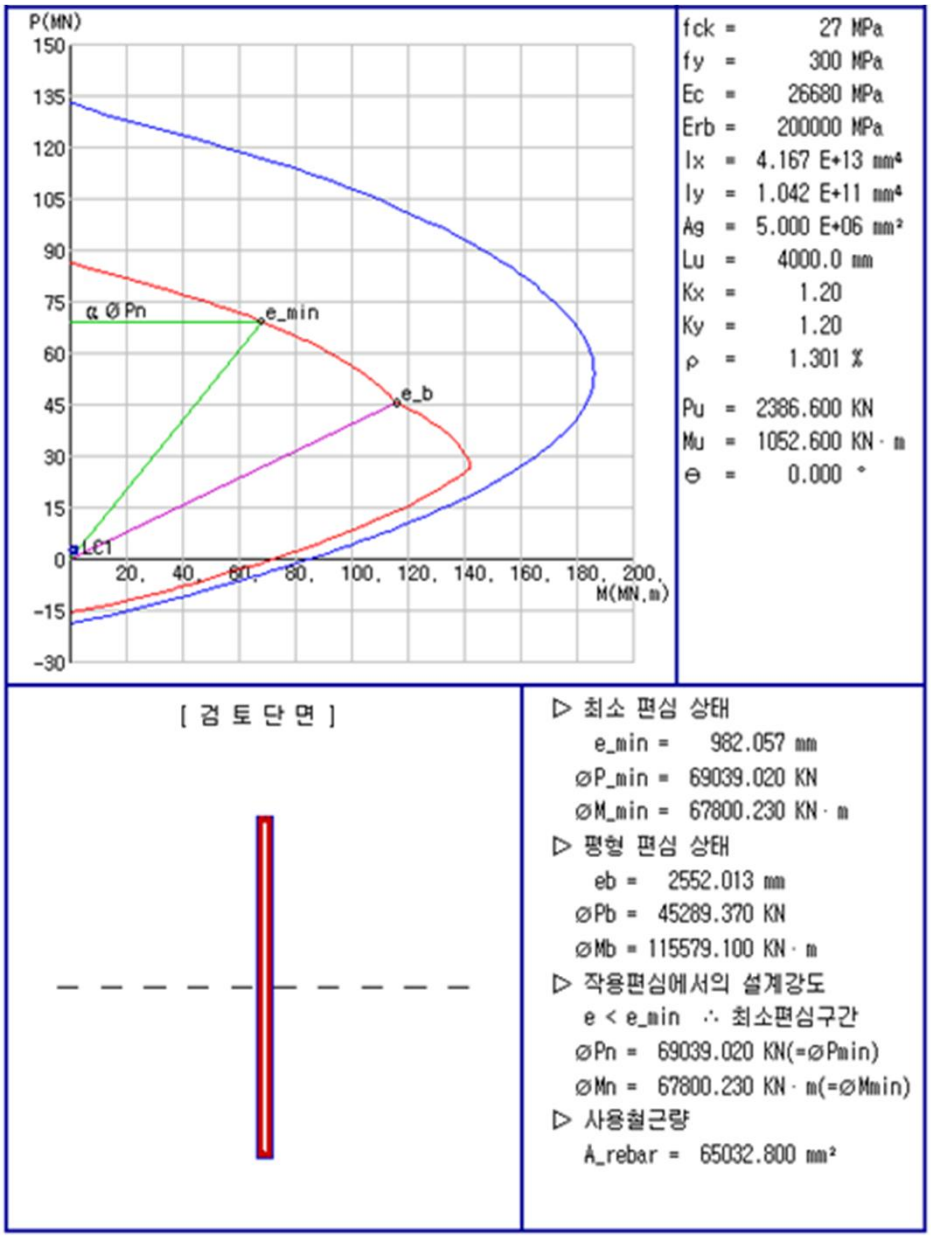
③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.794 %

계수축력 Pu < 0.1 · fck · Ag = 5760.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000096 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α × {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 43432.594 KN
Mn = αPn × e_min = 25660.753 KN · m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 28231.185 KN ≥ Pu = 1437.300 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 16679.489 KN · m ≥ Mu = 313.200 KN · m ∴ O.K



8.8 기둥 - 전단검토

□ 전단검토

Vu	161.900 kN	기둥폭	6000.00 mm	Φ_v	0.800
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa	형식	사각

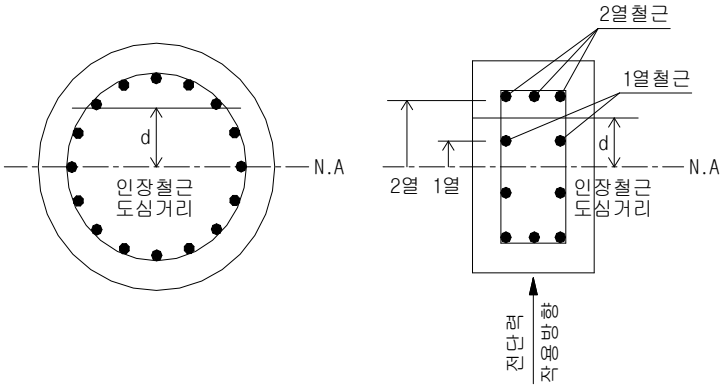
[원형단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	피복	개수	철근단면적	비 고
1단	0	0	0	-	-
2단	-	-	-	-	-
계				-	-

[사각단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	도심거리	개수	철근단면적	비 고
1열	16	0.1	96	19,066	-
2열				-	-
3열				-	-
4열				-	-
5열				-	-
계				19,066	-

< d 값 산출 개념도 >



d = 300 mm (인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리)

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= \{ 0.8 \times (1 / 6) \times \sqrt{27} \times 6,000 \times 300 \} / 1000$

$= 1247.077$ kN > V_u = 161.900 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 623.539 kN > V_u = 161.900 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.9 벽체 상단 내측

□ 기본사항

Mu	76.938 kN·m	Vu	59.225 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	460 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

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

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (460 − 25.301 / 2) / 1000000

= 220.791 kN·m > M_u = 76.938 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 360 / 1000

= 249.415 kN > V_u = 59.225 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 124.708 kN > V_u = 59.225 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.10 벽체 상단 외측

□ 기본사항

Mu	5.313 kN·m	Vu	59.225 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

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

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (360 − 25.301 / 2) / 1000000

= 171.435 kN·m > M_u = 5.313 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 360 / 1000

= 249.415 kN > V_u = 59.225 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 124.708 kN > V_u = 59.225 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.11 벽체 중앙 내측

□ 기본사항

Mu	21.888 kN·m	Vu	50.425 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-
			TOTAL	1935.5 ㎟	

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (360 − 25.301 / 2) / 1000000

= 171.435 kN·m > M_u = 21.888 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 360 / 1000

= 249.415 kN > V_u = 50.425 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 124.708 kN > V_u = 50.425 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.12 벽체 중앙 외측

□ 기본사항

Mu	29.163 kN·m	Vu	50.425 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (360 − 25.301 / 2) / 1000000

= 171.435 kN·m > M_u = 29.163 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 360 / 1000

= 249.415 kN > V_u = 50.425 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 124.708 kN > V_u = 50.425 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.13 벽체 하단 내측

□ 기본사항

Mu	53.813 kN·m	Vu	47.738 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 25.301 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (360 − 25.301 / 2) / 1000000

= 171.435 kN·m > M_u = 53.813 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 360 / 1000

= 249.415 kN > V_u = 47.738 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 124.708 kN > V_u = 47.738 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.14 벽체 하단 외측

□ 기본사항

Mu	48.638 kN·m	Vu	47.738 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	인장부

TOTAL 1935.5 ㎟

$a = 1,935.5 \times 300 / (0.850 \times 27 \times 1,000) = 25.301$ mm

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

$= 0.850 \times 1,935.5 \times 300 \times (360 - 25.301 / 2) / 1000000$

$= 171.435$ kN·m > $M_u = 48.638$ kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

$d = 360$ mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= 0.800 \times (1 / 6) \times \sqrt{(27)} \times 1,000 \times 360 / 1000$

$= 249.415$ kN > $V_u = 47.738$ kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c = 124.708$ kN > $V_u = 47.738$ kN ∴ **전단철근 필요 없음**

9. 안전검토결과 요약

구 분			휨검토(kN・m)			전단검토(kN)			비 고
			ΦM_n	Mu	판정	ΦVn	Vu	판정	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	426.24	81.46	O.K	387.98	62.51	O.K	
		중앙부	426.24	83.29	O.K	-	-	-	
		우측단부	426.24	157.99	O.K	387.98	79.94	O.K	
	외측2	좌측단부	426.24	157.99	O.K	387.98	79.94	O.K	
		중앙부	426.24	83.29	O.K	-	-	-	
		우측단부	426.24	81.46	O.K	387.98	62.51	O.K	
벽 체	상단	전면	220.79	76.94	O.K	249.42	59.23	O.K	
		배면	171.44	5.31	O.K	249.42	59.23	O.K	
	중앙	전면	171.44	21.89	O.K	249.42	50.43	O.K	
		배면	171.44	29.16	O.K	249.42	50.43	O.K	
	하단	전면	171.44	53.81	O.K	249.42	47.74	O.K	
		배면	171.44	48.64	O.K	249.42	47.74	O.K	

구 분		P-M 상관 검토			전단검토(kN)			비 고
		Mu (kN・m)	P (kN)	판정	ΦVn	Vu	판정	
기 둥	Mmax	331.20	1432.00	O.K	1247.08	161.90	O.K	기둥 P-M 상관도 참고
	Pmax	313.20	1437.30	O.K				"

봉안교

기존교량 내진성능평가

2019.5

1. 현장조사 결과

1.1 자료조사 결과

1.1.1 구조물 현황

1) 위　　치 : 경기도 용인시 처인구 백암면 백봉리 297
2) 구　　조 : 라멘교
3) 폭 및 연장 : B= 6 m L= 45 m
4) 준 공 년 도 : 1990 년

1.1.2 내진해석 조건

1) 구역계수 = 0.110 (경기도 용인시)
2) 위험계수 = 1.400 (내진 1등급)
3) 지반계수 = 1.2 (지반계수, 지반종류 II 지역)

1.2 설계기준강도

1.2.1 콘크리트 강도

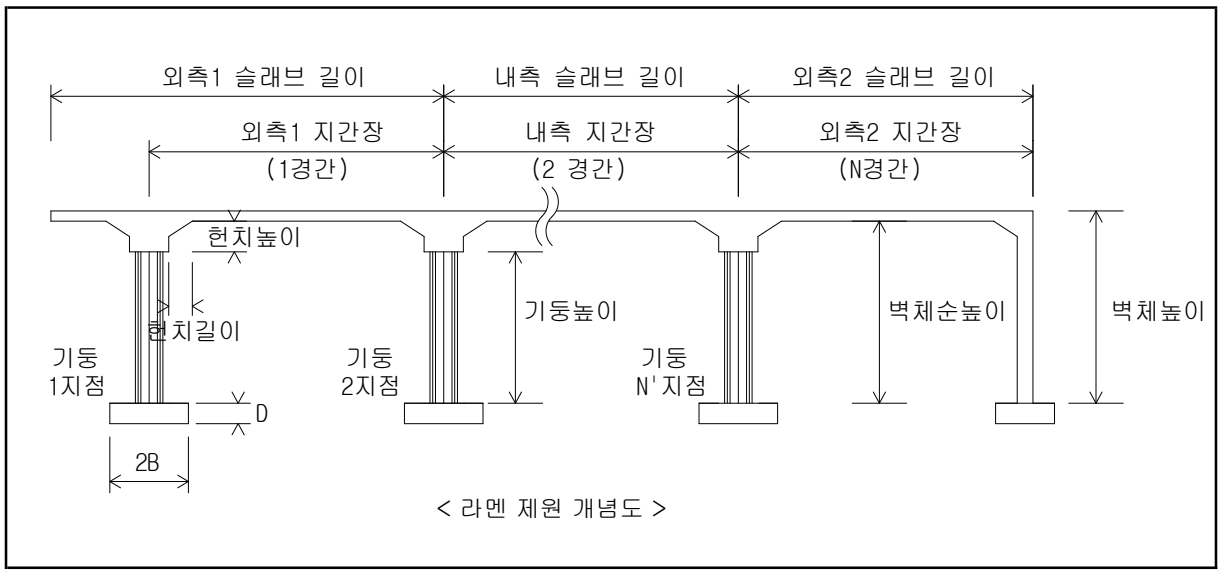
- 상부구조 : f_{ck} = 21 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_{ck} = 21 MPa (교각, 교대)

1.2.2 철근강도

- 상부구조 : f_y = 300 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_y = 300 MPa (교각, 교대)

1.3 교량 제원

단위 : m



< 라멘 제원 개념도 >

* 공통사항

토피	포장	방호벽	
		폭	높이
0	0.08	0.5	0.3

* 벽체 제원

구분	두께	높이	순높이
좌측	0.60	4.60	4.00
우측	0.60	4.60	4.00

* 상부슬래브 제원 (단, 헌치와 보의 제원은 1,2경간의 종점부의 및 N경간의 시점부의 치수임)

구분	슬래브		헌치		거더	
	두께	길이	높이	길이	폭	높이
1경간	0.60	11.00	0.30	3.00	-	-
2경간	0.60	13.00	0.30	3.00	-	-
N경간	0.60	11.00	0.30	3.00	-	-

* 기둥 제원

구분	기둥(타원형)				지간장
	높이	가로	세로	직경	
1지점	4.00	0.60	6.00	-	11.00
2지점	4.00	0.60	6.00	-	13.00
N'지점	4.00	0.60	6.00	-	11.00

* 기초제원

구 분	기둥1	기둥2~N-1	기둥N
기초형식	직접		
독립기초 폭(2B)	2.60	2.60	2.60
길이(2L)	8.00	9.00	9.00
두께(D)	1.00	1.00	1.00
확대기초 전폭	2.60		

1.4 철근배근

1.4.1 슬래브 및 벽체

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	피복	직경	간격	피복	직경	간격	피복
슬래브	좌측단부	19	125	40	19	125	40	19	125	40
	중앙부	19	125	40	19	125	40	19	125	40
	우측단부	19	125	40	19	125	40	19	125	40
벽체	상단 외측	19	125	40	16	150	40	19	125	40
	상단 내측	16	125	40	16	150	40	16	125	40
	중앙 내측	19	125	40	16	150	40	19	125	40
	중앙 외측	16	125	40	16	150	40	16	125	40
	하단 내측	19	125	40	16	150	40	19	125	40
	하단 외측	16	125	40	16	150	40	16	125	40

2) 기둥 및 보 철근

구 분		직경	간격		철근개수	피복	단수
			가로간격개수	세로간격개수			
기둥	사각	16	38	3	82	100	1

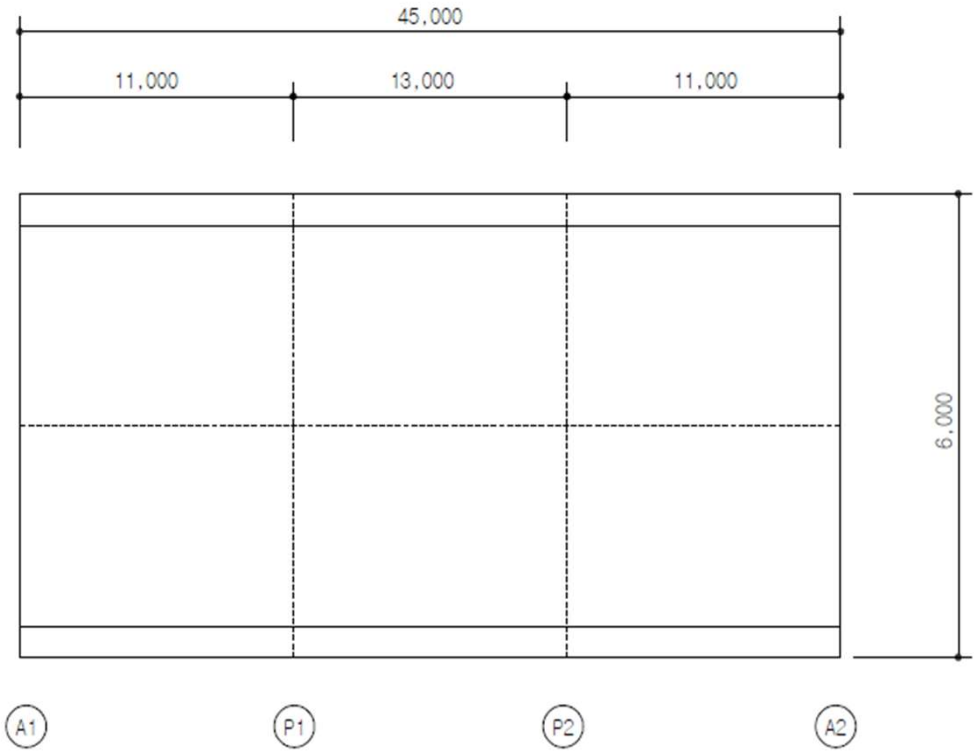
1.4.2 전단철근

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	다리수	직경	간격	다리수	직경	간격	다리수
상부슬래브		13	250	2	13	250	2	13	250	2
벽체	상단	13	300	2	13	300	2	13	300	2
	중앙	13	300	2	13	300	2	13	300	2
	하단	13	300	2	13	300	2	13	300	2

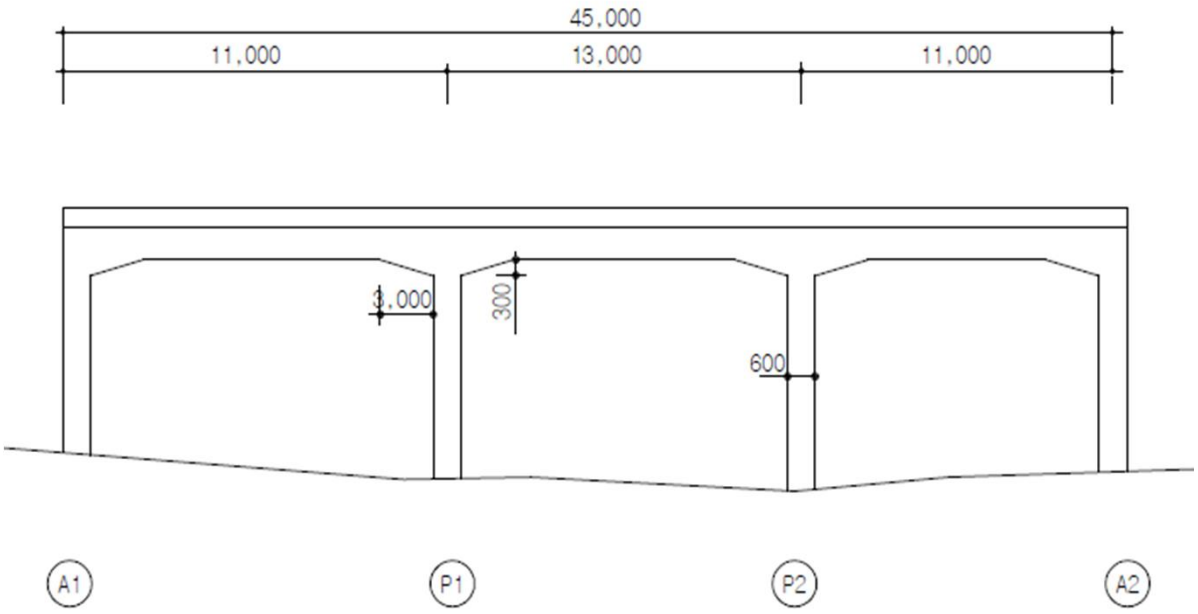
구 분	직경	간격	다리수
기둥	13	200	2

1.5 교량 종평면도

1.5.1 평면도



1.5.2 종단면도



2. 검토조건

2.1 일반사항

교량형식	3 경간 라멘교	교량연장	45 m	교량사각	90 °	기초형식	직접 기초
교량등급	내진 1등급 교량	교량폭원	6 m	평면선형	직선		

2.2 하 중

2.2.1 고정하중

1) 철근 콘크리트 γ_{c1} = 25.000 kN/㎥
2) 무근 콘크리트 γ_{c2} = 23.500 kN/㎥
3) 뒷채움 토사 γ_s = 18.000 kN/㎥
4) 교면 포장층 γ_a = 23.000 kN/㎥
5) 지 하 수 γ_w = 10.000 kN/㎥

2.2.2 토압

- 안정계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식
- 단면계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식

1) 상시토압

라멘 벽체는 주동토압이 발생할 수 있는 연직벽 상대변위가 발생치 않으므로 정지토압 적용.

K_o = 1 - SIN Φ = 0.5000

Φ = 30.000 °

2) 지진시 토압

(1) 정적토압

K_a = 0.333

Φ = 30.000 ° δ = 0.000 °

θ = 0.000 ° α = 0.000 °

(2) 동적영향을 고려한 토압 (Mononobe Okabe 공식 적용)

K_{ea} = 0.381 (지진 토압계수)

Φ = 30.000 ° (뒷채움 흙의 마찰각)

δ = 0.000 ° (흙과 교대사이의 마찰각)

i = 0.000 ° (뒷채움 흙의 경사각)

β = 0.000 ° (교대배면의 수직에 대한 값)

a = 0.110 (지진 구역계수)

I = 1.400 (중요한 교량으로 평균재현주기 1000년)

A = a x I = 0.154 (지진 가속도 계수)

K_h = 0.500 x A = 0.077 (수평지반 가속도 계수= 변위를 허용)

K_v = 0.000 (연직지반 가속도 계수, 고려하지 않음)

θ = $\tan^{-1}\{K_h / (1-K_v)\}$ = 4.403 °

2.3 사용재료 및 특성치

1) 콘 크 리 트 = min(설계강도, 측정강도) [설계강도 = 21 MPa 측정강도 = 21 MPa]

f_{ck} = 21.000 Mpa E_c = 26115 Mpa

2) 철 근

f_y = 300.000 Mpa E_s = 200,000 Mpa

f_{sa} = 150.000 Mpa

3) 뒷 채 움 토

Φ = 30.000 °

2.4 구조검토 일반사항

2.4.1 강도감소계수

Φ_m = 0.850 (휨에 대한 강도 감소계수)

Φ_v = 0.800 (전단에 대한 강도 감소계수)

Φ_c = 0.650 (축력에 대한 강도감소계수)

2.5 내진검토 조건

1) 내진등급 = 내진 1등급 교량

구역계수 = 0.11 (경기도 용인시)

위험계수 = 1.4 (내진 1등급)

A = 지진구역 계수 X 위험도 계수 = 0.154

S = 1.200 (지반계수)

2) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis (단일모드 해석법)

3) 해석을 위한 토질정수의 산정

(1) 벽체 뒷채움

E_{o1} = 28N X 100 = 42,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 15 (교대 뒷채움재의 N값)

G_1 = E_{o1} / { 2 (1+υ) } = 14,685 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.430 (측벽 토층 평균값 적용) (대상지반의 프와송 비)

(2) 기초위치의 지반

E_{o2} = 28N X 100 = 140,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 50 (기초지반의 N값)

G_2 = E_{o2} / { 2 (1+υ) } = 52,632 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.330 (대상지반의 프와송 비)

2.6 구조해석 PROGRAM ☞ MIDAS CIVIL 2012

2.7 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (국토해양부, 2010.11)

2) 콘크리트 구조기준 (국토해양부, 2012.10)

3) 도로교표준시방서(건설교통부,1996.4)

4) 도로설계편람(건설교통부,2008.5)

5) 도로교 설계 기준 해설 (대한토목학회, 2008.1)

6) 단지조성에 따른 시설물의 내진연구 (한국토지공사, 2001.7)

7) 고속도로 교량의 내진설계편람 (한국도로공사, 1999.12)

8) 교량설계기준 (한국도로공사 2000.12)

3. 단면정수의 산정

3.1 설계경간 및 슬래브 두께의 검토

1) 설계경간의 결정 (도로교설계기준(2010) 4.8.3.2)

B = 6.000 m

구분	Ls	Ln	Ls / B	L
1경간	11.00	11.00	1.83	11.00
2경간	13.00	13.00	2.17	13.00
N경간	11.00	11.00	1.83	11.00

∴ L = 사각 ≥ 75° 이므로 직교로 가정

2) 슬래브 최소두께의 검토 (도로교설계기준(2010) 4.7.4.1)

구분	L	Tmin	Tuse	판정
1경간	11.00	0.46	0.60	O.K
2경간	13.00	0.52	0.60	O.K
3경간	11.00	0.46	0.60	O.K

* 차도부분의 최소두께(≥220mm)

- 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우
- L은 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

단순판		40 L+130
연속판		30 L+130
캔틸레버판	L≤0.25	280 L+180
	L>0.25	80 L+230

3.2 단면제원의 산정

구조계산 폭원 : 6.00 m [단위 : m]

구분		폭	두께	직경	C.T.C	A(㎡)	I_{22}(㎥)	I_{33}(㎥)
슬래브		6.000	0.600	-	-	3.600	0.108	10.800
벽체		6.000	0.600	-	-	3.600	0.108	10.800
기둥	사각	6.000	0.600	-	11.000	3.600	0.108	10.800
	원형	-	-	-	-	-	-	-

4. 지반 SPRING계수의 산정(지진 계산시)

4.1 기초부 (도로교표준시방서(1996),P.809~P.811)

* 기둥 기초 상단과 기둥 하단부의 접점은 고정단으로 고려함.

4.2 라멘형 벽체 (도로교표준시방서(1996), p.807)

1) 종방향 (교축방향 : X - DIR) 변위강성 <수평방향 변위>

Ks = 0.425 E_{o1} B = 107,100 kN/m

2) 횡방향 (교축직각방향 : Y - DIR) 회전강성 <회전 변위>

Kr = 0.072 E_{o1} B H^2 = ##### kN·m/rad

HA = 4.900 m (A1, A2 구간 슬래브 도심에서 저판상단까지)

3) Y-축, Z-축으로의 변위강성과 X-축,Z-축에 대한 회전강성은 무시함.

■ 수평변위강성 Ks = 107,100 kN/m

구분	Kv	절점번호
1	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 53,550	1,16
2	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 107,100	2,3,4
3	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 107,100	17,18,19
4	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 53,550	5,20

■ 회전강성 Kr = 435,637 kN·m/rad

구분	Ksb	절점번호
1	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 217,819	1,16
2	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 435,637	2,3,4
3	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 435,637	17,18,19
4	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 217,819	5,20

5. 지진성능검토를 위한 하중의 계산

5.1 종방향 지진하중의 산정

1) 지진거동에 영향을 주는 연직하중의 산정

고정하중 종류	계 산 식	계산값(kN/m)
포장층 자중	23.000(γ) X 0.080(t) X 6.00(계산폭)	11.040
SLAB 자중	25.00(γ) X 0.60(t) X 6.00(계산폭)	90.000
헌 치 자 중	25.00(γ) X 1/2 X (0.300 × 3.00) X 6ea X 6.00(계산폭)/ 45.00(연장)	9.000
지진고려 연직력 합계		110.040

2) 상부구조 각 부재에 종방향으로 단위하중(1.0kn/m) 재하시 발생변위를 취하여 진동주기 계산

- P_o = 1.000 kN/m (등가단위하중)

단위 : m

v_s	0.0000210

(하중Po에 의한 정적처짐)

3) α,β,γ 계수 산정

- ω(x) = 110.040 kN/m

(교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중)

∫ dx = 6.000 m (= L)

$\alpha\ (=\int v_s(x)dx)$	0.000126120
$\beta\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)dx)$	0.013878245
$\gamma\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)^2dx)$	0.000000292

4) 교량의 주기 계산 (T)

- $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_o\ g\ \alpha}} \times 2\pi$ g = 9.810 m/sec^2

단위 : sec

T	0.096

5) 탄성지진 응답계수(C_S) 계산

- A= 0.154 , S= 1.2

① $1.2\ A\ S\ /\ T^{2/3}$	1.058
② 2.5 A	0.385
적용값 = min(①,②)	0.385

6) 등가정적 지진하중의 산정

- $P_{ey} = (\beta\ C_s\ /\ \gamma) \times (\omega_y\ v_x)$

단위 : kN/m

P_{ey}	42.365

5.2 횡방향 지진하중의 산정

: 라멘교의 경우 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 해석은 무시할 수 있다.

5.3 고정하중의 산정

단위 : kN/m

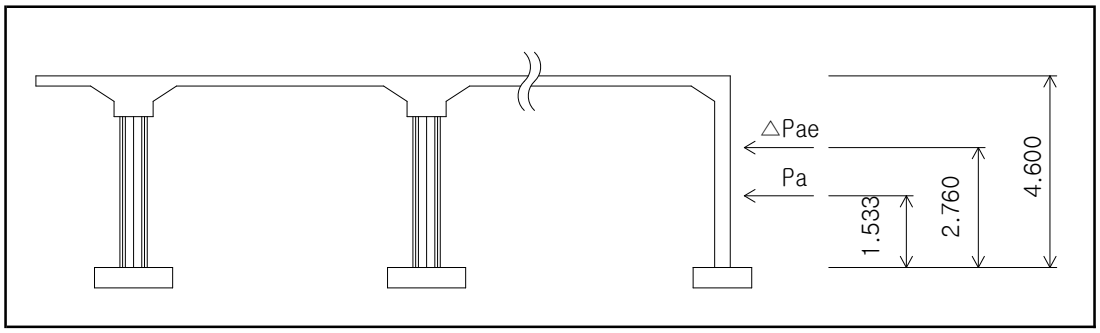
고정하중 종류	계 산 값
포장층 자중	11.040
상부토사자중	0.000
합계	11.040

5.4 지진 발생시 작용하는 토압의 산정

$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 B = 431.75$ kN (상시 주동토압)

$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma_s H^2 B = 493.98$ kN (지진시 주동토압, 시종점 동일)

$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 493.982 - 431.748 = 62.234$ kN (평상시 주동토압)



< 지진시 토압 작용 개념도 >

지진시 주동토압 작용점

$h = (P_a * H / 3) + (\Delta P_{ae}\ 0.6H) / P_{ae}$

$= ((431.748 \times 4.900 / 3) + (62.234 \times 0.6 \times 4.900)) / 493.982$

$= 1.798$ m

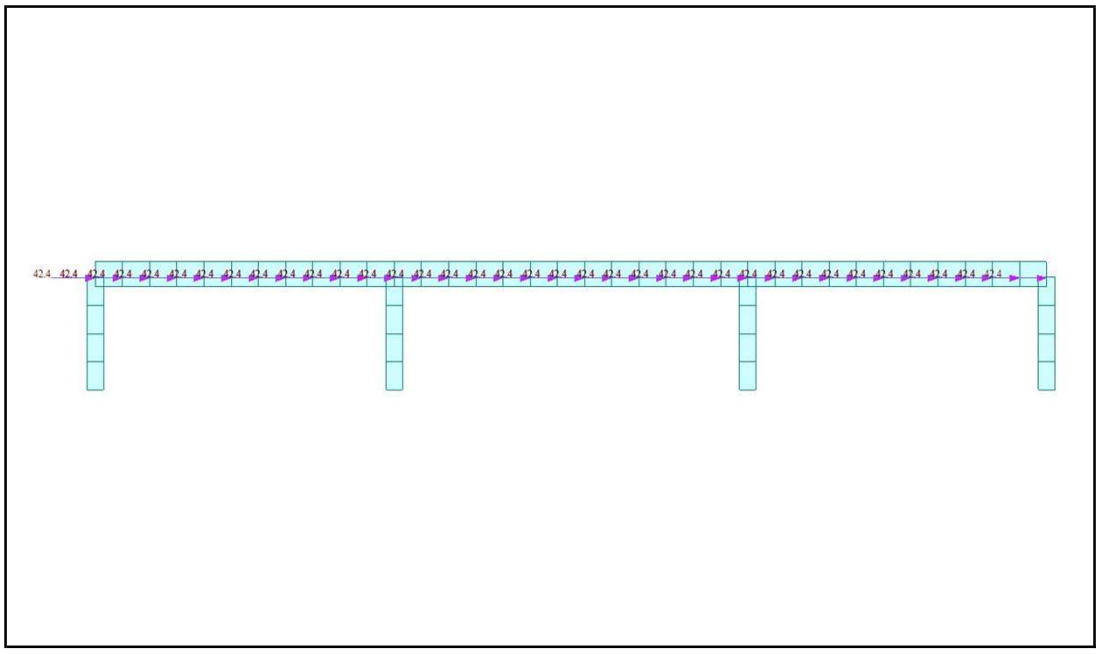
☞ 토압하중 재하시 정적분력은 1/3 H 지점, 동적 분력은 0.6 H 지점에 하중을 재하한다.

5.5.하중의 재하도

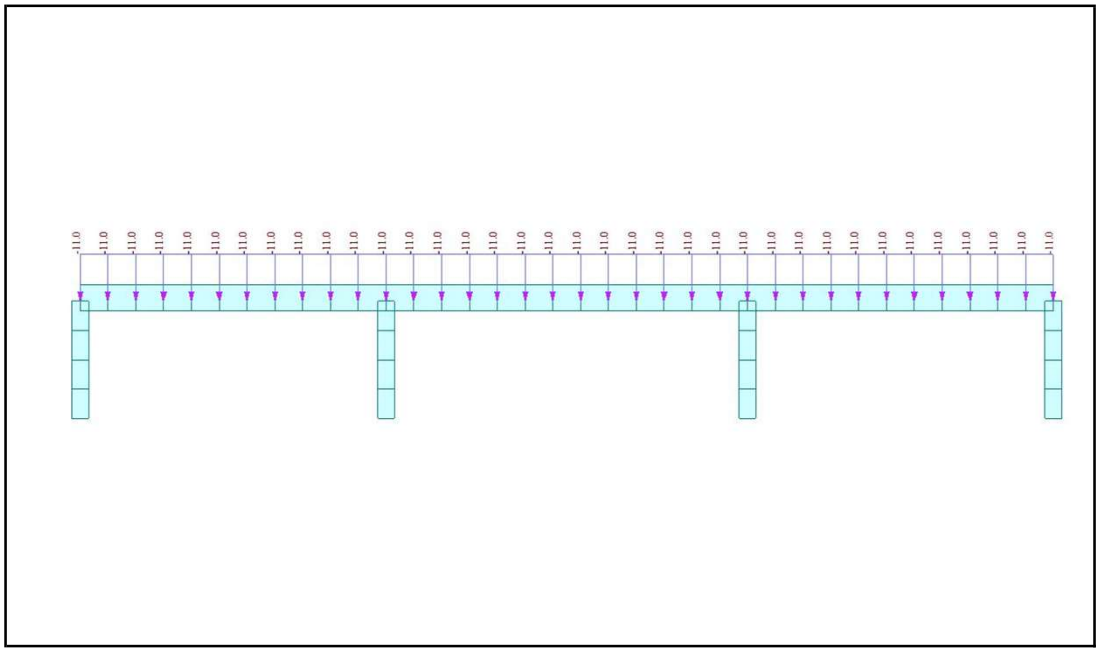
- 지진시 하중 CASE

1) LOAD CASE 1 : 지진시 관성력(종방향)

P_{ey}	42.365



2) LOAD CASE 2 : 고정하중



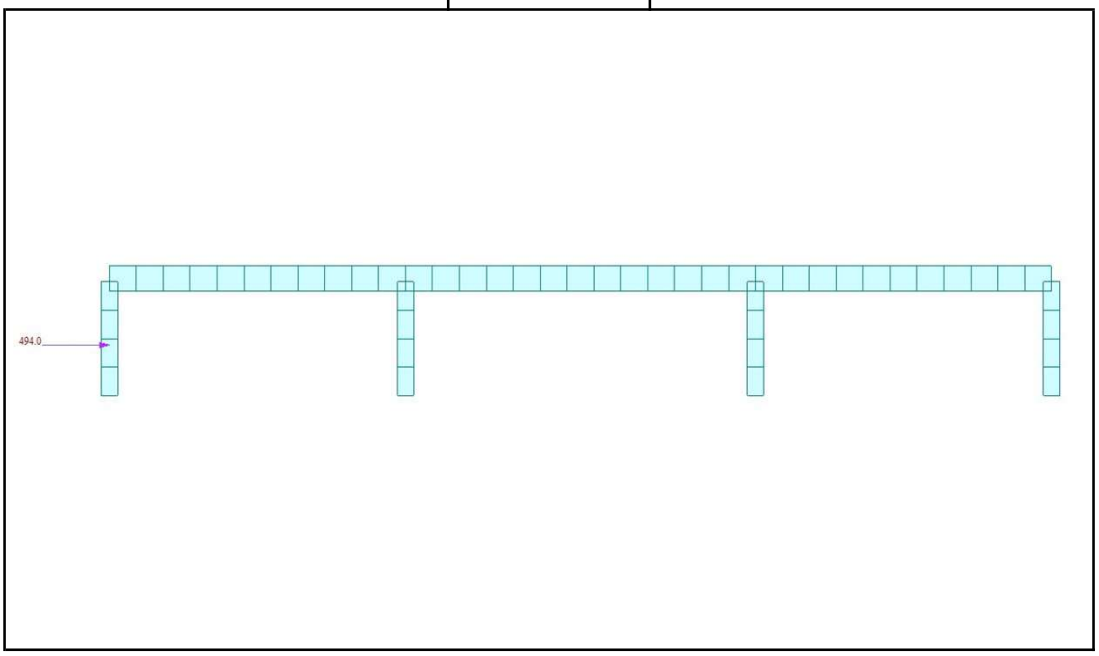
자중+헌치 : program내 자동계산

포장 : 11.040 kN/m

상부토사 : 0.000 kN/m

3) LOAD CASE 3 : 지진시 토압

구분	하중크기	작용점
Pae	493.982	1.798



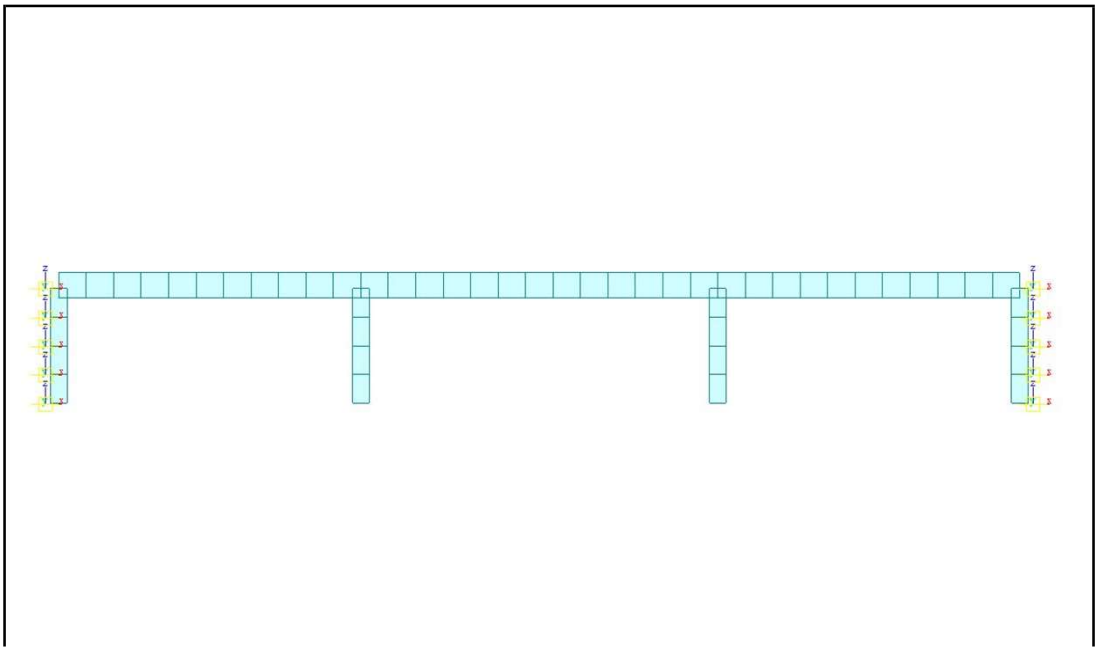
5.6 하 중 조 합

조합 \ 하중	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb 1	1.000	1.000	1.000
Comb 2	1.000	1.000	0.650
Comb 3	0.300	0.300	0.300
Comb 4	0.300	0.300	0.195

※ 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 지진하중 하중조합은 생략함

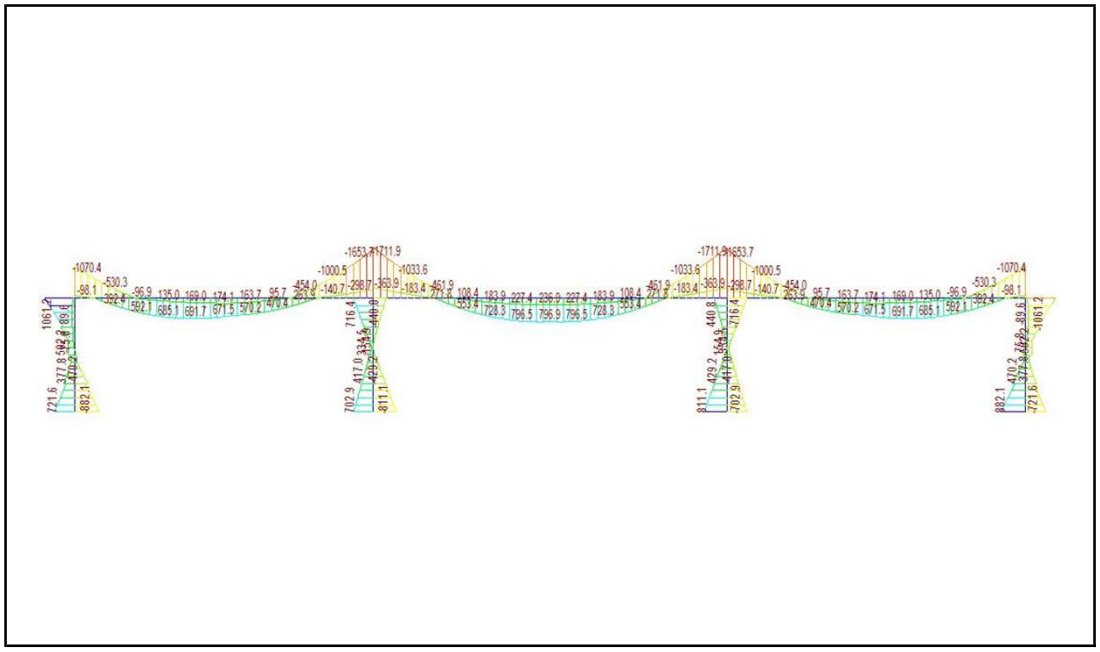
6. MODELING & 구조해석 (지진시)

6.1 MODELING

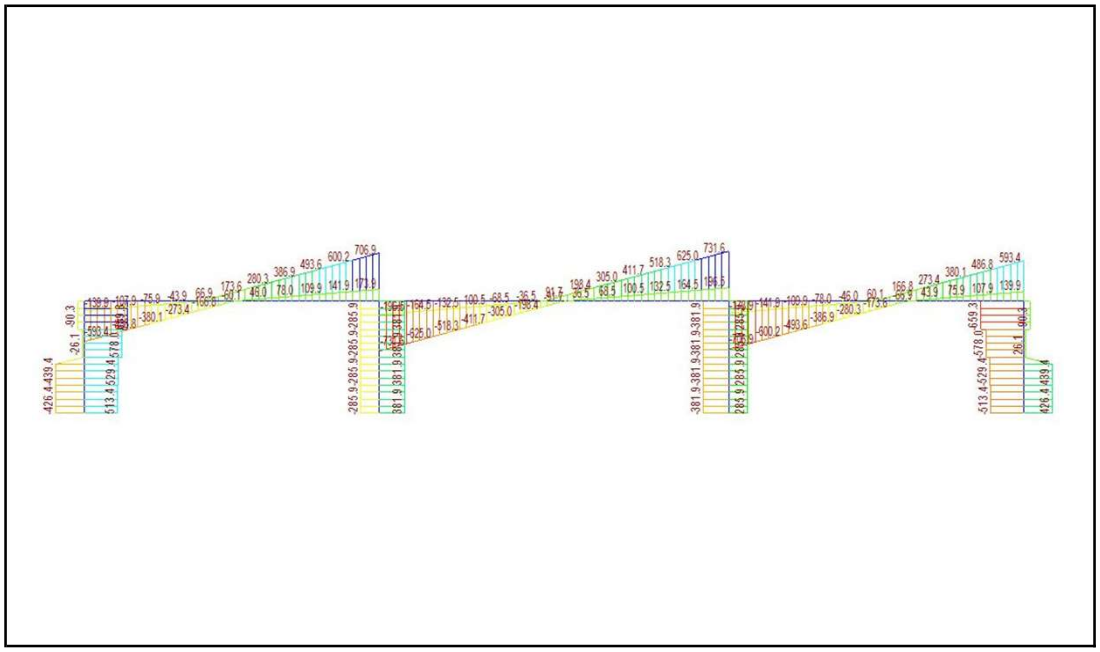


6.2 구조해석 결과 (B.M.D 및 S.F.D)

1) 지진시 (B.M.D)



2) 지진시 (S.F.D)



7. 구조해석 결과 SUMMARY

[구조계산 폭원 : 6.00 m]

구 분			휨모멘트(kN・m)/m		전단력(kN)/m		비 고
			전폭	단위폭	전폭	단위폭	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	1070.4	178.4	593.4	98.9	
		중앙부	691.7	115.3	-	-	
		우측단부	1653.7	275.6	706.9	117.8	
	내측	좌측단부	1711.9	285.3	731.6	121.9	
		중앙부	796.9	132.8	-	-	
		우측단부	1711.9	285.3	731.6	121.9	
	외측2	좌측단부	1653.7	275.6	706.9	117.8	
		중앙부	691.7	115.3	-	-	
		우측단부	1040.7	173.5	593.4	98.9	
벽 체	상단	전면	1061.2	176.9	659.3	109.9	
		배면	89.6	14.9			
	중앙	전면	502.2	83.7	529.4	88.2	
		배면	75.8	12.6			
	하단	전면	721.6	120.3	513.4	85.6	
		배면	882.1	147.0			

구 분		휨모멘트 (kN・m)/m	축력 (Kn)	전단력 (Kn)	비 고
기둥	최대 휨모멘트시	811.100	1664.500	381.900	
	최대 축력시	787.200	1716.300	371.200	단위길이당 축력 : 286.05
기둥2	최대 휨모멘트시	702.900	1714.400	285.900	
	최대 축력시	679.400	1716.300	276.500	단위길이당 축력 : 286.05

8. 안전검토 (1.4 철근배근 참고)

8.1 상부슬래브 외측1 좌측단부

□ 기본사항

Mu	178.400 kN·m	Vu	98.900 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

$a = 2,292.0 \times 300 / (0.850 \times 21 \times 1,000) = 38.521$ mm

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

$= 0.850 \times 2,292.0 \times 300 \times (560 - 38.521 / 2) / 1000000$

$= 316.041$ kN·m > $M_u = 178.400$ kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

$d = 560$ mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= \{ 0.8 \times (1 / 6) \times \sqrt{21} \times 1,000 \times 560 \} / 1000$

$= 342.166$ kN > $V_u = 98.900$ kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c = 171.083$ kN > $V_u = 98.900$ kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.2 상부슬래브 외측1 중앙부

□ 기본사항

Mu	115.283 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

$a = 2,292.0 \times 300 / (0.850 \times 21 \times 1,000) = 38.521$ mm

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

$= 0.850 \times 2,292.0 \times 300 \times (560 - 38.521 / 2) / 1000000$

$= 316.041$ kN·m > $M_u = 115.283$ kN·m ∴ O.K

8.3 상부슬래브 외측1 우측단부

□ 기본사항

Mu	275.62 kN·m	Vu	117.82 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 38.521 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (560 − 38.521 / 2) / 1000000

= 316.041 kN·m > M_u = 275.617 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 560 / 1000

= 342.166 kN > V_u = 117.817 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 171.083 kN > V_u = 117.817 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.4 상부슬래브 내측 좌측단부

□ 기본사항

Mu	285.317 kN·m	Vu	121.933 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 38.521 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (560 − 38.521 / 2) / 1000000

= 316.041 kN·m > M_u = 285.317 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 560 / 1000

= 342.166 kN > V_u = 121.933 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 171.083 kN > V_u = 121.933 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.5 상부슬래브 내측 중앙부

□ 기본사항

Mu	132.817 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 38.521 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (560 − 38.521 / 2) / 1000000

= 316.041 kN·m > M_u = 132.817 kN·m ∴ O.K

8.6 상부슬래브 내측 우측단부

□ 기본사항

Mu	285.32 kN·m	Vu	121.93 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 38.521 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (560 − 38.521 / 2) / 1000000

= 316.041 kN·m > M_u = 285.317 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 560 / 1000

= 342.166 kN > V_u = 121.933 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 171.083 kN > V_u = 121.933 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.7 상부슬래브 외측2 좌측단부

□ 기본사항

Mu	275.617 kN·m	Vu	117.817 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 38.521 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (560 − 38.521 / 2) / 1000000

= 316.041 kN·m > M_u = 275.617 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 560 / 1000

= 342.166 kN > V_u = 117.817 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 171.083 kN > V_u = 117.817 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.8 상부슬래브 외측2 중앙부

□ 기본사항

Mu	132.817 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 38.521 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (560 − 38.521 / 2) / 1000000

= 316.041 kN·m > M_u = 132.817 kN·m ∴ O.K

8.9 상부슬래브 외측2 우측단부

□ 기본사항

Mu	173.45 kN·m	Vu	98.90 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 38.521 mm

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

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (560 − 38.521 / 2) / 1000000

= 316.041 kN·m > M_u = 173.450 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 560 / 1000

= 342.166 kN > V_u = 98.900 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 171.083 kN > V_u = 98.900 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.10 기둥

▶ 봉안교 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 봉안교

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 21 MPa, fy = 300 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 24830 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.85

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 600.00 mm
단 면 높 이 (H) : 6000.00 mm
철근 피복두께(d') : 100.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 4000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 1.20
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : D16 × 82ea = 16285.2 ㎟ (dc = 100.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 16285.2 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1664.500 KN

계수모멘트(X) : Mux = 811.100 KN·m
Mux.ns= 811.100 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 2.8
Y축 세장비 : λy = 27.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.005

X축 확대모멘트 : δMux = 811.100 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 811.100 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 595.28 mm
작 용 편 심 : e = 487.29 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3933.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 35807.100 + 2255.325 + -946.902 = 37115.523 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 47563.764 + 3458.831 + 2244.876 = 53267.472 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1435.18 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 24125.09 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 34623.86 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.452 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 7560.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000106 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

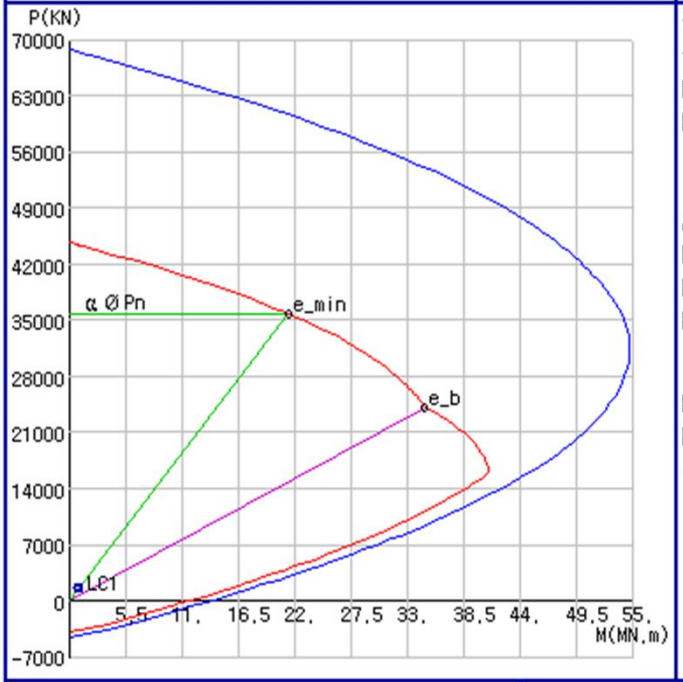
αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 55083.896 KN
Mn = αPn × e_min = 32790.212 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800

설계축하중강도 : α ØPn = 35804.531 KN ≥ Pu = 1664.500 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 21313.636 KN · m ≥ Mu = 811.100 KN · m ∴ O.K

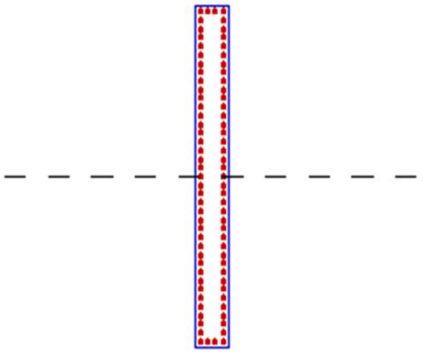
검토단면 : 봉안교



검 토 조 건

fck	=	21 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	24830 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	1.080 E+13 mm⁴
Iy	=	1.080 E+11 mm⁴
Ag	=	3.600 E+06 mm²
Lu	=	4000.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	0.452 %
Pu	=	1664.500 KN
Mu	=	811.100 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 595.278 mm

ØP_min = 35804.530 KN

ØM_min = 21313.640 KN · m

▷ 평형 편심 상태

eb = 1435.180 mm

ØPb = 24125.090 KN

ØMb = 34623.860 KN · m

▷ 작용편심에서의 설계강도

e < e_min ∴ 최소편심구간

ØPn = 35804.530 KN(=ØPmin)

ØMn = 21313.640 KN · m(=ØMmin)

▷ 사용철근량

A_rebar = 16285.200 mm²

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1716.300 KN

계수모멘트(X) : Mux = 787.200 KN·m
Mux.ns= 787.200 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 2.8
Y축 세장비 : λy = 27.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.005

X축 확대모멘트 : δMux = 787.200 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 787.200 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 595.28 mm
작 용 편 심 : e = 458.66 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3933.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 35807.100 + 2255.325 + -946.902 = 37115.523 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 47563.764 + 3458.831 + 2244.876 = 53267.472 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1435.18 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 24125.09 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 34623.86 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

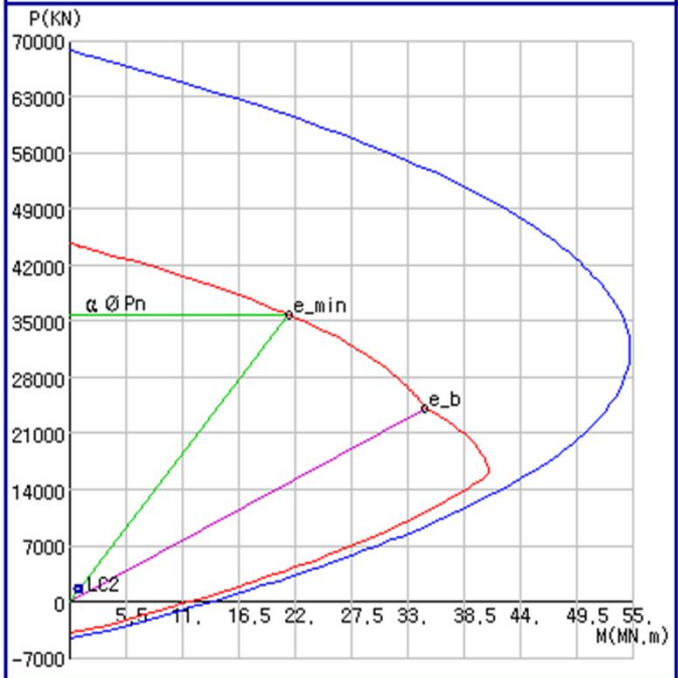
사용철근비 : Pused = 0.452 %

계수축력 Pu < 0.1 · fck · Ag = 7560.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000106 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α ×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 55083.896 KN
Mn = αPn × e_min = 32790.212 KN · m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 35804.531 KN ≥ Pu = 1716.300 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 21313.636 KN · m ≥ Mu = 787.200 KN · m ∴ O.K

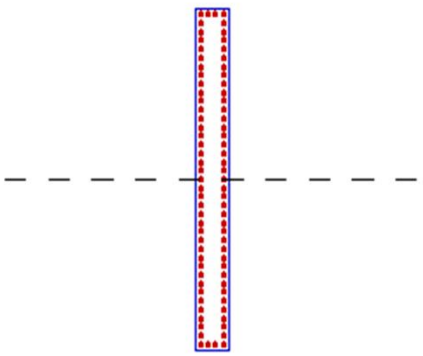
검토단면 : 봉안교



검 토 조 건

fck	=	21 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	24830 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	1.080 E+13 mm⁴
Iy	=	1.080 E+11 mm⁴
Ag	=	3.600 E+06 mm²
Lu	=	4000.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	0.452 %
Pu	=	1716.300 KN
Mu	=	787.200 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
e_min = 595.278 mm
ØP_min = 35804.530 KN
ØM_min = 21313.640 KN · m
▷ 평형 편심 상태
eb = 1435.180 mm
ØPb = 24125.090 KN
ØMb = 34623.860 KN · m
▷ 작용편심에서의 설계강도
e < e_min ∴ 최소편심구간
ØPn = 35804.530 KN(=ØPmin)
ØMn = 21313.640 KN · m(=ØMmin)
▷ 사용철근량
A_rebar = 16285.200 mm²

8.11 기둥 - 전단검토

□ 전단검토

Vu	381.900 kN	기둥폭	6000.00 mm	Φ_v	0.800
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa	형식	사각

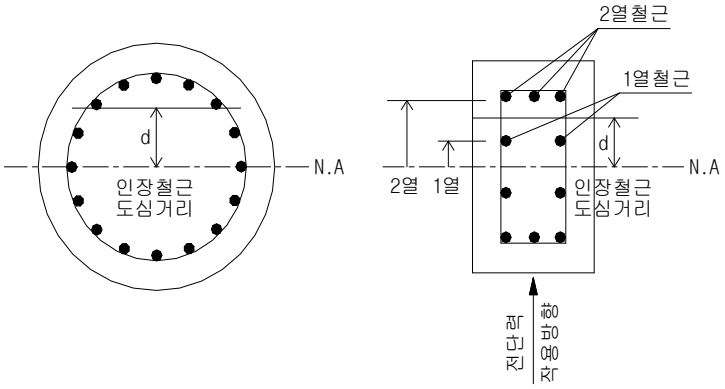
[원형단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	피복	개수	철근단면적	비 고
1단	0	0	0	-	-
2단	-	-	-	-	-
계				-	-

[사각단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	도심거리	개수	철근단면적	비 고
1열	16	0.1	82	16,285	-
2열				-	-
3열				-	-
4열				-	-
5열				-	-
계				16,285	-

< d 값 산출 개념도 >



d = 400 mm (인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리)

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= \{ 0.8 \times (1 / 6) \times \sqrt{21} \times 6,000 \times 400 \} / 1000$

$= 1466.424$ kN > V_u = 381.900 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 733.212 kN > V_u = 381.900 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.12 벽체 상단 내측

□ 기본사항

Mu	176.867 kN·m	Vu	109.883 kN	Φ_m	0.850
H	700 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	660 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 38.521 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (660 − 38.521 / 2) / 1000000

= 374.487 kN·m > M_u = 176.867 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 560 / 1000

= 342.166 kN > V_u = 109.883 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 171.083 kN > V_u = 109.883 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.13 벽체 상단 외측

□ 기본사항

Mu	14.933 kN·m	Vu	109.883 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 26.703 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (560 − 26.703 / 2) / 1000000

= 221.471 kN·m > M_u = 14.933 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 560 / 1000

= 342.166 kN > V_u = 109.883 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 171.083 kN > V_u = 109.883 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.14 벽체 중앙 내측

□ 기본사항

Mu	83.700 kN·m	Vu	88.233 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 38.521 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (560 − 38.521 / 2) / 1000000

= 316.041 kN·m > M_u = 83.700 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 560 / 1000

= 342.166 kN > V_u = 88.233 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 171.083 kN > V_u = 88.233 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.15 벽체 중앙 외측

□ 기본사항

Mu	12.633 kN·m	Vu	88.233 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 26.703 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (560 − 26.703 / 2) / 1000000

= 221.471 kN·m > M_u = 12.633 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 560 / 1000

= 342.166 kN > V_u = 88.233 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 171.083 kN > V_u = 88.233 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.16 벽체 하단 내측

□ 기본사항

Mu	120.267 kN·m	Vu	85.567 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 21 × 1,000) = 38.521 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (560 − 38.521 / 2) / 1000000

= 316.041 kN·m > M_u = 120.267 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(21) X 1,000 × 560 / 1000

= 342.166 kN > V_u = 85.567 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 171.083 kN > V_u = 85.567 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.17 벽체 하단 외측

□ 기본사항

Mu	147.017 kN·m	Vu	85.567 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	21 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	인장부

TOTAL 1588.8 ㎟

$a = 1,588.8 \times 300 / (0.850 \times 21 \times 1,000) = 26.703$ mm

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

$= 0.850 \times 1,588.8 \times 300 \times (560 - 26.703 / 2) / 1000000$

$= 221.471$ kN·m > $M_u = 147.017$ kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

$d = 560$ mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= 0.800 \times (1 / 6) \times \sqrt{(21)} \times 1,000 \times 560 / 1000$

$= 342.166$ kN > $V_u = 85.567$ kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c = 171.083$ kN > $V_u = 85.567$ kN ∴ **전단철근 필요 없음**

9. 안전검토결과 요약

구 분			휨검토(kN・m)			전단검토(kN)			비 고
			ΦM_n	Mu	판정	ΦVn	Vu	판정	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	316.04	178.40	O.K	342.17	98.90	O.K	
		중앙부	316.04	115.28	O.K	-	-	-	
		우측단부	316.04	275.62	O.K	342.17	117.82	O.K	
	내측	좌측단부	316.04	285.32	O.K	342.17	121.93	O.K	
		중앙부	316.04	132.82	O.K	-	-	-	
		우측단부	316.04	285.32	O.K	342.17	121.93	O.K	
	외측2	좌측단부	316.04	275.62	O.K	342.17	117.82	O.K	
		중앙부	316.04	132.82	O.K	-	-	-	
		우측단부	316.04	173.45	O.K	342.17	98.90	O.K	
벽 체	상단	전면	374.49	176.87	O.K	342.17	109.88	O.K	
		배면	221.47	14.93	O.K	342.17	109.88	O.K	
	중앙	전면	316.04	83.70	O.K	342.17	88.23	O.K	
		배면	221.47	12.63	O.K	342.17	88.23	O.K	
	하단	전면	316.04	120.27	O.K	342.17	85.57	O.K	
		배면	221.47	147.02	O.K	342.17	85.57	O.K	

구 분		P-M 상관 검토			전단검토(kN)			비 고
		Mu (kN・m)	P (kN)	판정	ΦVn	Vu	판정	
기 둥	Mmax	811.10	1664.50	O.K	1466.42	381.90	O.K	기둥 P-M 상관도 참고
	Pmax	787.20	1716.30	O.K				"

옥산2교

기 존 교 량 내 진 성 능 평 가

2019. 05

1. 개 요

1.1 교량현황

1.1.1 교량제원

1) 교 량 명 : 옥산2교

2) 교 량 등 급 : 1 종 (DB-)

3) 관 리 주 체 : 경기도 용인시

4) 소 재 지 : 경기도 용인시 처인구 백암면 옥산리 1095-2

5) 준 공 년 도 : 1990 년

6) 상부구조형식 : RCS (RC 슬래브교)

7) 교 량 연 장 : 33.000 m (=10+13+10)

8) 교 량 폭 원 : 10.000 m

9) 받 침 형 식 : 포트받침

10) 교 각 형 식 : 벽식 교각 (기둥 1 EA, 단면적 = 16.767 ㎡)

- 축방향철근 배근상태 : D22 (132 EA (1 단))
- 축방향철근 겹침이음 : 무
- 피 복 두 께 : 40 mm
- 횡방향철근 배근상태 : D13 @ 200 mm

11) 교 대 형 식

- A1 교대 : 중력식 교대
- A2 교대 : 중력식 교대

12) 기 초 형 식

- 교 대 : 확대기초 (A1, A2)
- 교 각 : 확대기초 (P1 ~ P2)

1.1.2 사용재료

1) 콘크리트 바닥판

콘크리트 : fck = 24.0 MPa , Ec = 25,811 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000 MPa

2) 거 더 (강 거 더)

주부재 강종 : SM490

부부재 강종 : SM400

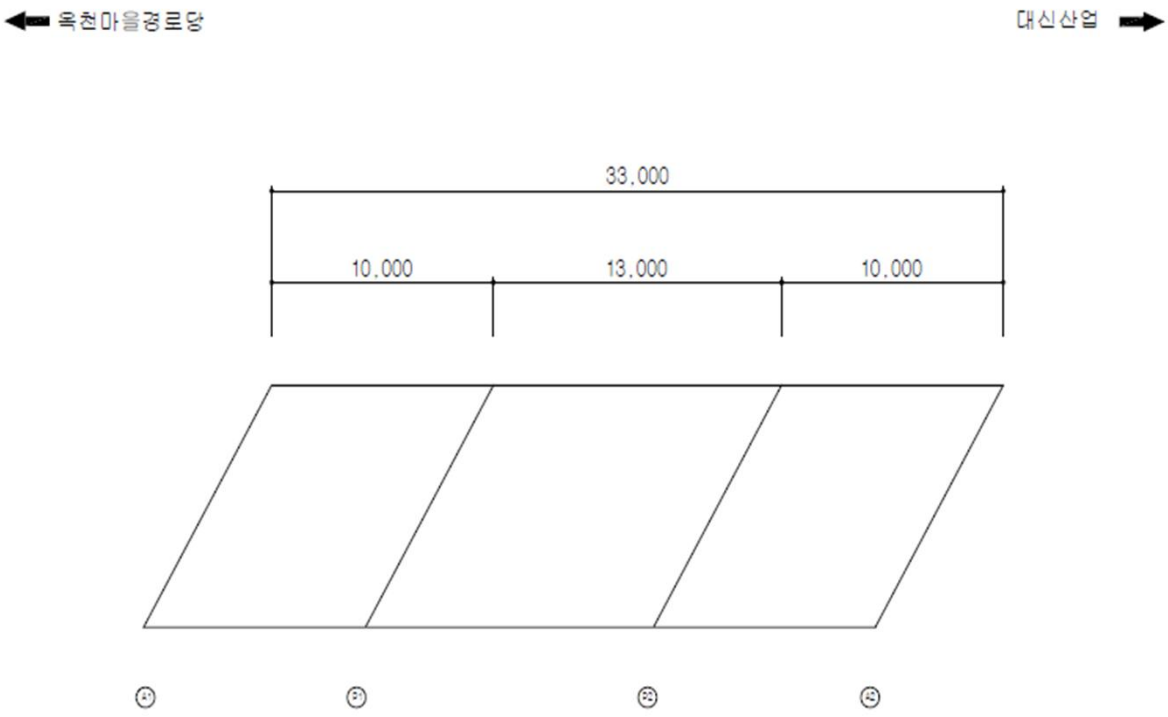
탄성계수 Es : 205,000 MPa

3) 하부구조

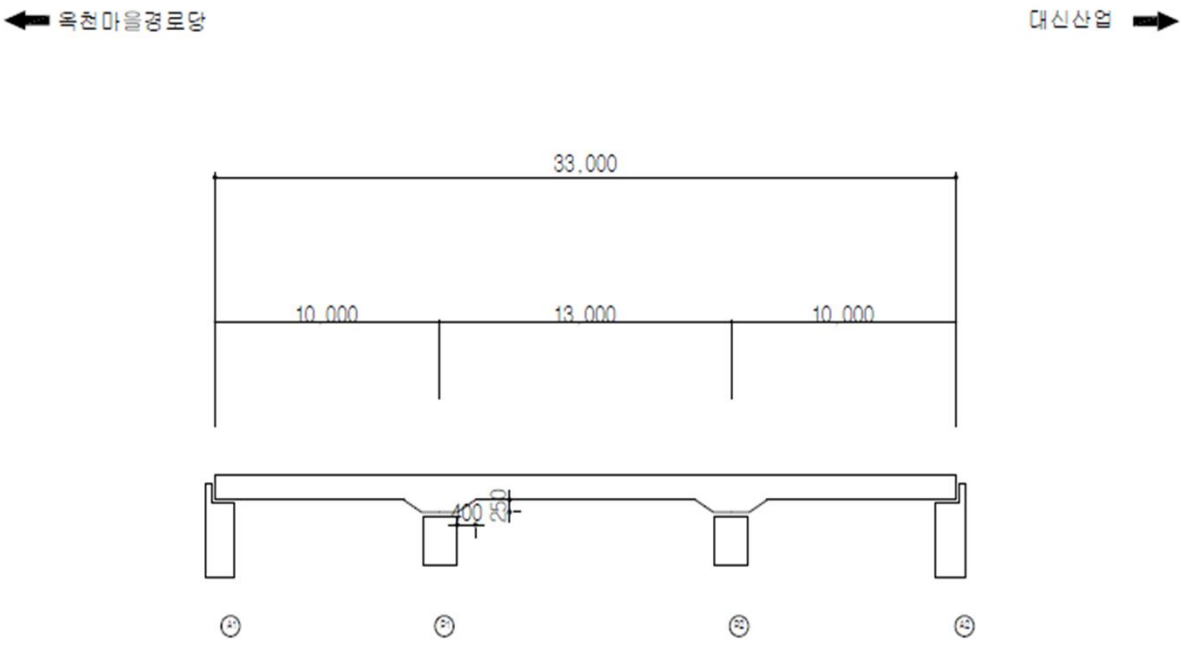
콘크리트 : fck = 21.0 MPa , Ec = 24,854.2 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000.0 MPa

1.1.3 대상교량 종 · 평면도

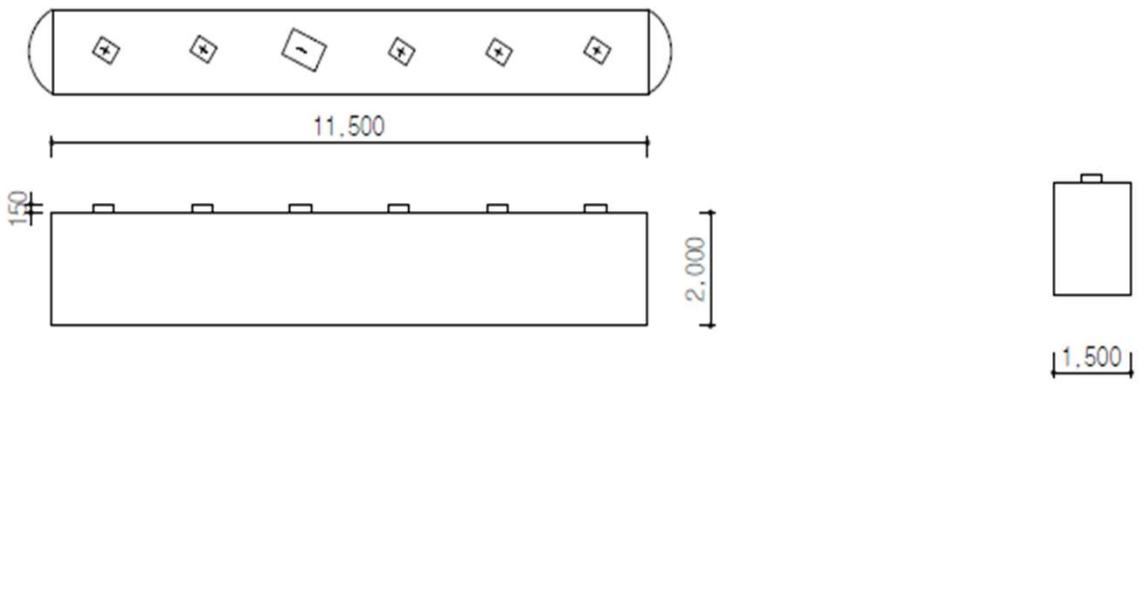


옥산2교 평면도



옥산2교 종단면도

1.1.5 교각 2(고정단) 일반도



옥산2교 교각 2 일반도

1.3 내진설계상수

1) 내 진 등 급 : 내진 Ⅰ 등급 교량

2) 지진구역계수 : 0.110 - 지진구역Ⅰ, 경기도 용인시

3) 위험도 계수 (I) : 1.400

4) 가속도 계수 (A) : 0.154

5) 지 반 계 수 (S) : 1.200 (지반종류 : Ⅱ)

6) 고유치해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

8) 받 침 형 식 : 교 대 부 - 포트받침 (1000 kN)

교 각 부 - 포트받침 (1000 kN)

1.4 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	-
	콘크리트 모델	MANDER 모델	-
	철근 모델	PARK 모델	-
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS	-
탄성지진력 산정	모델	3차원 프레임해석 모델	-
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성 스프링 모델	-
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	-
	질량산정	상부 고정하중은 분포질량으로, 하부 고정하중은 단위질량으로 입력	-
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS	-

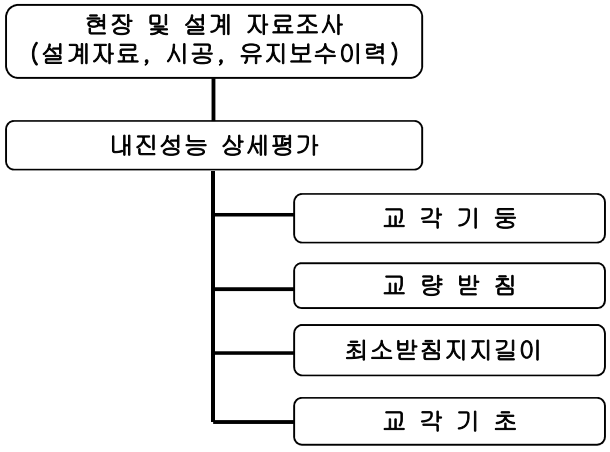
1.5 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능 상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능 상세 평가기준은 상부 구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 '기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



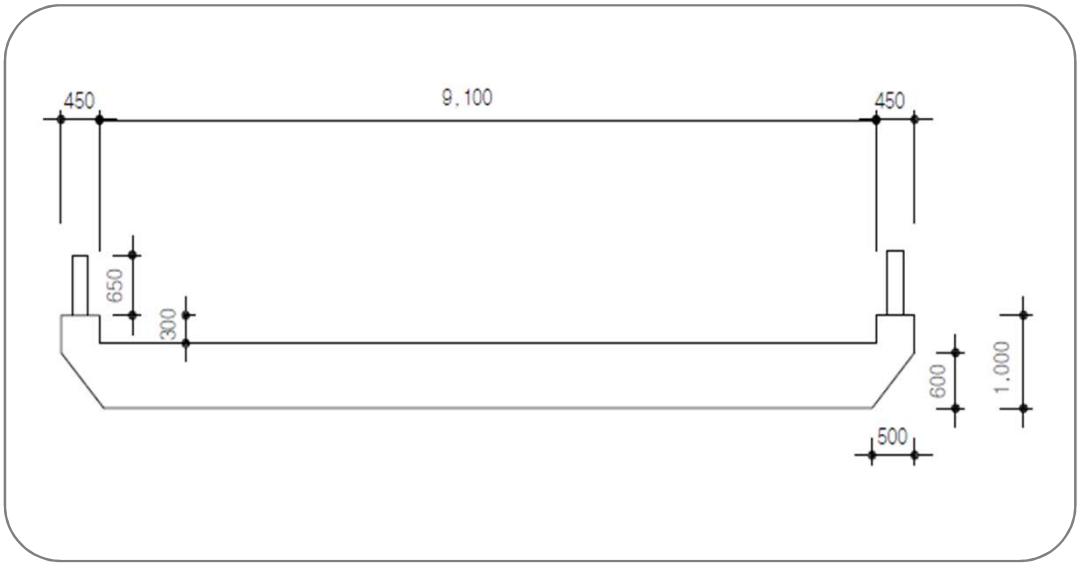
2. A1 ~ A2 구간 탄성지진력

2.1 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

- 해석대상 교량은 RCS (RC 슬래브교)교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침은 실제 거동특성과 일치되도록 NL Link를 사용하여 모델링하였다.
- 교각기둥의 강성은 축하중 산정시 전체강성을 적용 후 지진해석시 항복 유효강성을 적용하였다.

2.1.1 상부구조 특성

가. 상부구조 단면특성



구 분	A (m^2)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	비 고
슬래브	6.9700	1.093210	3.379600	5.748160	

나. 2차 고정하중

1) 포 장 : 0.7280 m^2 x 23.0 kN/m^3 = 16.7440 kN/m

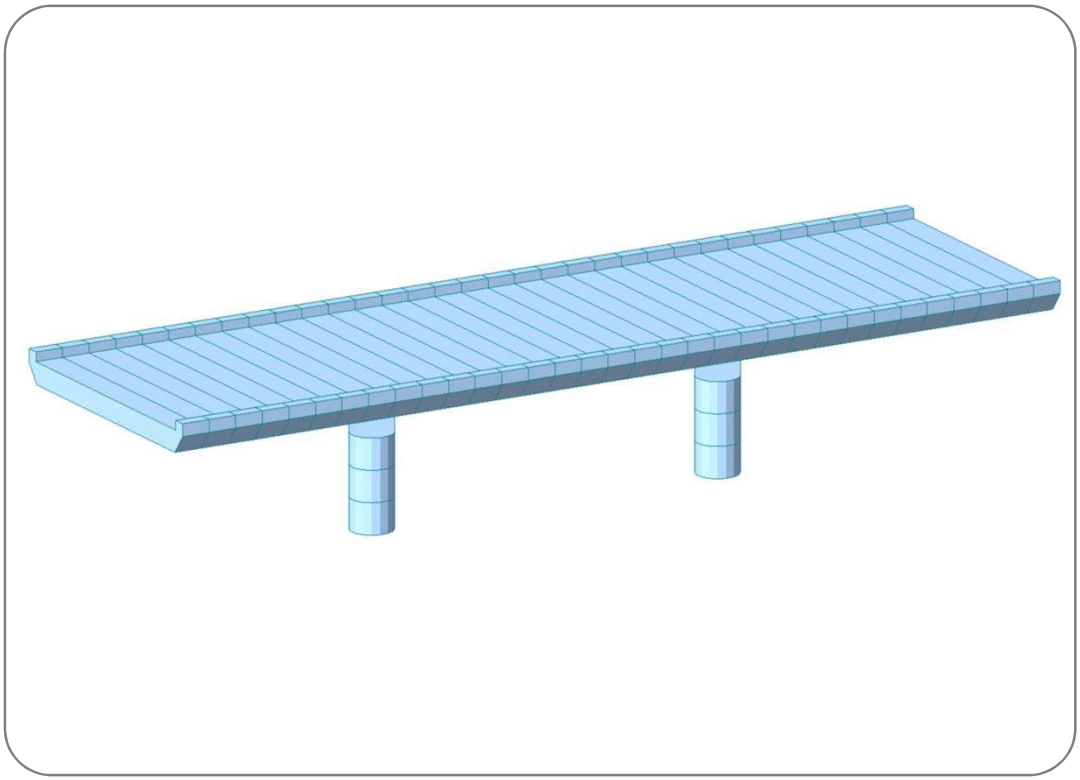
2) 현 치 부 : 4.3225 m^2 x 25.0 kN/m^3 = 108.0625 kN/ea

3) 난 간 : 1.0 kN/m x 2.0 ea = 2.0000 kN/m

2.1.2 교각 단면 특성

구 분	A (m^2)	H (m)	콘크리트 fck	철근 fy	주철근 직경	비 고
교각 P2	16.767	3.000	21 MPa	300 MPa	D 22	하단기준

2.1.3 구조해석 모델



2.1.4 자중해석에 의한 축력 산정

1) 교량 받침부 반력(교각 상부 축력)

(단위 : kN)

받침번호	A1	P1	P2	A2			합 계
1	0.8	37.3	34.1	20.6			
2	15.1	42.5	32.5	36.1			
3	359.7	1,311.8	1,369.7	382.8			
4	383.1	1,369.5	1,311.4	360.1			
5	36.0	32.7	42.7	15.3			
6	20.6	34.1	37.4	0.9			
소 계	815	2,828	2,828	816	0	0	7,287

2) 교량 하부 축하중

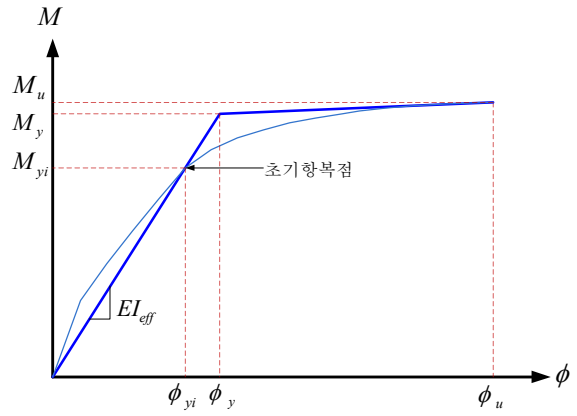
(단위 : kN)

구 분	P1	P2				비 고
교각하부	3,768.0	3,767.8				P2 선정

2.2 교각 P2(고정단) 모멘트-곡률 해석

2.2.1 개요

- 교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성을 산정하기 위하여 단면해석프로그램인 "MIDAS civil"을 통해 앞에서 구한 축력의 효과를 고려하여 아래 그림과 같은 모멘트-곡률 관계곡선을 산정한다.



< 모멘트 - 곡률 관계 곡선 >

여기서 ..

M_{yi} : 초기항복시의 초기항복휨강도

M_y : 항복시의 항복휨강도

M_u : 극한시의 휨강도

$Ø_{yi}$: 초기항복시 곡률

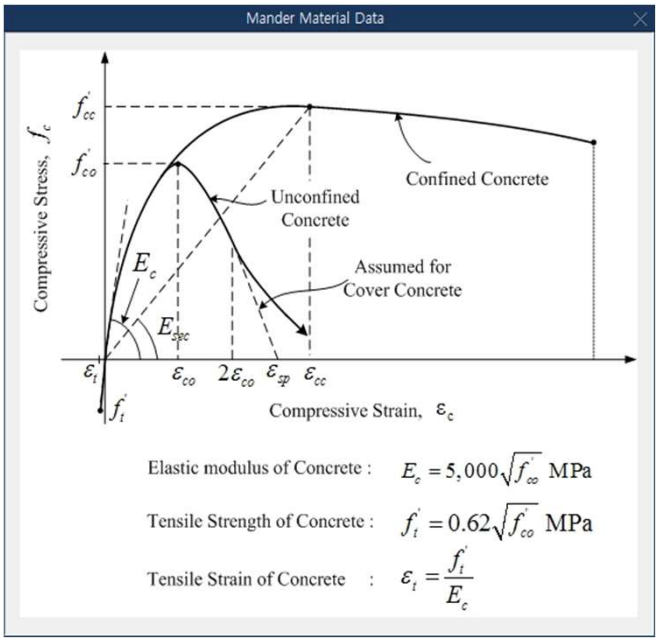
$Ø_y$: 항복시 곡률

$Ø_u$: 극한시 곡률

- 대상부재의 모멘트-곡률 관계곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선을 산정하고 초기항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형율이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다.
  단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

2.2.2 콘크리트 모델 : Mander Concrete Model

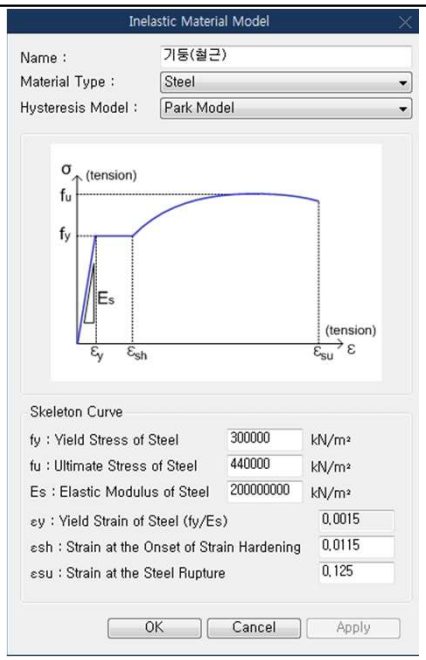
설계강도 f_{ck} (MPa)	최대압축강도 $f'_{co} = f'_{cc}$ (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_{cy} = 0.7\varepsilon_{cc}$		최대변형률 $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}$		극한변형률 ε_{cu}		탄성계수 E_c (MPa)
		교축	교직	교축	교직	교축	교직	
21	21	0.0005	0.0014	0.0007	0.0020	0.0007	0.0020	24,854



Concrete Model

2.2.3 철근모델 : Parabolic Strain Hardening Steel Model

항복강도 f_y (MPa)	극한강도 f_{su} (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_y = f_y / E_s$	경화시변형률 ε_{sh}	극한변형률 ε_{su}	탄성계수 E_s (MPa)	비 고
300	440	0.0015	0.0115	0.1250	200,000	

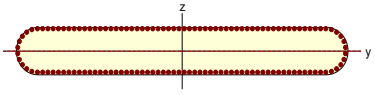


Steel Model

2.2.4 모멘트-곡률 해석 결과

1) 교축방향 해석

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^{L} = 12,418.4	Φ_{yi}^{L} = 0.001271	
항 복 시	M_{y}^{L} = 16,386.8	Φ_{y}^{L} = 0.001677	
극 한 시	M_{u}^{L} = 18,543.6	Φ_{u}^{L} = 0.034914	



Axial Force (kN) : 3767.8

Neutral Axis Angle : 0

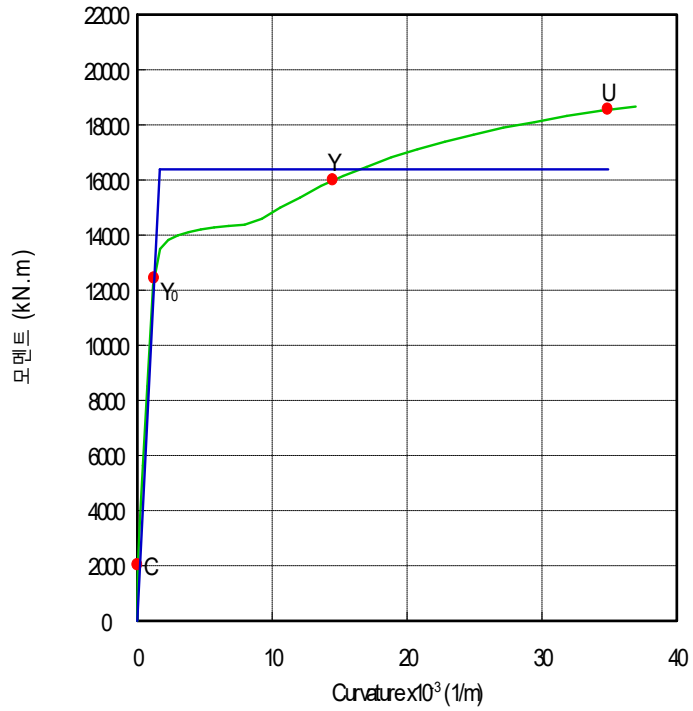
Concrete Height (m) : 1.5

Concrete Width (m) : 11.5

Concrete Area (m^2) : 16.7671

Rebar Area (m^2) : 0.0562032

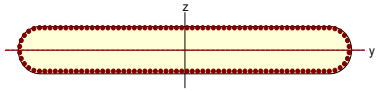
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축방향 해석) >

2) 교축직각방향 해석

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^T = 75,088.9	Φ_{yi}^T = 0.000161	
항 복 시	M_y^T = 113,115.0	Φ_y^T = 0.000305	
극 한 시	M_u^T = 125,154.0	Φ_u^T = 0.003046	



Axial Force (kN) : 3767.8

Neutral Axis Angle : 0

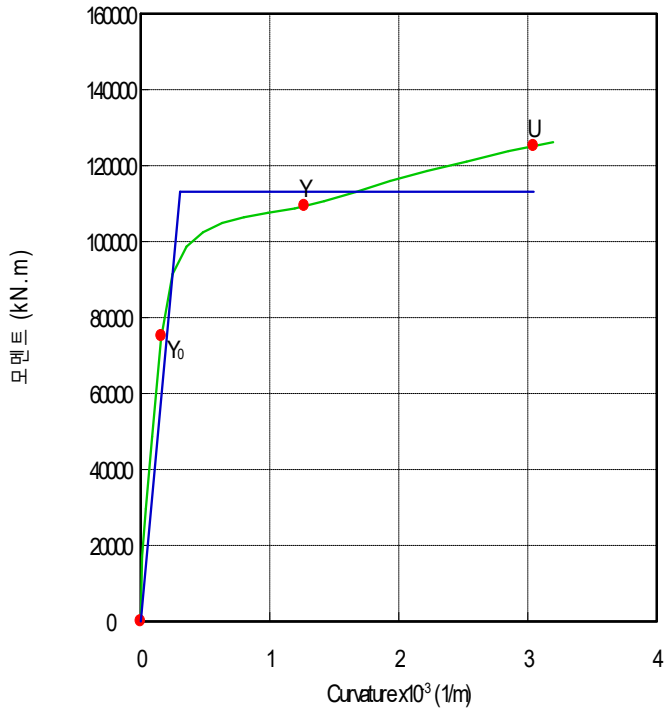
Concrete Height (m) : 1.5

Concrete Width (m) : 11.5

Concrete Area (m^2) : 16.7671

Rebar Area (m^2) : 0.0562032

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축직각방향 해석) >

2.2.5 교각 기둥의 유효단면2차모멘트 산정

○ 모멘트-곡률 관계곡선의 기울기로 구한 항복유효강성값을 콘크리트 탄성계수로 나누어 구함

○ 기둥의 유효강성적용은 탄성지지력 산정시 "붕괴방지수준"에 적용

1) 교축방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{L} = \frac{M_y^{L}}{\Phi_y^{L}} = \frac{16,386.8}{0.001677 \times 1000} = 9,768.8 \ m^4$$

2) 교축직각방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{T} = \frac{M_y^{T}}{\Phi_y^{T}} = \frac{113,115.0}{0.000305 \times 1000} = 370,670.8 \ m^4$$

3) 유효단면2차모멘트

-. 교 축 방 향 : $I_{eff}^{L} = E_c I_{eff}^{L} / E_c =$ 0.393046 m^4 (0.12840 I_g)

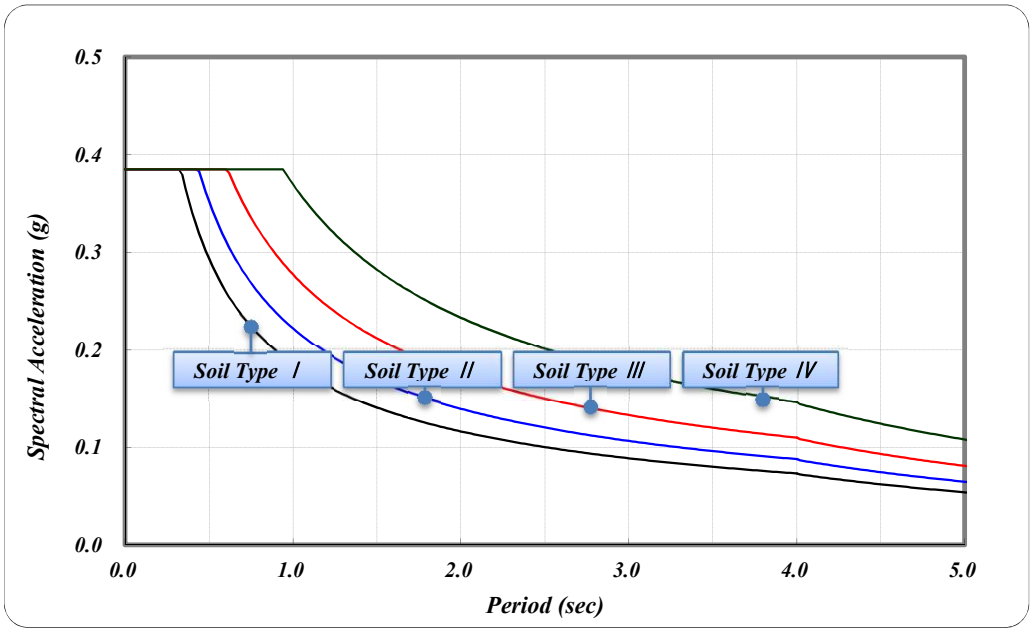
-. 교축직각방향 : $I_{eff}^{T} = E_c I_{eff}^{T} / E_c =$ 14.913837 m^4 (0.08520 I_g)

2.3 지진해석에 의한 탄성지지력 산정

○ 교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

2.3.1 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- 가속도 계수 A = 0.154 g
- 지 반 계 수 S = 1.200 (지반종류 Ⅱ)

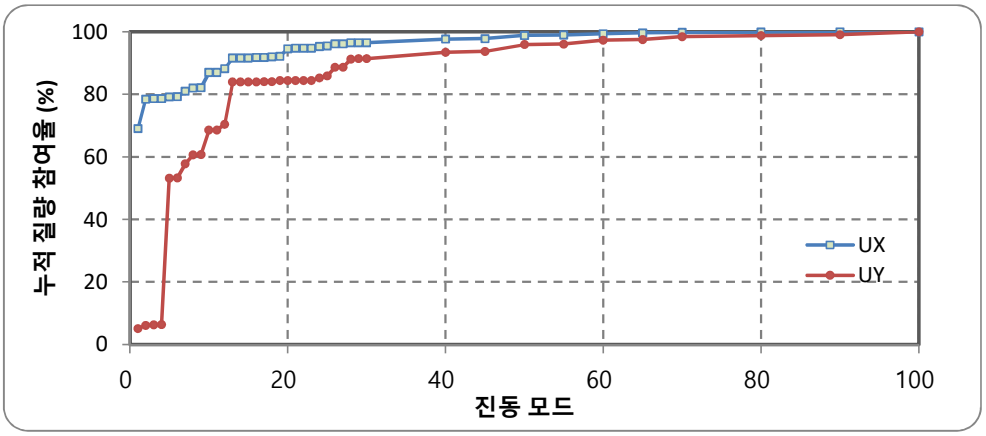


2.3.2 지진해석 결과

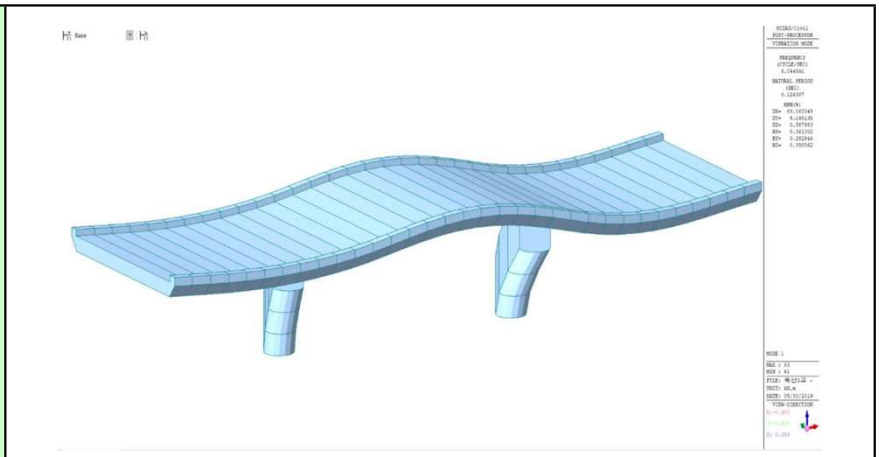
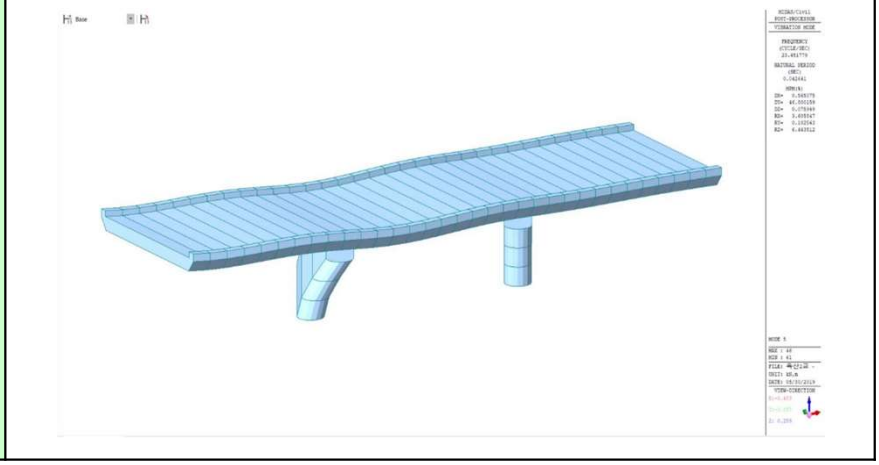
1) 고유치 해석결과 (Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비 고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	0.124	69.060	5.150	0.390	69.060	5.150	0.390	교축모드
2	0.115	9.430	0.970	2.130	78.490	6.110	2.520	
3	0.077	0.140	0.250	0.000	78.640	6.360	2.520	
4	0.069	0.010	0.030	51.050	78.650	6.390	53.570	
5	0.043	0.570	46.800	0.080	79.220	53.190	53.640	교직모드
6	0.037	0.090	0.100	0.000	79.310	53.290	53.640	
7	0.025	1.690	4.550	0.100	81.000	57.840	53.740	
8	0.025	1.070	2.790	0.000	82.070	60.630	53.740	
9	0.024	0.050	0.140	0.000	82.120	60.780	53.740	
10	0.021	4.860	7.830	0.030	86.980	68.600	53.780	
11	0.018	0.030	0.020	4.630	87.010	68.630	58.410	
12	0.017	1.210	1.760	0.000	88.230	70.390	58.410	
13	0.015	3.380	13.550	0.000	91.600	83.940	58.420	
14	0.013	0.040	0.000	0.000	91.640	83.940	58.420	
15	0.012	0.000	0.000	6.720	91.640	83.940	65.140	
16	0.012	0.140	0.000	0.030	91.780	83.940	65.170	
17	0.011	0.010	0.090	0.000	91.790	84.030	65.170	
18	0.011	0.190	0.010	0.440	91.980	84.040	65.610	
19	0.009	0.230	0.380	0.170	92.200	84.420	65.780	
20	0.009	2.380	0.000	0.130	94.580	84.420	65.910	
21	0.008	0.150	0.030	2.700	94.730	84.460	68.620	
22	0.008	0.000	0.000	2.140	94.730	84.460	70.750	
23	0.008	0.010	0.000	0.010	94.750	84.460	70.760	
24	0.008	0.580	0.800	0.010	95.320	85.260	70.770	
25	0.007	0.190	0.610	0.010	95.510	85.870	70.780	
26	0.007	0.600	2.830	0.010	96.110	88.700	70.790	
27	0.006	0.040	0.000	0.000	96.150	88.700	70.790	
28	0.006	0.330	2.540	0.000	96.480	91.240	70.790	
29	0.006	0.010	0.180	0.000	96.490	91.420	70.790	
30	0.006	0.000	0.000	3.750	96.490	91.420	74.540	
40	0.004	0.330	0.010	2.850	97.670	93.450	90.000	
45	0.004	0.000	0.000	0.160	97.820	93.710	91.900	
50	0.003	0.560	0.770	0.000	98.810	95.910	94.090	
55	0.003	0.040	0.000	0.000	99.000	96.060	94.850	
60	0.003	0.240	0.440	0.000	99.370	97.330	94.880	
65	0.003	0.000	0.010	0.000	99.670	97.510	94.900	
70	0.002	0.020	0.000	0.000	99.800	98.410	94.910	
80	0.002	0.010	0.000	0.000	99.900	98.770	94.910	
90	0.002	0.000	0.000	0.000	100.000	99.100	97.300	
100	0.001	0.000	0.000	0.000	100.000	99.990	97.870	

* 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90% 이상이 되도록 모드수를 결정하였다.



2) 주요 모드 형상 (Mode Shape)

교축방향 (T = 0.1243 sec)	
교축직각방향 (T = 0.0426 sec)	

3) 복합모드 해석결과 (D+E)

• 교축방향(X방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	1.499	-	-	0.053	123.130	-	교각상단 받침
P1	1.490	531.053	1,526.355	0.327	827.367	2,939.138	교각하단 기둥
P2	1.151	1,485.166	4,327.833	0.545	2,313.526	7,620.496	교각하단 기둥
A2	1.072	-	-	0.103	971.500	-	교각상단 받침

• 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	0.417	-	-	0.035	463.450	-	교각상단 받침
P1	0.411	489.052	1,180.983	0.198	406.265	1,310.225	교각하단 기둥
P2	0.324	417.368	1,207.746	0.155	1,197.347	3,907.418	교각하단 기둥
A2	0.299	-	-	0.031	321.650	-	교각상단 받침

4) 교각 P2 (고정단) 복합모드 해석결과

부 재 력	교축방향 작용력		교축직각방향 작용력	
	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
기둥상단축력(kN)	2,945.622		2,945.622	
기둥하단축력(kN)	3,767.769		3,767.769	
상 단 변 위 (mm)	1.151	0.545	0.324	0.155
상단 전단력 (kN)	1,384.560	2,301.117	386.443	1,156.451
하단 전단력 (kN)	1,485.166	2,313.526	417.368	1,197.347
상단모멘트(kN · m)	1,384.610	3,004.854	386.456	1,530.240
하단모멘트(kN · m)	4,327.833	7,620.496	1,207.746	3,907.418

여기서, $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

5) 교각 P2 (고정단) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부 재 력	하중 경우 1 (Comb 1)		하중 경우 2 (Comb 2)	
	$[F_E^L]_{com\ 1}$	$[F_E^T]_{com\ 1}$	$[F_E^L]_{com\ 2}$	$[F_E^T]_{com\ 2}$
기둥상단축력(kN)	2,945.622		2,945.622	
기둥하단축력(kN)	3,767.769		3,767.769	
상 단 변 위 (mm)	1.248	0.592	0.669	0.319
상단 전단력 (kN)	1,500.493	2,648.052	801.811	1,846.786
하단 전단력 (kN)	1,610.376	2,672.730	862.918	1,891.405
상단모멘트(kN · m)	1,500.547	3,463.926	801.839	2,431.696
하단모멘트(kN · m)	4,690.157	8,792.721	2,506.096	6,193.567

여기서, $[F_E]_{com\ 1} = 1.0\times[F_E]_L + 0.3\times[F_E]_T$, $[F_E]_{com\ 2} = 0.3\times[F_E]_L + 1.0\times[F_E]_T$

6) 교각 P2 (고정단) 조합지진력

부 재 력	교축방향지진력	교축직각방향지진력	기 호
	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	
기둥상단축력(kN)	2,945.622	2,945.622	P
기둥하단축력(kN)	3,767.769	3,767.769	P_{bot}
상 단 변 위 (mm)	1.248	0.592	$[\Delta_E]_{comb}$
상단 전단력 (kN)	1,500.493	2,648.052	$[V_E]_{comb,Top}$
하단 전단력 (kN)	1,610.376	2,672.730	$[V_E]_{comb,Bot}$
상단모멘트(kN · m)	1,500.547	3,463.926	$[M_E]_{comb,Top}$
하단모멘트(kN · m)	4,690.157	8,792.721	$[M_E]_{comb,Bot}$

여기서, $[F_E^L]_{comb} = MAX\{[F_E^L]_{com\ 1}, [F_E^L]_{com\ 2}\}$, $[F_E^T]_{comb} = MAX\{[F_E^T]_{com\ 1}, [F_E^T]_{com\ 2}\}$

3. 구성요소의 내진성능 평가

3.1 교각의 내진성능 평가

3.1.1 교각 P2 (고정단) 형식 특성값

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
교각 기둥의 거동형태	켄틸레버식	켄틸레버식	
콘크리트 극한변형률 ε_{co}	0.0007	0.0020	
교 각 높 이 H (m)	3.000	3.000	교직-실제높이
교각유효높이 He (m)	3.000	3.776	교직-상부구조도심
진 동 주 기 (sec)	0.1243	0.0426	해석결과

3.1.2 교각 P2 (고정단)의 휨성능 곡선

3.1.2.1 휨단면강도 산정

○ 단면강도는 외부에서 작용하는 수평하중에 대하여 부재가 지지할 수 있는 최대능력(강도)을 의미한다

○ 하중작용점의 높이 : 교 축 방 향 - 교각의 상단(즉, 교각의 높이)

교축직각방향 - 상부구조 질량중심까지의 높이

1) 교축방향

- $F^L_y = M^L_y / H_e{}^L$ = 16,386.80 / 3.000 = 5,462.267 kN
- $F^L_f = M^L_n / H_e{}^L$ = 18,543.60 / 3.000 = 6,181.200 kN

2) 교축직각방향

- $F^T_y = M^T_y / H_e{}^T$ = 113,115.00 / 3.776 = 29,956.303 kN
- $F^T_f = M^T_n / H_e{}^T$ = 125,154.00 / 3.776 = 33,144.597 kN

여기서, F^L_y, F^T_y : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

F^L_f, F^T_f : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

M^L_y, M^T_y : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN-m)

M^L_n, M^T_n : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN-m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

- 교축방향 - 교각의 상단높이 적용(즉 교각높이로 적용)
- 교축직각방향 - 질량중심을 고려한 값 적용.

3.1.2.2 교각의 휨성능 곡선

○ 교각의 항복 및 극한시 변위는 비선형해석 또는 단면해석을 통하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 단, Caltrans에서는 하중단계에 따른 곡률분포를 등가소성힌지길이의 중심으로 한 2개의 직선으로 이상화하여 간략하게 평가할 수 있도록 하였다.

○ 소성변형과 관련 변수들의 기하학적인 특성을 이용하면 다음과 같은 관계를 구할 수 있다.

1) 교축방향

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^L = \dfrac{\varnothing_y^L \, H_e^2}{3} = \dfrac{0.001677 \times 3.000^2}{3} = 0.005032$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^L = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 3.000 + 0.022 \times 300 \times 0.0222 = 0.387$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0222 = 0.293$ m
- $\theta_p^L = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^L = (0.034914 - 0.001677) \times 0.387 = 0.012846$
- $\Delta_p^L = (M_u^L / M_y^L - 1) \cdot \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2)$

  $= \left(\dfrac{18,544}{16,387} - 1 \right) \times 0.005032 + 0.012846 \times \left(3.000 - \dfrac{0.387}{2} \right)$

  $= 0.03672$ m

여기서, L_p : 등가소성힌지길이(m) θ_p : 소성회전각

f_y : 축방향철근 항복강도(MPa) d_{bl} : 교각 기둥의 축방향철근 직경(mm)

③ 극한변위(Δ_u)

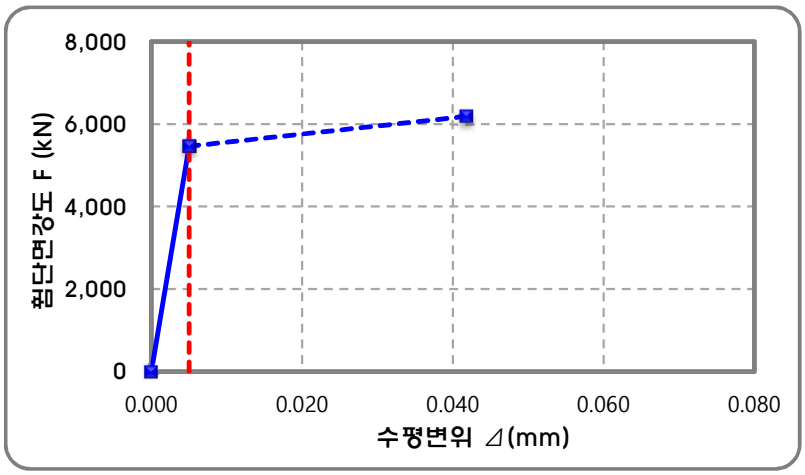
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.005032 + 0.036719 = 0.041751$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c}^L = \dfrac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \dfrac{0.041751}{0.005032} = 8.297 > 1.000$ 제한

  $= 1.000$

⑤ 휨성능 곡선



2) 교축직각방향

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^T = \dfrac{\varnothing_y^T H_e^2}{3} = \dfrac{0.000305 \times 3.776^2}{3} = 0.001450$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 3.776 + 0.022 \times 300 \times 0.0222 = 0.449$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0222 = 0.293$ m
- $\theta_p^T = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^T = (0.003046 - 0.000305) \times 0.449 = 0.001230$
- $\Delta_p^T = (M_u^T / M_y^T - 1) \cdot \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2)$

  $= \left(\dfrac{125,154}{113,115} - 1 \right) \times 0.001450 + 0.001230 \times \left(3.776 - \dfrac{0.449}{2} \right)$

  $= 0.00452$ m

③ 극한변위(Δ_u)

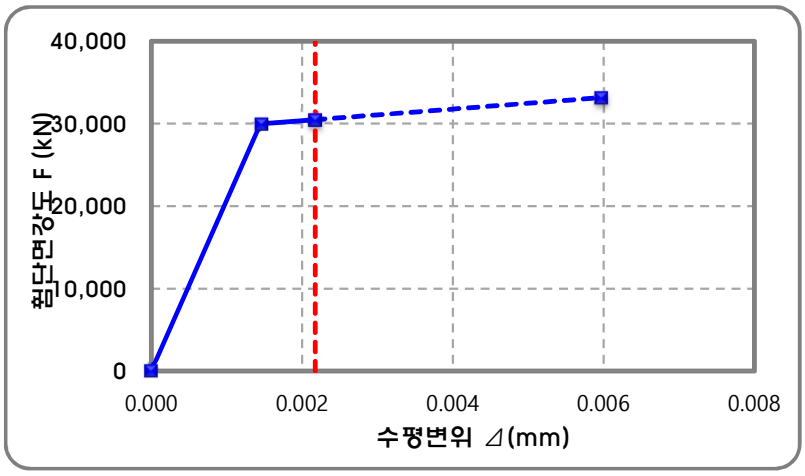
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.001450 + 0.004522 = 0.005972$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c}^T = \dfrac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \dfrac{0.005972}{0.001450} = 4.118 > 1.500$ 제한

  $= 1.500$

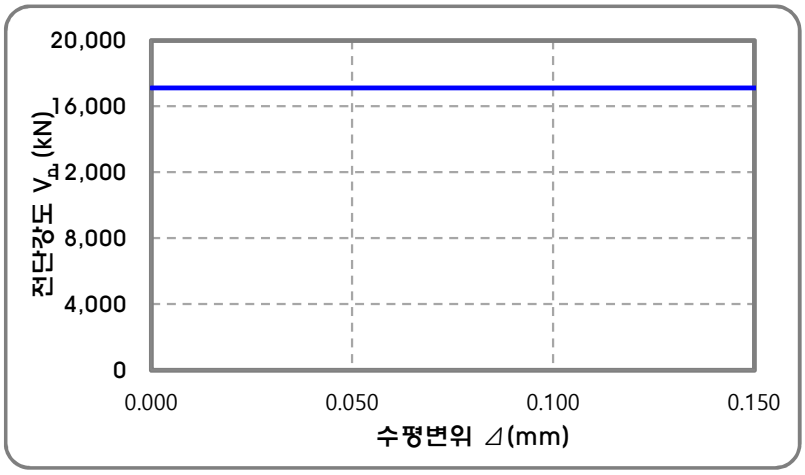
⑤ 휨성능 곡선



3.1.3 교각 P2 (고정단)의 전단성능 곡선

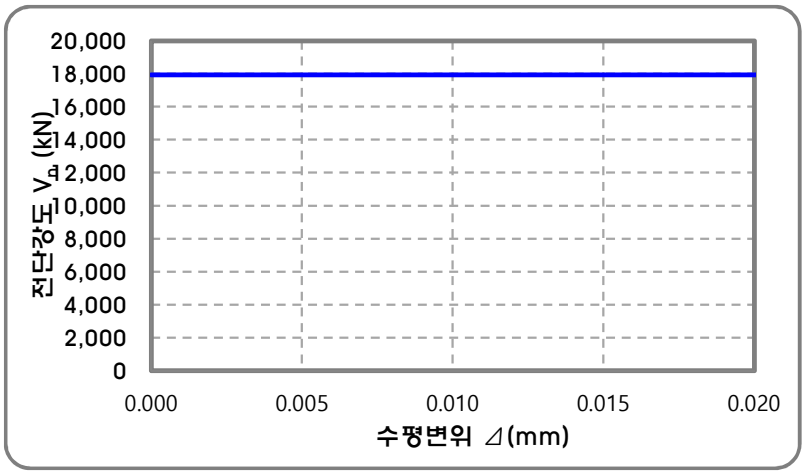
1) 교축방향

- $V_{n1} = 0.66 \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 0.660 \times \sqrt{(} 21) \times 11500 \times 1420 = 49,390.1$ kN
- $V_{n2} = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) \cdot b \cdot d$
  $= (0.165 \times \sqrt{(} 21) + 0.001 \times 300) \times 11500 \times 1420 = 17,100.8$ kN
- $V_n = MIN (V_{n1} , V_{n2}) = 17,100.8$ kN



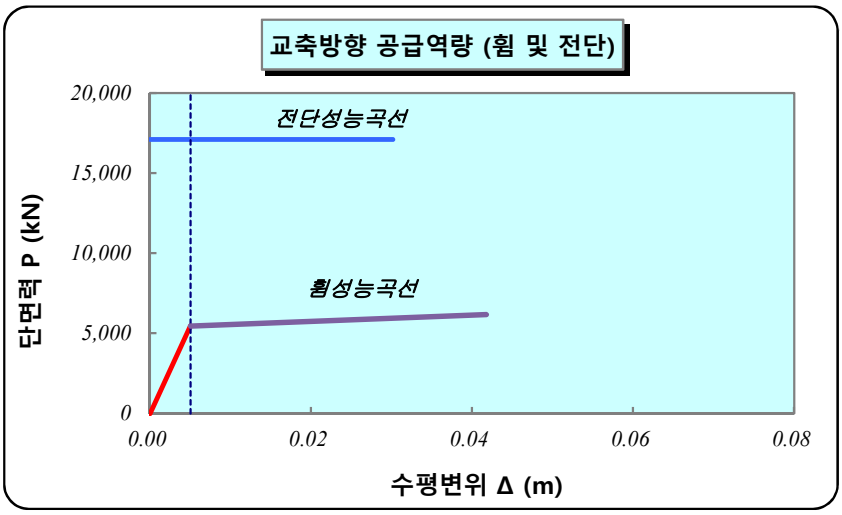
2) 교축직각방향

- $V_{n1} = 0.66 \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 0.660 \times \sqrt{(} 21) \times 1500 \times 11420 = 51,809.7$ kN
- $V_{n2} = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) \cdot b \cdot d$
  $= (0.165 \times \sqrt{(} 21) + 0.001 \times 300) \times 1500 \times 11420 = 17,938.5$ kN
- $V_n = MIN (V_{n1} , V_{n2}) = 17,938.5$ kN

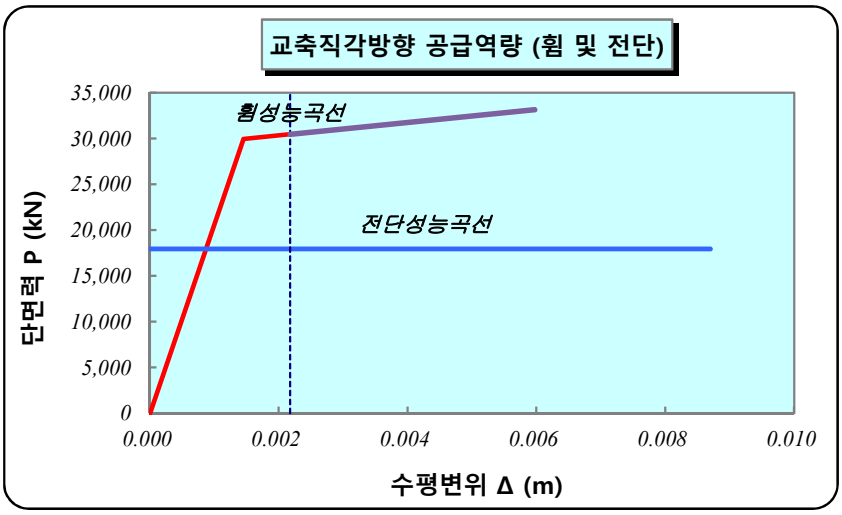


3.1.4 교각 P2 (고정단)의 파괴모드 결정

1) 교 축 방 향 : **휨 파괴모드**



2) 교축직각방향 : **전단 파괴모드**



3) 교각의 파괴모드

⇒ 교각 P2(고정단)의 교축방향은 휨파괴에 이를 때까지 전단파괴가 발생하지 않는 '휨파괴 모드'이며 교축직각방향은 교각의 연성거동 이전에 전단파괴가 먼저 발생하는 '전단파괴모드'로 지배된다.

3.1.5 교각 P2 (고정단)의 내진성능 평가

○ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구 분	지 반 종 류				비 고
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	
Ts	0.3300	0.4400	0.6100	0.9400	도로교설계기준 2004
1.25 Ts	0.4125	0.5500	0.7625	1.1750	

1) 교축방향 : 휨 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P \cdot \Delta_E = 4{,}690.2 + 2{,}945.6 \times 0.0012 = 4{,}693.8$ kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd} = 4{,}693.8$ kN · m
- $M_y = 16{,}386.8$ kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, $R_S = 1.000$ ∴ **탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_s}$
- 교각2의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 0.1243 초 < 1.25Ts (= 0.5500) ∴ $\lambda_{DR} = 1.000$

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가 (변위연성도)

- 공 급 역 량 : $\mu^L_{\Delta C} = 1.000$
- 소 요 역 량 : $\mu^L_{\Delta d} = 1.000$
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^L_{\Delta C}}{\mu^L_{\Delta d}} = \frac{1.000}{1.000} = 1.000 \geq 1.0$ ∴ O.K

2) 교축직각방향 : 전단 파괴모드

(1) 전단소요역량 산정

- $F^T_{pd} = V^T_{E,comb} = 2{,}672.7$ kN

(2) 내진성능평가

- 공 급 역 량 : $F^L_C = 17{,}938.5$ kN
- 소 요 역 량 : $F^L_d = 2{,}672.7$ kN
- 내진성능평가 : $\frac{F^L_C}{F^L_d} = \frac{17{,}938.5}{2{,}672.7} = 6.712 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2 교량 받침의 내진성능 평가

3.2.1 교각 P2 (고정단) 받침평가 (최대 지진력 발생 교각부)

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.1.1 받침본체 (강재받침)

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 130 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 130 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B) × 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 130 × 6 = 780.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 130 × 1 = 130.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MIN [F^L_n, $[V^L_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C)
  = MIN [5,462.3 , 1,500.5] × 1 = 1,500.5 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MIN [F^T_n, $[V^T_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C)
  = MIN [30,467.7 , 2,648.1] × 1 = 2,648.1 kN

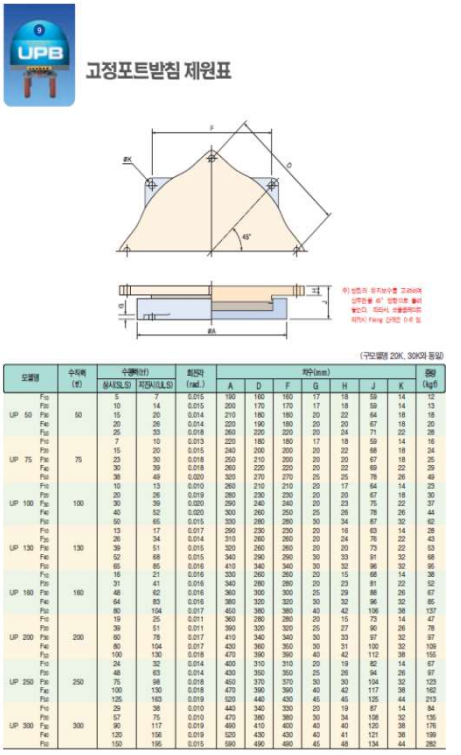
4) 내진성능 평가

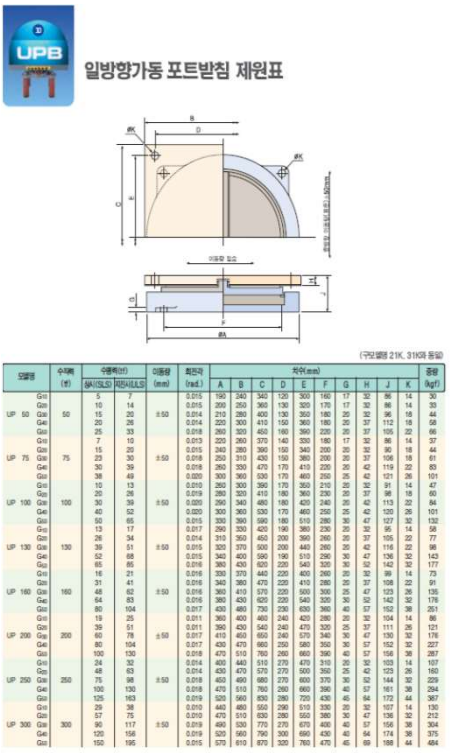
- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{780.0}{1,500.5} = 0.520 < 1.0$ ∴ N.G
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{130.0}{2,648.1} = 0.049 < 1.0$ ∴ N.G

3.2.1.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격





② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 113.1 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 110 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \dfrac{F^{L}_{B,D}}{n^{L}_{B}} = \dfrac{1,500.5}{6} = 250.1$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \dfrac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{2,648.1}{1} = 2,648.1$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\dfrac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \dfrac{108.6}{250.1} = 0.434 < 1.0$ ∴ N.G
- 교축직각방향 $\dfrac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \dfrac{108.6}{2,648.1} = 0.041 < 1.0$ ∴ N.G

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)

○ $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b$

여기서, A_{Vc} : 단일앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vc} = [\ 1.5 \cdot C_{a1} + \sum S_i + 1.5 \cdot C_{a1}\ ] \times 1.5 C_{a1}$ ($C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$, $h_a \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우)

A_{Vco} : 연단거리 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vco} = 4.5 \cdot C^2_{a1}$

$\varphi_{ed,V}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 1.0$

$C_{a2} < 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\ (\ C_{a2} / 1.5 C_{a1}\ )$

$\varphi_{c,V}$: 콘크리트 균열 및 보조철근 유무에 따른 전단강도 수정계수

비균열 콘크리트 또는 보조철근과 100mm이하 간격의 스터럽 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.4$

균열콘크리트 : 보조철근 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.2$, 보조철근 미사용시 $\varphi_{c,V} = 1.0$

V_b : 균열 콘크리트에서 전단을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트파괴강도, N

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

$V_b = 0.7\ (\ l_e / d_o\ )^{0.2}\ \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ ($d_0 \geq 10$㎜, 헤드스터드, 헤드볼트, 갈고리볼트)

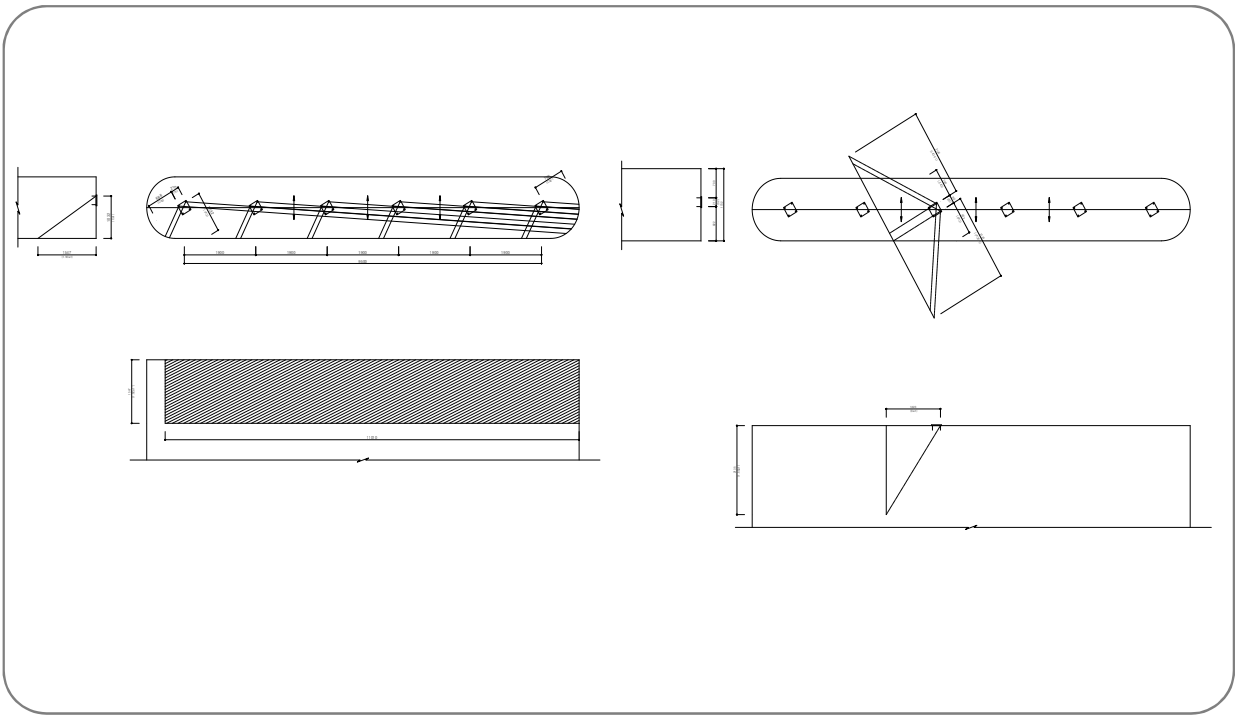
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

C_{a2} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

S_1 : 하중 작용 직각방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

S_2 : 하중 작용 방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

h_a : 앵커가 정착되는 기초(코핑)콘크리트 두께, ㎜



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (688 + 9,524 + 798) × 1,548 = 17,043,480 mm^2

  여기서, C_{a1} = 1,032 mm , C_{a1}' = 1,032 mm

  C_{a21} = 688 mm , C_{a22} = 798 mm , H = 64 mm

  $\sum S_i$ = 9,524 mm , S_{max} = 1,900 mm , h_a = 3,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 1,032 ^{2} = 4,792,608 mm^2

∴ A_{Vc} ≥ n·A_{Vco} = 2 × 4,792,608 = 9,585,216 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{9,585,216}{4,792,608} \times 0.833 \times 1.00 \times 678 = 1,130.1$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.833 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 678 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [110 , 280] = 110 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 110 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (822 + 210 + 700) × 2,135 = 3,696,954 mm^2

  여기서, C_{a1} = 1,423 mm , C_{a1}' = 1,423 mm

  C_{a21} = 822 mm , C_{a22} = 700 mm , H = 64 mm

  $\sum S_i$ = 210 mm , S_{max} = 210 mm , h_a = 3,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 1,423 ^{2} = 9,112,181 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 9,112,181 = 18,224,361 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{3,696,954}{9,112,181} \times 0.798 \times 1.00 \times 1,098 = 355.6$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.798 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 1,098 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [110 , 280] = 110 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 110 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 0.5C_{a1} 과 0.3C_{a2} 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as}$ = $n_{as} \cdot Ø_V \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 9969.8 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as}$ = $n_{as} \cdot Ø_V \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 666.6 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , $V^L_{s,as}$) = MAX (1,130.1 , 0.0) = 1,130.1 kN

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (355.6 , 0.0) = 355.6 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AC,D} = F^{L}_{AS,D} \times n^{L}_{B} = 250.1 \times 6 = 1,500.5$ kN ($n^{L}_{B} = 6$)
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} = 2,648.1 \times 1 = 2,648.1$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^{L}_{cbg}}{F^{L}_{AC,D}} = \frac{1,130.1}{1,500.5} = 0.753 < 1.0$ ∴ N.G
- 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \frac{355.6}{2,648.1} = 0.134 < 1.0$ ∴ N.G

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)

○ $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$

여기서, k_{cp} : 콘크리트 프라이아웃 강도 계수

$h_{ef} < 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 1.0$

$h_{ef} \geq 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 2.0$

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커그룹의 콘크리트 파괴강도, N

○ $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$

여기서, A_{Nc} : 인장강도 산정을 위한 단일앵커 또는 앵커그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nc} = [2\times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_1] \times [2 \times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_2]$ ($C_{a1} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$, $C_{a2} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우)

A_{Nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도 산정을 위한 단일앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nco} = 9 \cdot h^2_{ef}$

$\varphi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 대한 인장강도 수정계수

$C_{a,min} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,N} = 1.0$

$C_{a,min} < 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 (C_{a,min} / 1.5 h_{ef})$

$\varphi_{c,N}$: 균열유무에 따른 인장강도 수정계수 (균열제어 철근 배근시 비균열 콘크리트로 간주)

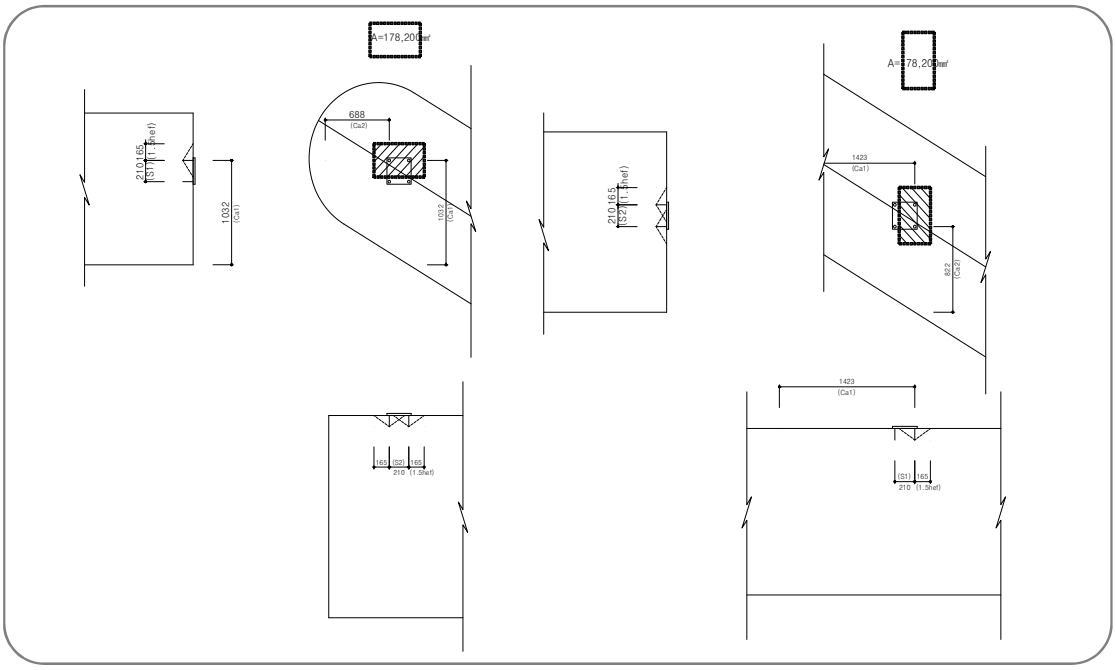
비균열 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.25$: 선설치 앵커, $\varphi_{c,N} = 1.40$: 후설치 앵커

균열(폭 0.3mm초과) 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.0$

N_b : 인장력을 받는 단일앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N

$N_b = k_c \sqrt{fck} \cdot h^{1.5}_{ef}$ ($k_c = 10$: 선설치앵커, $k_c = 7$: 후설치앵커)

$N_b = 3.9 \sqrt{fck} \cdot h^{5/3}_{ef}$ ($280 \leq h_{ef} \leq 635mm$ 인 헤드스터드와 헤드볼트)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 178,200 mm^2

  여기서, C_{a11} = 1,032 mm , C_{a12} = 1,032 mm , $\sum S_1$ = 210 mm

  C_{a21} = 688 mm , C_{a22} = 798 mm , $\sum S_2$ = 210 mm

  h_{ef} = 110 mm , h_{ef}' = 110.0 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 110.0 ^{2} = 108,900.0 mm^2

∴ A_{Nc} < $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 108,900.0 = 217,800.0 mm^2

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$ = $\frac{178,200}{108,900}$ × 1.000 × 1.00 × 52.9 = 86.5 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $10.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 10.0 × √ 21 × 110.0 $^{1.5}$ = 52.9 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 86.5 = 173.0 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 178,200 mm^2

  여기서, C_{a11} = 1,423 mm , C_{a12} = 1,423 mm , $\sum S_1$ = 210 mm

  C_{a21} = 822 mm , C_{a22} = 700 mm , $\sum S_2$ = 210 mm

  h_{ef} = 110 mm , h_{ef}' = 110 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 110.0 ^{2} = 108,900.0 mm^2

∴ A_{Nc} < $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 108,900.0 = 217,800.0 mm^2

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{178,200}{108,900} \times 1.000 \times 1.00 \times 52.9 = 86.5$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 10.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 10.0 \times \sqrt{21} \times 110.0^{1.5} = 52.9$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 86.5 = 173.0$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX(V^L_{cpg}, V^L_{s,at}) = MAX(173.0, 0.0) = 173.0$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^T_{cpg}, V^T_{s,at}) = MAX(173.0, 0.0) = 173.0$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 250.1 \times 1 = 250.1$ kN (n^L_B = 1)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 2,648.1 \times 1 = 2,648.1$ kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{173.0}{250.1} = 0.692 < 1.0$ ∴ N.G
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{173.0}{2,648.1} = 0.065 < 1.0$ ∴ N.G

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	108.6	250.1	N.G 0.434	108.6	2,648.1	N.G 0.041
콘크리트전단파괴	1,130.1	1,500.5	N.G 0.753	355.6	2,648.1	N.G 0.134
프라이아웃 파괴	173.0	250.1	N.G 0.692	173.0	2,648.1	N.G 0.065

3.2.2 교대 A1 받침평가

3.2.2.1 받침본체 (강재받침)

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 0 kN (가동단)
- 교축직각방향 f^T_B = 130 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B) × 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 0 × 0 = 0.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 130 × 1 = 130.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = 0.0 kN (가동단)
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = 500.4 kN

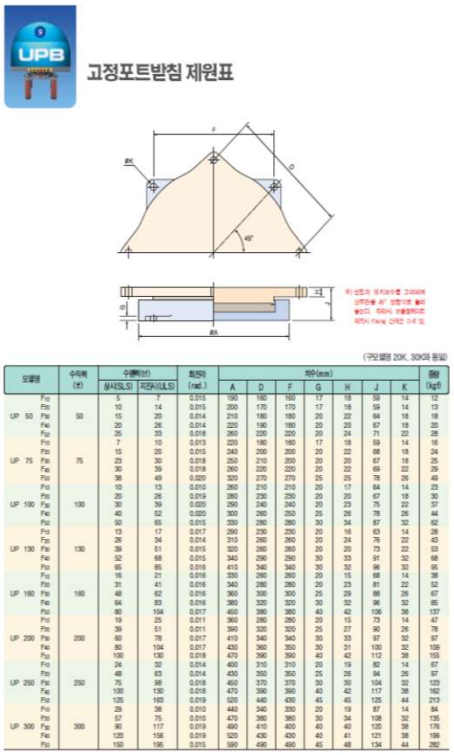
4) 내진성능 평가

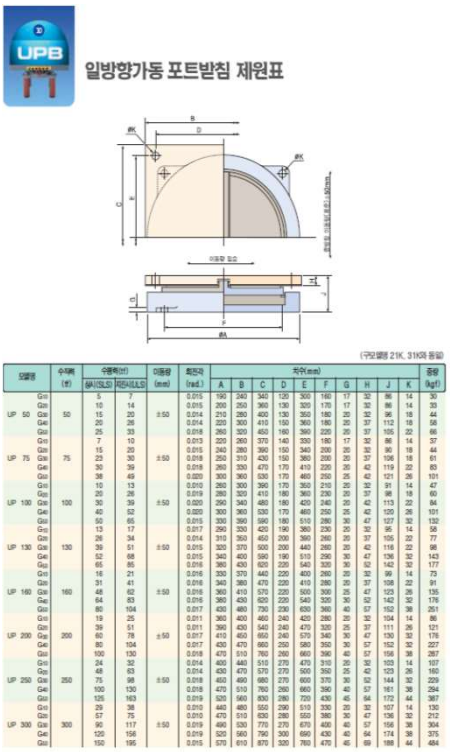
- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{0.0}{0.0}$ = 검토생략 (가동단) ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{130.0}{500.4}$ = 0.260 < 1.0 ∴ N.G

3.2.2.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격





② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 113.1 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 110 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

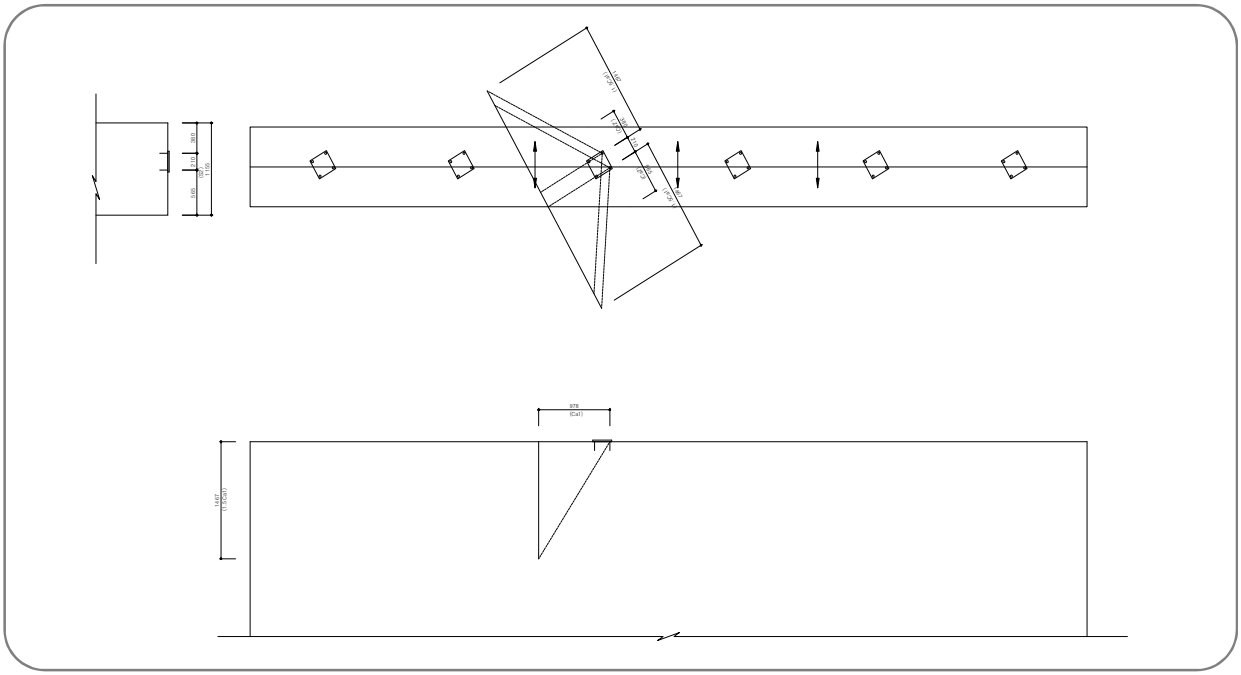
- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \frac{F^{L}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{0.0}{0} = 0.0$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \frac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{500.4}{1} = 500.4$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \frac{108.6}{0.0}$ = 검토생략 (가동단) ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \frac{108.6}{500.4} = 0.217 < 1.0$ ∴ N.G

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교직 방향 >

○ 교축직각방향

- $A_{Vc} = [\, C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}' \,] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\quad 565 \quad + \quad 210 \quad + \quad 380 \quad) \times \quad 1,467 \quad = \quad 1,694,385 \quad mm^2$

  여기서, $C_{a1} = 978$ mm , $C_{a1}' = 978$ mm

  $C_{a21} = 565$ mm , $C_{a22} = 380$ mm , $H = 64$ mm

  $\sum S_i = 210$ mm , $S_{max} = 210$ mm , $h_a = 3,000$ mm

- $A_{Vco} = 4.5 \, (C_{a1}')^2 = 4.5 \times 978^{\,2} = 4,304,178 \quad mm^2$

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 4,304,178 = 8,608,356 \quad mm^2$

- $V_{cbg} = \dfrac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \dfrac{1,694,385}{4,304,178} \times 0.778 \times 1.00 \times 626 = 191.5$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V} = 0.778$ Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V} = 1.000$ (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  $V_b = 0.6 \, (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 626$ kN

  $l_e = MIN \, [\, h_{ef}, 8d_0 \,] = MIN \, [\quad 110 \quad , \quad 280 \quad] = 110$ mm

  $d_0 = 35$ mm (앵커소켓 직경) , $h_{ef} = 110$ mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 0 \times 1.00 \times 0.0 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = $MIN \, [(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i) \, , (0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})] = 493.5$ mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = MAX \, (V^T_{cbg} \, , V^T_{s,as}) = MAX \, (\quad 191.5 \quad , \quad 0.0 \quad) = 191.5$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

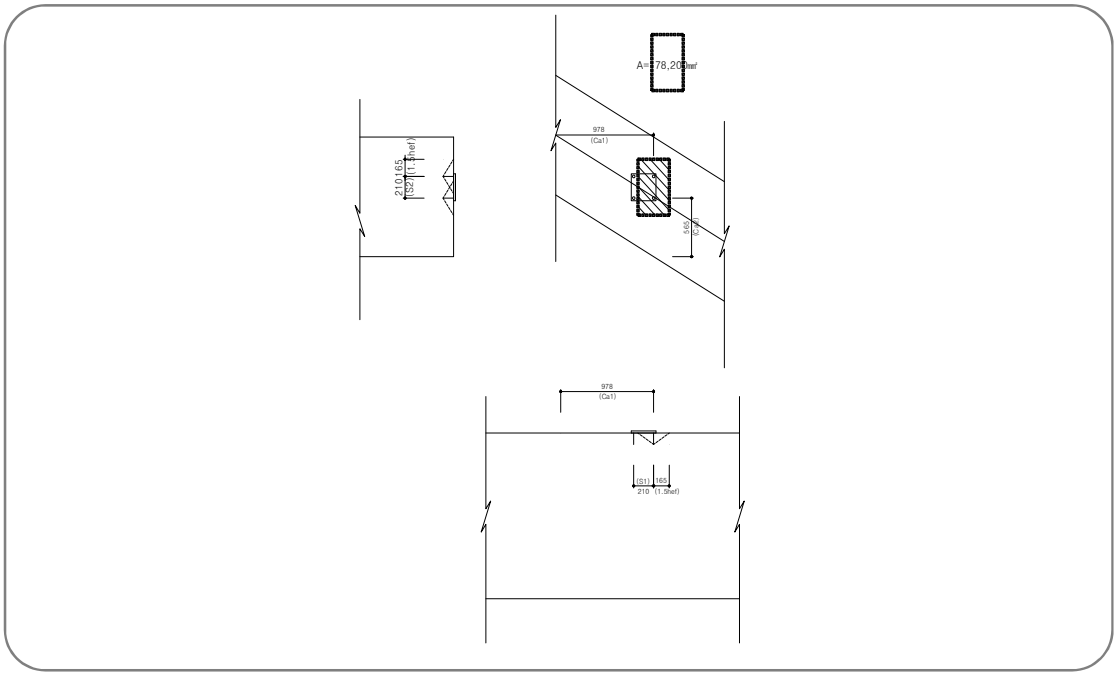
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} = 500.4 \times 1 = 500.4$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)

③ 평가

- 교축직각방향 $\dfrac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \dfrac{191.5}{500.4} = 0.383 < 1.00$ ∴ N.G

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교직 방향 >

○ 교축직각방향

- $A_{Nc} = [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , $S > 1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , $S=1.5h_{ef}'$)

  $= 178,200$ mm²

  여기서, $C_{a11} = 978$ mm , $C_{a12} = 978$ mm , $\sum S_1 = 210$ mm

  $C_{a21} = 565$ mm , $C_{a22} = 380$ mm , $\sum S_2 = 210$ mm

  $h_{ef} = 110$ mm $h_{ef}' = 110$ mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h^{2}_{ef} = 9 \times 110.0^{2} = 108,900$ mm²

∴ $A_{Nc} < n\cdot A_{Nco} = 2 \times 108,900.0 = 217,800.0$ mm²

- $N_{cbg} = \dfrac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \dfrac{178,200}{108,900} \times 1.000 \times 1.00 \times 52.9 = 86.5$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  $N_b = 10.0 \sqrt{} fck \times hef^{1.5} = 10.0 \times \sqrt{} 21 \times 110.0^{1.5} = 52.9$ kN

• V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 86.5 = 173.0 kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교축직각방향 : $V^{T}_{s.at}$ = $\phi_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 1.00 × 0.0 × 2 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^{T}_{cpg}, V^{T}_{s,at})$ = MAX (173.0 , 0.0) = 173.0 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

• 교축직각방향 $F^{T}_{AP,D}$ = $F^{T}_{AS,D}$ × n^{T}_{B} = 500.4 × 1 = 500.4 kN (n^{T}_{B} = 1)

③ 평가

• 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cpg}}{F^{T}_{AP,D}} = \frac{173.0}{500.4}$ = 0.346 < 1.00 ∴ N.G

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴				108.6	500.4	N.G 0.217
콘크리트전단파괴				191.5	500.4	N.G 0.383
프라이아웃 파괴				173.0	500.4	N.G 0.346

3.2.3 교대 A2 받침평가

3.2.3.1 받침본체 (강재받침)

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 0 kN (가동단)
- 교축직각방향 f^T_B = 130 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B) × 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 0 × 0 = 0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 130 × 1 = 130 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = 0.0 kN (가동단)
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = 613.1 kN

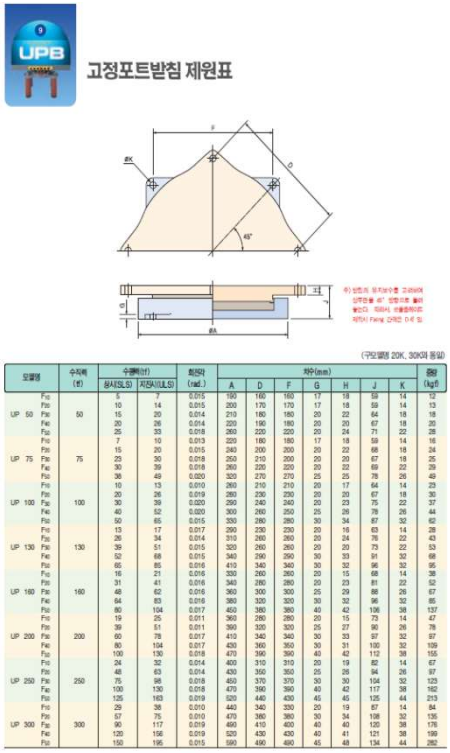
4) 내진성능 평가

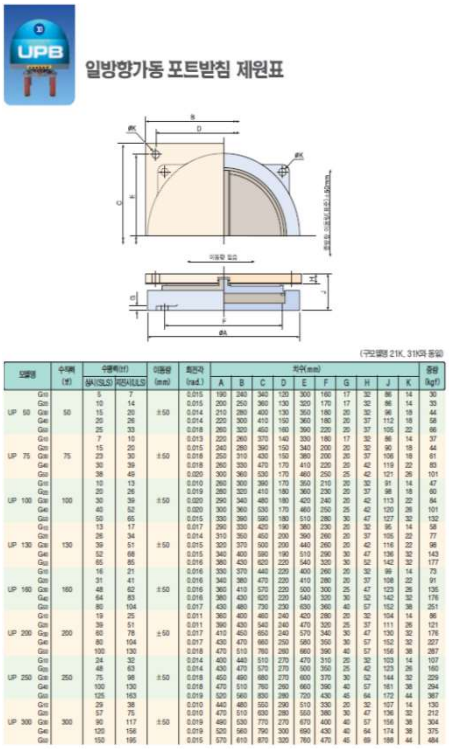
- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{0.0}{0.0}$ = 검토생략 (가동단) ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{130.0}{613.1}$ = 0.212 < 1.0 ∴ N.G

3.2.3.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격





② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 113.1 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 110 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

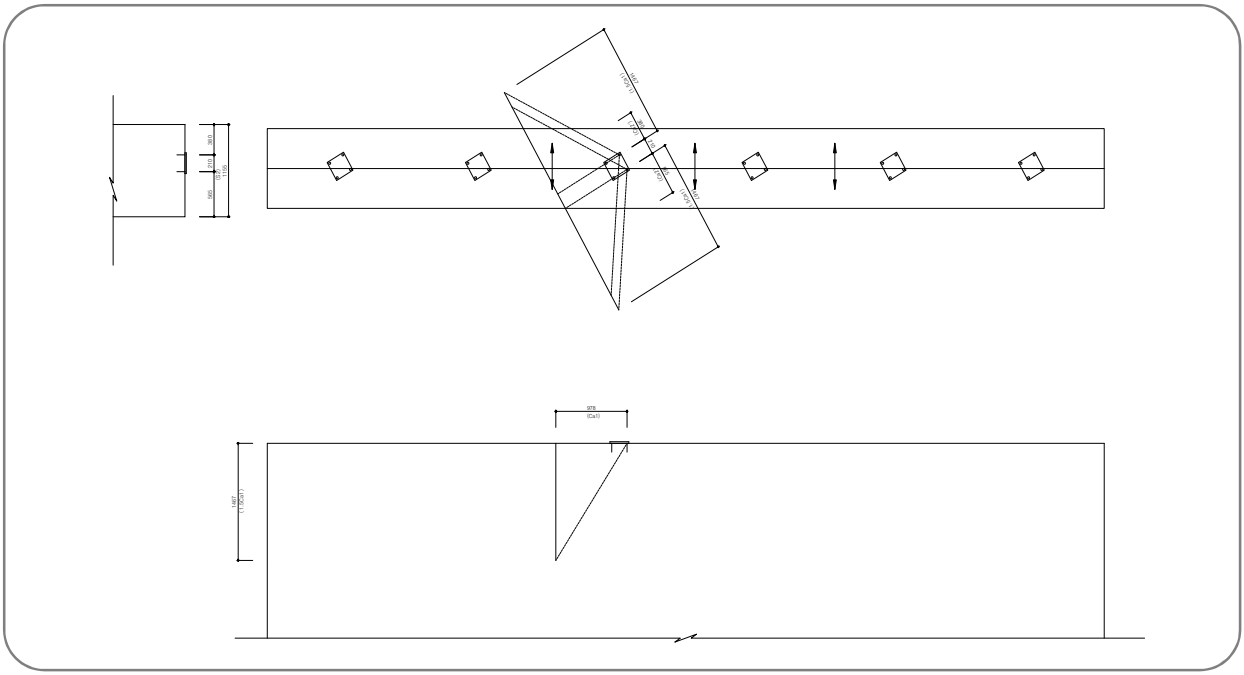
- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \frac{F^{L}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{0.0}{0} = 0.0$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \frac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{613.1}{1} = 613.1$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \frac{108.6}{0.0}$ = 검토생략 (가동단) ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \frac{108.6}{613.1} = 0.177 < 1.0$ ∴ N.G

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교직 방향 >

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = $[C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}'] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  = (565 + 210 + 380) × 1,467 = 1,694,385 mm^2

  여기서, C_{a1} = 978 mm , C_{a1}' = 978 mm

  C_{a21} = 565 mm , C_{a22} = 380 mm , H = 64 mm

  $\sum S_i$ = 210 mm , S_{max} = 210 mm , h_a = 3,000 mm

- A_{Vco} = $4.5 (C_{a1}')^2$ = 4.5 × 978 ^{2} = 4,304,178 mm^2

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco}$ = 2 × 4,304,178 = 8,608,356 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{1,694,385}{4,304,178} \times 0.778 \times 1.00 \times 626 = 191.5$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.778 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 $(l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 626 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [110 , 280] = 110 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 110 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 해당 방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_V \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN $[(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i) , (0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})]$ = 493.5 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (191.5 , 0.0) = 191.5 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

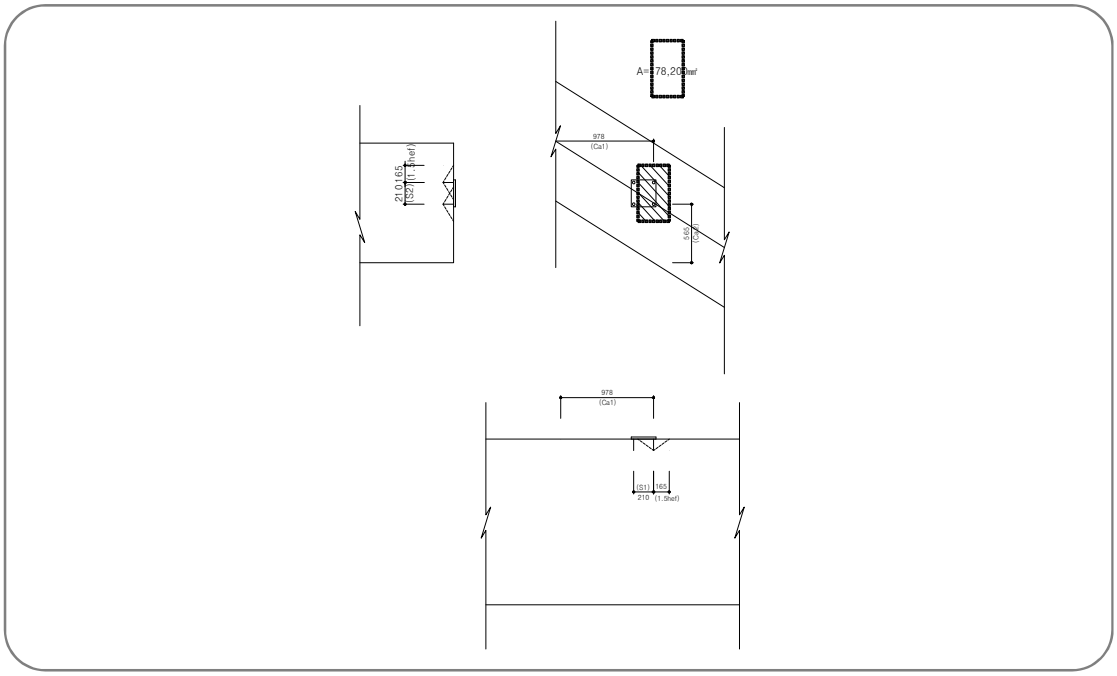
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} =$ 613.1 × 1 = 613.1 kN ($n^{T}_{B} =$ 1)

③ 평가

- 교축직각방향 $\dfrac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \dfrac{191.5}{613.1} =$ 0.312 < 1.00 ∴ N.G

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교직 방향 >

○ 교축직각방향

- $A_{Nc} = [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 178,200 mm^2

  여기서, C_{a11} = 978 mm , C_{a12} = 978 mm , $\sum S_1$ = 210 mm

  C_{a21} = 565 mm , C_{a22} = 380 mm , $\sum S_2$ = 210 mm

  h_{ef} = 110 mm , h_{ef}' = 110 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h^{2}_{ef} = 9 \times 110.0^{2} =$ 108,900.0 mm^2
- ∴ $A_{Nc} < n\cdot A_{Nco} = 2 \times$ 108,900.0 = 217,800.0 mm^2
- $N_{cbg} = \dfrac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \dfrac{178,200}{108,900} \times 1.000 \times 1.00 \times 52.9 =$ 86.5 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  $N_b = 10.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 10.0 \times \sqrt{21} \times 110.0^{1.5} =$ 52.9 kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times$ 86.5 = 173.0 kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교축직각방향 : $V^{T}_{s.at} = \phi_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 1.00 × 0.0 × 2 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^{T}_{cpg}, V^{T}_{s,at})$ = MAX (173.0 , 0.0) = 173.0 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축직각방향 $F^{T}_{AP,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B}$ = 613.1 × 1 = 613.1 kN (n^{T}_{B} = 1)

③ 평가

- 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cpg}}{F^{T}_{AP,D}} = \frac{173.0}{613.1}$ = 0.282 < 1.00 ∴ N.G

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴				108.6	613.1	N.G 0.177
콘크리트전단파괴				191.5	613.1	N.G 0.312
프라이아웃 파괴				173.0	613.1	N.G 0.282

3.3 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- N_C = 1200.0 mm (현장 실측값)

2) 소요역량 N_D

○ N_D = MAX [응답변위, N_{min}] = MAX [1.25 , 306.04] = 306.04 mm

▶ 응답변위 = 비탄성 변위 Δ_{dem} = 1.249 mm

- P-Δ 효과 및 주기를 고려한 수정 탄성변위 및 비탄성변위 산정

① P-Δ 효과를 고려한 탄성변위($[\Delta_E]_{pd}$) 산정

- 30% 규정을 적용하여 산정한 탄성 변위에 P-Δ효과를 고려하여 수정 탄성변위 산정

- 교 축 방 향 $[\Delta_E^L]_{pd} = \left(1 + \frac{P \times [\Delta_E^L]_{comb}}{[M_E^L]_{comb}}\right) \times [\Delta_E^L]_{comb}$

$= \left(1 + \frac{2{,}945.6 \times 0.00125}{4{,}690.2}\right) \times 0.00125 = 1.249$ mm

여기서, P = 2,945.6 kN

$[\Delta_E^L]_{comb}$ = 1.25 mm

$[M_E^L]_{comb}$ = 4,690.2 kN · m

- 교축직각방향 $[\Delta_E^T]_{pd} = \left(1 + \frac{P \times [\Delta_E^T]_{comb}}{[M_E^T]_{comb}}\right) \times [\Delta_E^T]_{comb}$

$= \left(1 + \frac{2{,}945.6 \times 0.00059}{8{,}792.7}\right) \times 0.00059 = 0.592$ mm

여기서, P = 2,945.6 kN

$[\Delta_E^T]_{comb}$ = 0.59 m

$[M_E^T]_{comb}$ = 8,792.7 kN · m

② 주기를 고려한 비탄성변위(Δ_{dem}) 산정

- 수정 탄성변위에 고유주기를 고려하여 비탄성변위 산정, 이를 소요역량 산정에 반영

- 교 축 방 향

$\Delta_{dem}^L = \lambda_{DR}^L \cdot [\Delta_E^L]_{pd}$ = 1.000 × 1.249 = 1.249 mm

- 교축직각방향

$\Delta_{dem}^T = \lambda_{DR}^T \cdot [\Delta_E^T]_{pd}$ = 1.000 × 0.592 = 0.592 mm

▶ $N_{min} = (200 + 1.67 \cdot L + 6.66 \cdot H) \times (1 + 0.000125 \cdot \theta^2)$ = 306.04 mm

여기서, L = 33.00 m (연속경간장)

H = 3.00 m (교각 높이)

θ = 30.00 ° (사각)

3) 내진성능 평가

○ $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1{,}200.0}{306.0} = 3.921 \geq 1.00$ ∴ O.K

3.4 기초의 내진성능 평가

3.4.1 확대기초 및 지반 평가

○고정단 교각의 확대기초부 내진성능평가는 기초의 안정성 평가와 강도설계법에 의한 기초본체검토를 수행한다.

1) 지진력 산정

-. 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 계산한다.

- 기초부 교축방향

H^L_E = Min [H^L_n , $H^L_{E,comb}$] × n^L = Min [5,462 , 1,610] × 1 = 1,610.4 kN

M^L_E = Min [M^L_n , $M^L_{E,comb}$] × n^L = Min [16,387 , 4,690] × 1 = 4,690.2 kN

- 기초부 교축직각방향

H^T_E = Min [H^T_n , $H^T_{E,comb}$] × n^T = Min [30,468 , 2,673] × 1 = 2,672.7 kN

M^T_E = Min [M^T_n , $M^T_{E,comb}$] × n^T = Min [115,046 , 8,793] × 1 = 8,792.7 kN

① 교축방향 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 3,767.8 × 1 = 3,767.8 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 1,610.4 = 1,610.4 kN

-. 모멘트 M = 4,690.2 = 4,690.2 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 3,767.8 +(13.500 × 3.500 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 5,846.8 kN

-. 수평력 H_f = 1,610.4 kN

-. 모멘트 M_f = 4,690.2 + (1,610.4 × 1.000)

= 6,300.5 kN · m

② 교축직각 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 3,767.8 × 1 = 3,767.8 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 2,672.7 = 2,672.7 kN

-. 모멘트 M = 8,792.7 = 8,792.7 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 3,767.8 +(13.500 × 3.500 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 5,846.8 kN

-. 수평력 H_f = 2,672.7 kN

-. 모멘트 M_f = 8,792.7 + (2,672.7 × 1.000)

= 11,465.5 kN · m

2) 기초하단에 작용하는 지진력

구 분	연직력 V (kN)	수평력 H (kN)	모멘트 M_o (kN · m)	저항모멘트Mr(kN · m)
교 축 방 향	5,846.77	1,610.38	6,300.53	10,231.85
교축직각방향	5,846.77	2,672.73	11,465.45	39,465.69

3.4.2 확대기초의 두께 평가

○ 확대기초 두께에 대한 강체 검토

-. 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다.

-. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 또는 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

• $\beta \cdot \lambda \leq 1.0$ 인 경우 강체로 취급

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 71{,}296}{24{,}854{,}151 \times 1.000^3}} = 0.305 \ (m^{-1})$$

여기서, k = 71,296.3 kN/㎥ (직접기초인 경우 : k_v , 말뚝기초인 경우 : k_p)

k_v = 71,296.3 kN/㎥ (연직방향 지반반력계수)

k_{vo} = 746,666.7 kN/㎥ (1/0.3× αE_o , 지진시 α = 2)

L = 3.500 m B = 13.500 m

B_C = 11.500 m L_C = 1.500 m

h = 1.000 m (확대기초의 두께)

D_f = 2.000 m (기초의 근입깊이)

N = 40 (기초 저면부 표준관입시험 N값)

E_0 = 112,000.0 kN/㎥ (지진시 지반변형계수, E_0=2,800N)

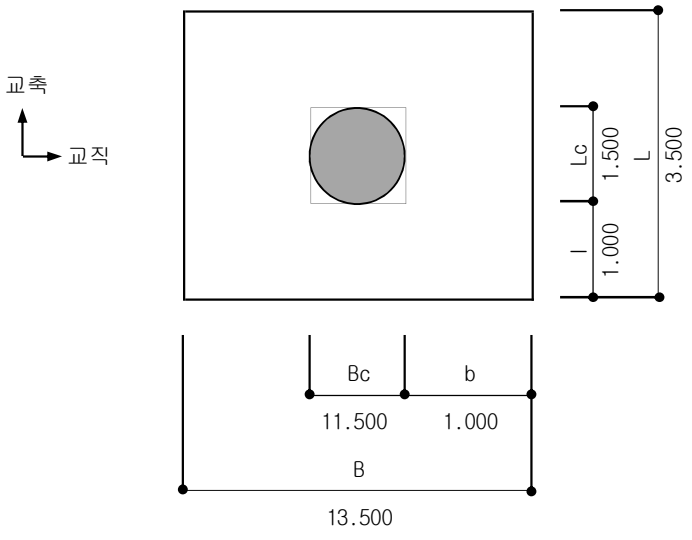
E = 24,854,150.8 kN/㎥

λ = Max(l,b) = 1.000 m

여기서, λ : 확대기초 환산 돌출길이

다만, l ≥ L/2 (= 1.750) 이면 l = L/2 적용 ⇒ l < L/2 이므로, l = 1.000 m

b ≥ B/2 (= 6.750) 이면 b = B/2 적용 ⇒ b < B/2 이므로, b = 1.000 m



• $\beta \cdot \lambda$ = 0.305 × 1.000 = 0.305 ≤ 1.0 이므로, ∴ **O.K** (강체로 취급)

3.4.3 확대기초의 안정성 평가

1) 전도에 대한 안정검토

구 분	M_r(kN·m)	M_o(kN·m)	V (kN)	S.F	편심e (m)	허용편심(m)	비 고
교 축 방 향	10,231.8	6,300.5	5,846.8	1.624	1.078	1.167	O.K
교축직각방향	39,465.7	11,465.5	5,846.8	3.442	1.961	4.500	O.K

-. 지진시 전도에 대한 안전율 S.F는 1.5 이상 (S.F ≥ 1.5)

-. 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥면의 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3 이내

-. $e = B / 2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$

2) 지지력에 대한 안정검토

① 지반의 극한지지력 (q_C)

- $Q_C = \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq$

여기서, Q_C : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한 지지력 (kN/㎡)

Nc, Nr, Nq : 지지력 계수

Ø : 기초지반의 내부마찰각 (= 35 °)

α, β : 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

C : 기초저면의 점착력 (= 0.0 kN/㎡)

γ_1 : 기초저면 암반의 단위중량 (= 20.0 kN/m³)

γ_2 : 기초의 근입깊이에 관계되는 흙의 단위중량 (= 19.0 kN/m³)

A' : 유효재하면적 (m^2)

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭 (m)

$$Nq = \frac{e^{2(3\pi/4-\emptyset/2)\tan\emptyset}}{2\cos^2(45+\emptyset/2)} = 41.440$$

$$Nc = (Nq-1)\cot\emptyset = 57.754$$

$$Nr = \frac{2(Nq+1)\tan\emptyset}{1+0.4\sin(4\emptyset)} = 47.277$$

구 분	B (m)	L (m)	형상계수 α	형상계수 β	유효폭 B'(m)	극한지지력 Q_c (kN/㎡)
교 축 방 향	3.500	13.500	1.078	0.474	1.345	2,177.5
교축직각방향	13.500	3.500	1.300	0.400	9.578	5,197.3

② 지지력에 대한 안정검토

구 분	작 용 하 중		편 심	지반반력 Q_D (KN/m^2)		극한지지력	비 고	
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Q_C (KN/m^2)	Q_C / Q_D	판정
교 축 방 향	6,300.5	5,846.8	1.078	429	0.0	2,177.5	5.07	O.K
교축직각방향	11,465.5	5,846.8	1.961	231.6	15.9	5,197.3	22.44	O.K

-. 사다리꼴 반력분포시 : $Q_{1,2} = \sum V / (B \cdot L) \times (1 \pm 6e / B)$

-. 삼각형 반력분포시 : $Q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot X)$ 여기서, $X = 3 \times (B / 2 - e)$

-. 지진시 지지력에 대한 안전율 S.F는 2 이상 ($Q_C / Q_D \geq$ 2.0)

3) 활동에 대한 안정검토

구 분	V (kN)	A'(㎡)	H_C (kN)	H_D (kN)	H_C / H_D	허용안전율	비 고
교 축 방 향	5,846.8	18.2	2,522.0	1,610.4	1.566	1.20	O.K
교축직각방향	5,846.8	33.5	2,522.0	2,672.7	0.944	1.20	N.G

- $H_c = C_b \cdot A' + V \cdot \tan\varnothing_B$ (기초저면이 암지반이면 $\tan\varnothing_B$= 0.6)

  여기서, H_c : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력 (kN)

  C_b : 기초저면과 지반과의 부착력 (= 0.0 kN/㎡)

  A' : 기초저면의 유효재하면적 (㎡)

  $\varnothing_B$: 기초저면과 지반과의 마찰각 (degree) (= 2/3 Ø)

3.4.4 확대기초의 단면력 계산

1) 위험단면 선정

- 휨에 대한 위험단면

  -. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급

  -. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 결정

  교 축 방 향 : X_b^L = 1.000 m

  교축직각방향 : X_b^T = 1.085 m

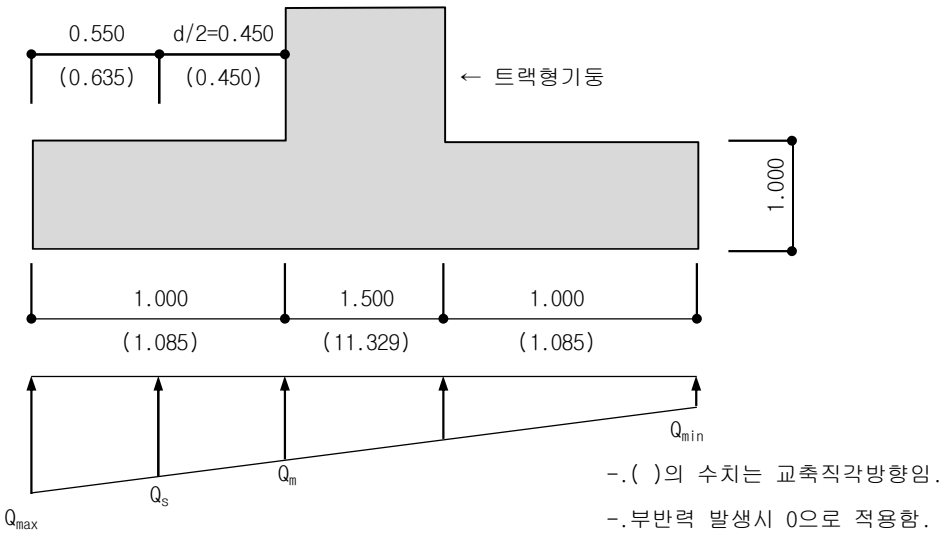
- 전단에 대한 위험단면

  -. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 d/2거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정

  교 축 방 향 : X_V^L = 1.000 - 0.450 = 0.550 m

  교축직각방향 : X_V^T = 1.085 - 0.450 = 0.635 m

2) 지반반력 계산



-.( )의 수치는 교축직각방향임.

-.부반력 발생시 0으로 적용함.

구 분	작 용 하 중		편 심	교축방향 지반반력(kN/㎡)			
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Qm	Qs
교 축 방 향	6,300.5	5,846.8	1.078	429.407	0.000	216.531	312.325
교축직각방향	11,465.5	5,846.8	1.961	231.588	15.894	214.247	221.437

3) 부재력 산정

구 분	지 반 반 력		기초자중 및 재토하중		검토부재력	
	Mb (KN.m)	V (KN)	Mb (KN.m)	V (KN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
교 축 방 향	179.224	203.976	22.000	24.200	157.224	179.776
교축직각방향	132.994	143.910	25.915	27.955	107.079	115.955

3.4.5 확대기초의 단면 평가

1) 교축방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck} =	21 Mpa	철근항복강도	fy =	300 Mpa
설 계 모 멘 트	Mu =	157.224 kN · m	휨 감 소 계 수	ϕ_f =	1.000
설 계 전 단 력	Vu =	179.776 kN	전단감소계수	ϕ_v =	1.000
부 재 높 이	h =	1000 mm	부 재 폭	b =	1000 mm
인 장 피 복	d' =	100 mm	유 효 높 이	d =	900 mm

β1 = 0.85 , p_b = (0.85 × β1 × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.06320 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 605596477 N · mm

= 605.596 kN · m ≥ Mu = 157.224 kN · m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 9.841 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 585.512 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 9.841 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00065 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00087

∴ 필요철근량 req.As = 585.512 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 687.386 kN

ϕ_v · Vc = 687.386 kN ≥ Vu = 179.776 kN ∴ 전단철근 필요없음.

사용 전단철근량 : Av = D 16 × 3.333 ea/m = 661.93 ㎟ (간격 s = 300.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 300.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ O.K

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 595.740 kN

전단강도 검토 ØVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 1283.127 kN ≥ Vu = 179.776 kN ∴ O.K

2) 교축직각방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	21 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	107.079 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	115.955 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1000 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	900 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.06320 ≥ 0.004 ∴ 0.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/$\beta 1$ - Dc_min) / (a/$\beta 1$)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 605596477 N·mm

= 605.596 kN·m ≥ Mu = 107.079 kN·m ∴ 0.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 6.690 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 398.070 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 6.690 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00044 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00059

∴ 필요철근량 req.As = 398.070 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ 0.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ 0.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 687.386 kN

ϕ_v · Vc = 687.386 kN ≥ Vu = 115.955 kN ∴ **전단철근 필요없음.**

사용 전단철근량 : Av = D 16 × 5.000 ea/m = 993.00 ㎟ (간격 s = 200.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 200.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ 0.K

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 1340.550 kN

전단강도 검토 ØVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 2027.936 kN ≥ Vu = 115.955 kN ∴ 0.K

3) 확대기초의 단면력 평가

구 분		공급역량	소요역량	안전율	판 정	비 고
교축방향	휨모멘트 (kN·m)	605.60	157.22	3.852	0.K	
	전단력 (kN)	1,283.13	179.78	7.137	0.K	
교축직각방향	휨모멘트 (kN·m)	605.60	107.08	5.656	0.K	
	전단력 (kN)	2,027.94	115.96	17.489	0.K	

3.5 A1 ~ A2 구간 내진성능 평가 결과

- 교 량 명: 옥산2교
- 위　　치: 경기도 용인시(지진Ⅰ구역)
- 내진등급: 내진Ⅰ등급교
- 지반종류: Ⅱ
- 설계하중: DB-
- 연속경간: 10+13+10 = 33.0m
- 교　　폭: 10.000m
- 사각/곡률반경: 30°/직교

- 내진성능 평가 결과 요약

구　　분	내진성능 평가구간 : A1 ~ A2
대상교량 특징	- 상부형식: RCS　　- 내진성능평가 교각: P2 (고정단) - 교대형식: 중력식　　- 교대기초: 확대기초 - 교각형식: 벽식교각　　- 교각기초: 확대기초 - 교각단면: 트랙형 (1.500m×11.500m)　　- 받침제원: 포트받침 ☞ 교각P2:1000kN(6EA), 교대A1:1000kN(1EA), 교대A2:1000kN(1EA)
	▣ 교각부: O.K,　　기초부: N.G,　　받침부: N.G

구　　분				공급역량	소요역량	비　고	
고정단 교각부 평가 (Rs = 교축: 1, 교직: 1)							
기둥부	휨파괴모드(변위연성도)		교축	1.000	1.000	1.000	O.K
	전단파괴모드 (kN)		교축직각	17,938.523	2,672.730	6.712	O.K
고정단 교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도(kN·m) (안전율 : 1.5)	교축	10,231.8	6,300.5	1.624	O.K
			교직	39,465.7	11,465.5	3.442	O.K
		지지력(kN/㎡) (안전율 : 2.0)	교축	2,177.5	429.4	5.071	O.K
			교직	5,197.3	231.6	22.442	O.K
		활동(kN) (안전율 : 1.2)	교축	2,522.0	1,610.4	1.566	O.K
			교직	2,522.0	2,672.7	0.944	N.G
	확대기초 단면검토	휨모멘트(kN·m)	교축	605.6	157.2	3.852	O.K
			교직	605.6	107.1	5.656	O.K
		전단력(kN)	교축	1,283.1	179.8	7.137	O.K
			교직	2,027.9	116.0	17.489	O.K
받침부 평가 (교각부, 교대부, 교대부)							
P2교각부(kN)		받침본체	교축	780.0	1,500.5	0.520	N.G
			교직	130.0	2,648.1	0.049	N.G
		앵커볼트-강재강도	교축	108.6	250.1	0.434	N.G
			교직	108.6	2,648.1	0.041	N.G
		앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	1,130.1	1,500.5	0.753	N.G
			교직	355.6	2,648.1	0.134	N.G
		앵커볼트-프라이아웃강도	교축	173.0	250.1	0.692	N.G
			교직	173.0	2,648.1	0.065	N.G

구 분			공급역량	소요역량	비 고	
A1교대부(kN)	받침본체	교축			가동단	O.K
		교직	130.0	500.4	0.260	N.G
	앵커볼트- 강재강도	교축			-	O.K
		교직	108.6	500.4	0.217	N.G
	앵커볼트- Con'c 파괴강도	교축			-	O.K
		교직	191.5	500.4	0.383	N.G
	앵커볼트- 프라이아웃강도	교축			-	O.K
		교직	173.0	500.4	0.346	N.G
A2교대부(kN)	받침본체	교축			가동단	O.K
		교직	130.0	613.1	0.212	N.G
	앵커볼트- 강재강도	교축			-	O.K
		교직	108.6	613.1	0.177	N.G
	앵커볼트- Con'c 파괴강도	교축			-	O.K
		교직	191.5	613.1	0.312	N.G
	앵커볼트- 프라이아웃강도	교축			-	O.K
		교직	173.0	613.1	0.282	N.G
받침지지길이(mm)			1,200	306	3.921	O.K

옥산2교

보 강 후 내 진 성 능 평 가

2019. 06

1. 개 요

1.1 교량현황

1.1.1 교량제원

1) 교 량 명 : 옥산2교

2) 교 량 등 급 : 1 종 (DB-)

3) 관 리 주 체 : 경기도 용인시

4) 소 재 지 : 경기도 용인시 처인구 백암면 옥산리 1095-2

5) 준 공 년 도 : 1990 년

6) 상부구조형식 : RCS (RC 슬래브교)

7) 교 량 연 장 : 33.000 m (=10+13+10)

8) 교 량 폭 원 : 10.000 m

9) 받 침 형 식 : 탄성받침

10) 교 각 형 식 : 벽식 교각 (기둥 1 EA, 단면적 = 16.767 ㎡)

- 축방향철근 배근상태 : D22 (132 EA (1 단))
- 축방향철근 겹침이음 : 무
- 피 복 두 께 : 40 mm
- 횡방향철근 배근상태 : D13 @ 200 mm

11) 교 대 형 식

- A1 교대 : 중력식 교대
- A2 교대 : 중력식 교대

12) 기 초 형 식

- 교 대 : 확대기초 (A1, A2)
- 교 각 : 확대기초 (P1 ~ P2)

1.1.2 사용재료

1) 콘크리트 바닥판

콘크리트 : fck = 24.0 MPa , Ec = 25,811 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000 MPa

2) 거 더 (강 거 더)

주부재 강종 : SM490

부부재 강종 : SM400

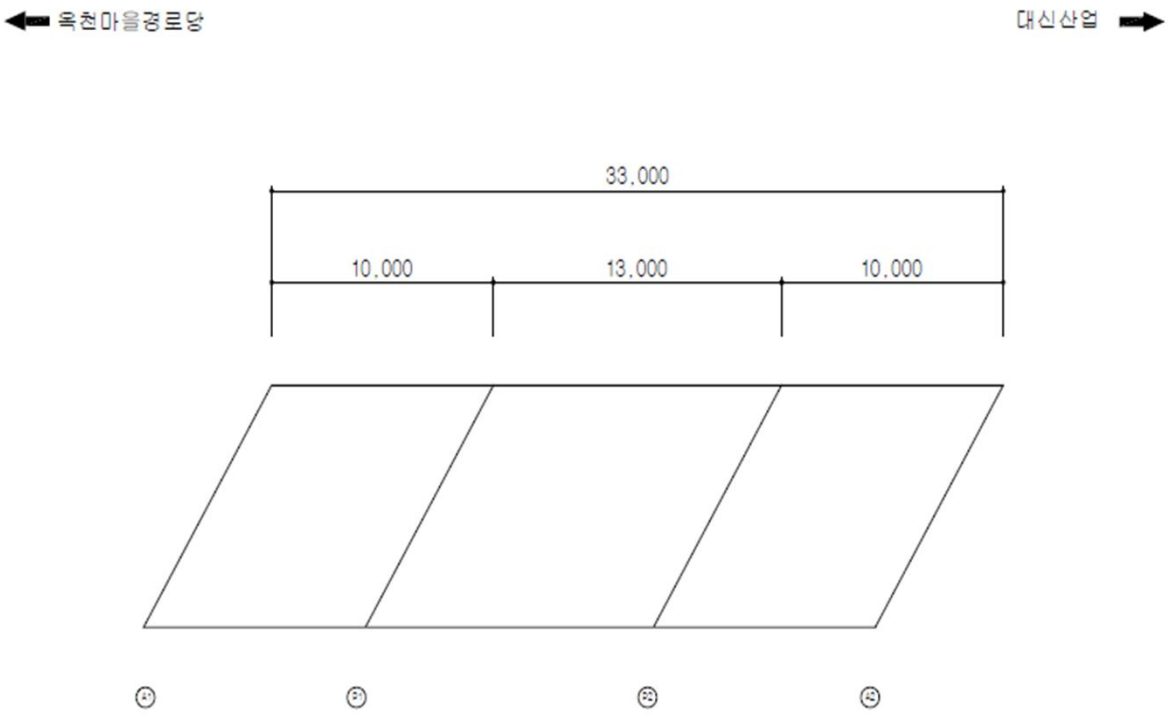
탄성계수 Es : 205,000 MPa

3) 하부구조

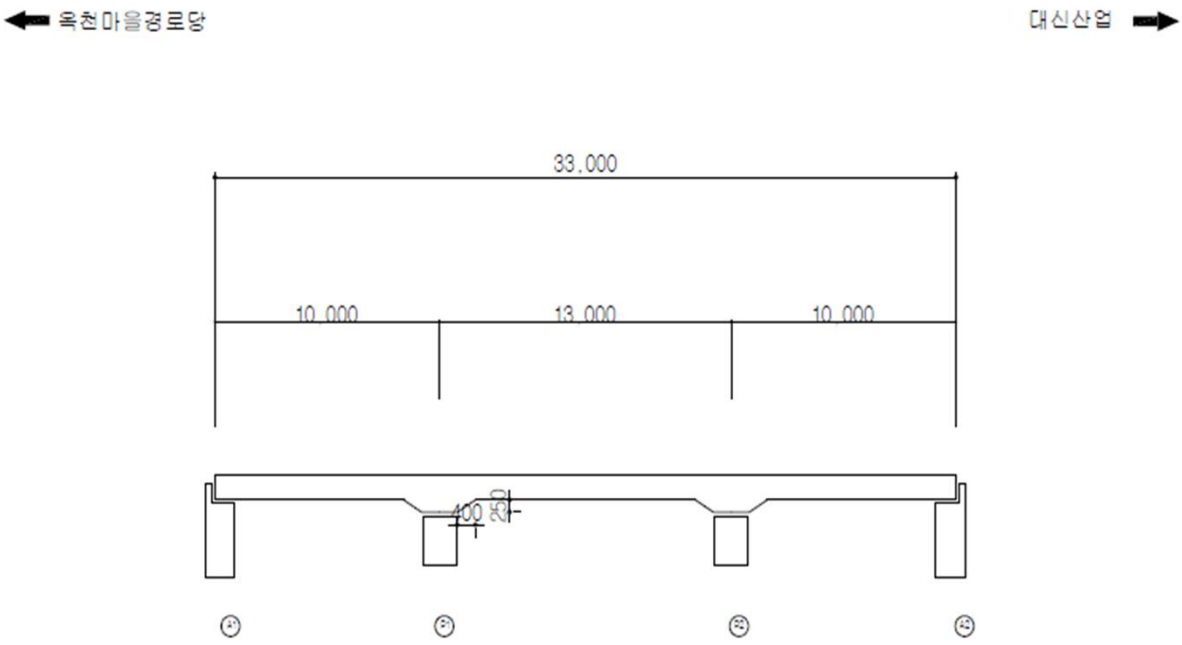
콘크리트 : fck = 21.0 MPa , Ec = 24,854.2 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000.0 MPa

1.1.3 대상교량 종 · 평면도

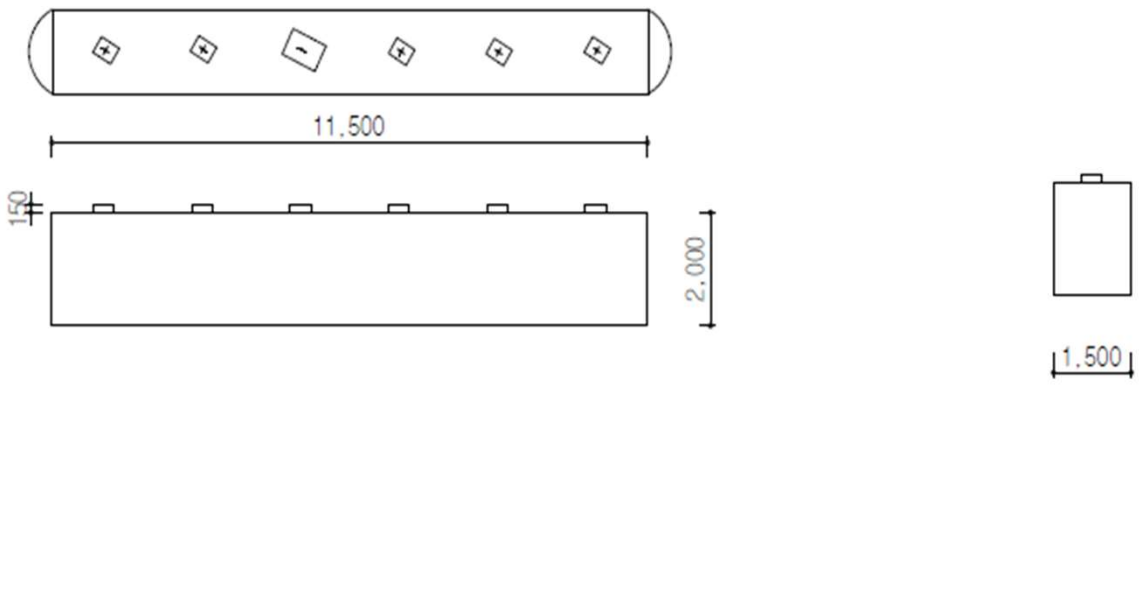


옥산2교 평면도



옥산2교 종단면도

1.1.5 교각 2(고정단) 일반도



옥산2교 교각 2 일반도

1.3 내진설계상수

1) 내 진 등 급 : 내진 Ⅰ 등급 교량

2) 지진구역계수 : 0.110 - 지진구역Ⅰ, 경기도 용인시

3) 위험도 계수 (I) : 1.400

4) 가속도 계수 (A) : 0.154

5) 지 반 계 수 (S) : 1.200 (지반종류 : Ⅱ)

6) 고유치해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

8) 받 침 형 식 : 교 대 부 - 탄성받침 (1000 kN)

교 각 부 - 탄성받침 (1000 kN)

1.4 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	-
	콘크리트 모델	MANDER 모델	-
	철근 모델	PARK 모델	-
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS	-
탄성지진력 산정	모델	3차원 프레임해석 모델	-
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성 스프링 모델	-
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	-
	질량산정	상부 고정하중은 분포질량으로, 하부 고정하중은 단위질량으로 입력	-
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS	-

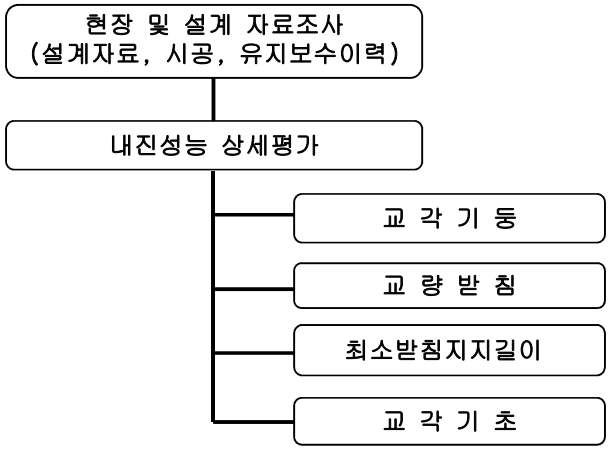
1.5 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능 상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능 상세 평가기준은 상부 구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 '기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



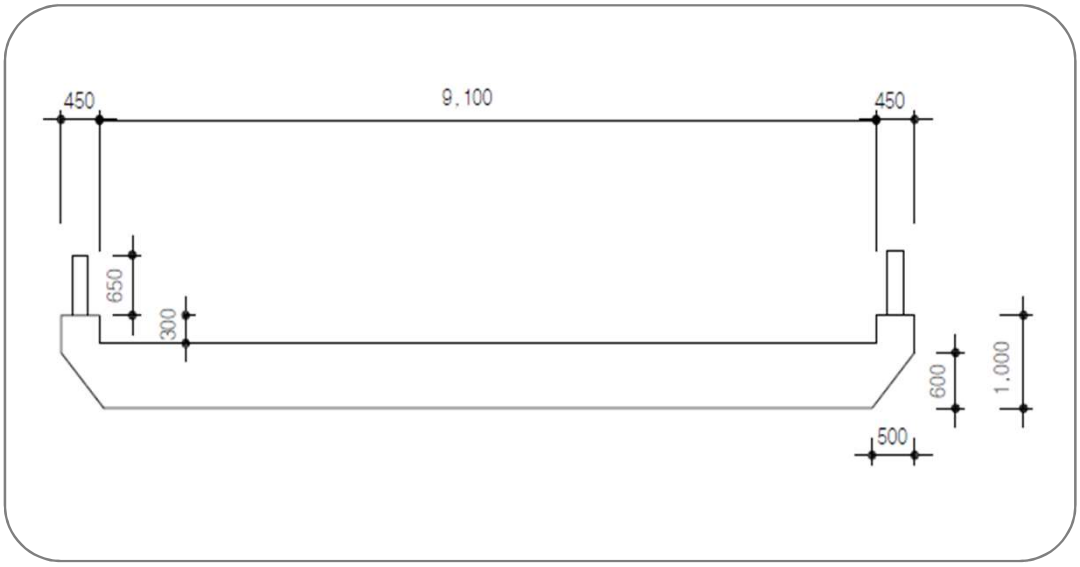
2. A1 ~ A2 구간 탄성지진력

2.1 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

- 해석대상 교량은 RCS (RC 슬래브교)교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침은 실제 거동특성과 일치되도록 NL Link를 사용하여 모델링하였다.
- 교각기둥의 강성은 축하중 산정시 전체강성을 적용 후 지진해석시 항복 유효강성을 적용하였다.

2.1.1 상부구조 특성

가. 상부구조 단면특성



구 분	A (m^2)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	비 고
슬래브	6.9700	1.093210	3.379600	5.748160	

나. 2차 고정하중

1) 포 장 : 0.7280 m^2 x 23.0 kN/m^3 = 16.7440 kN/m

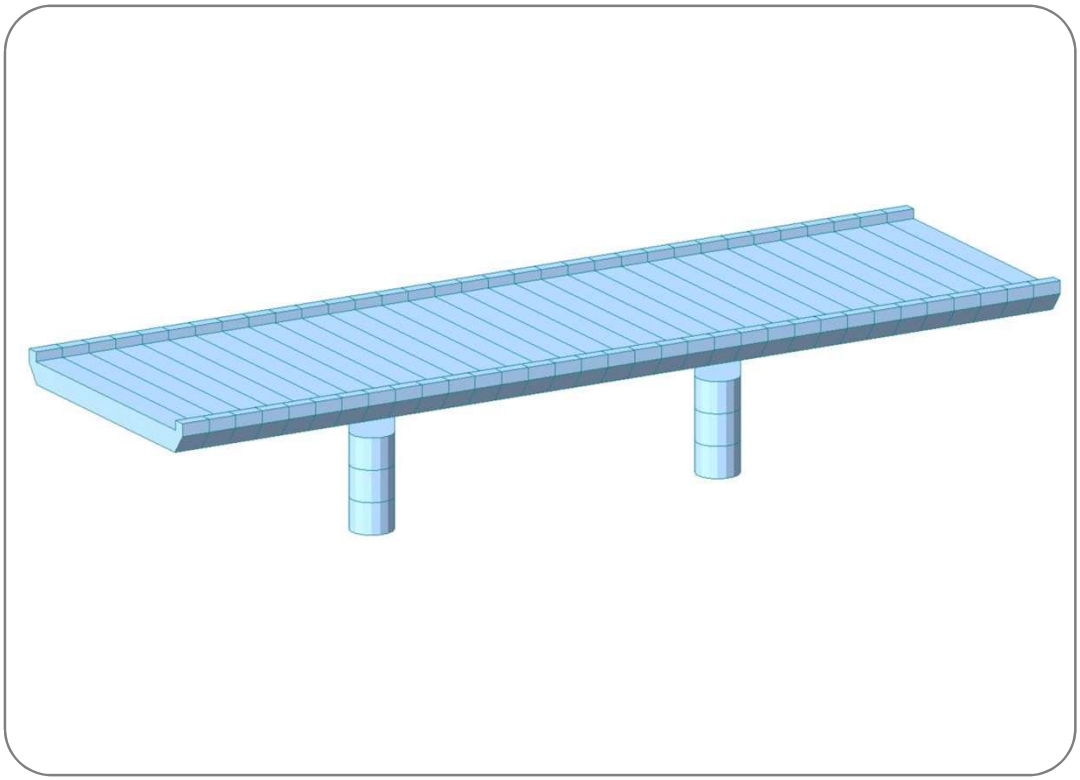
2) 현 치 부 : 4.3225 m^2 x 25.0 kN/m^3 = 108.0625 kN/ea

3) 난 간 : 1.0 kN/m x 2.0 ea = 2.0000 kN/m

2.1.2 교각 단면 특성

구 분	A (m^2)	H (m)	콘크리트 fck	철근 fy	주철근 직경	비 고
교각 P2	16.767	3.000	21 MPa	300 MPa	D 22	하단기준

2.1.3 구조해석 모델



2.1.4 자중해석에 의한 축력 산정

1) 교량 받침부 반력(교각 상부 축력)

(단위 : kN)

받침번호	A1	P1	P2	A2			합 계
1	0.8	37.3	34.1	20.6			
2	15.1	42.5	32.5	36.1			
3	359.7	1,311.8	1,369.7	382.8			
4	383.1	1,369.5	1,311.4	360.1			
5	36.0	32.7	42.7	15.3			
6	20.6	34.1	37.4	0.9			
소 계	815	2,828	2,828	816	0	0	7,287

2) 교량 하부 축하중

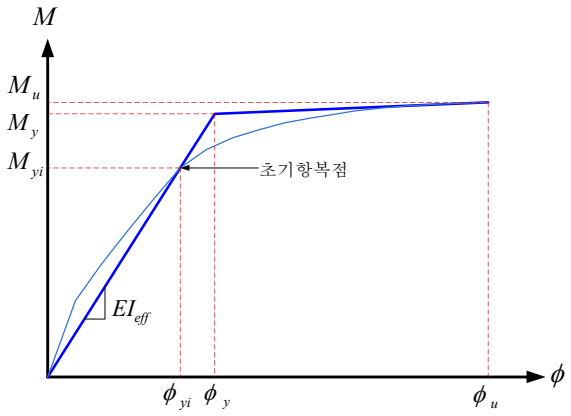
(단위 : kN)

구 분	P1	P2				비 고
교각하부	3,768.0	3,767.8				P2 선정

2.2 교각 P2 모멘트-곡률 해석

2.2.1 개요

- 교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성을 산정하기 위하여 단면해석프로그램인 "MIDAS civil"을 통해 앞에서 구한 축력의 효과를 고려하여 아래 그림과 같은 모멘트-곡률 관계곡선을 산정한다.



< 모멘트 - 곡률 관계 곡선 >

여기서 ..

M_{yi} : 초기항복시의 초기항복휨강도

M_y : 항복시의 항복휨강도

M_u : 극한시의 휨강도

$Ø_{yi}$: 초기항복시 곡률

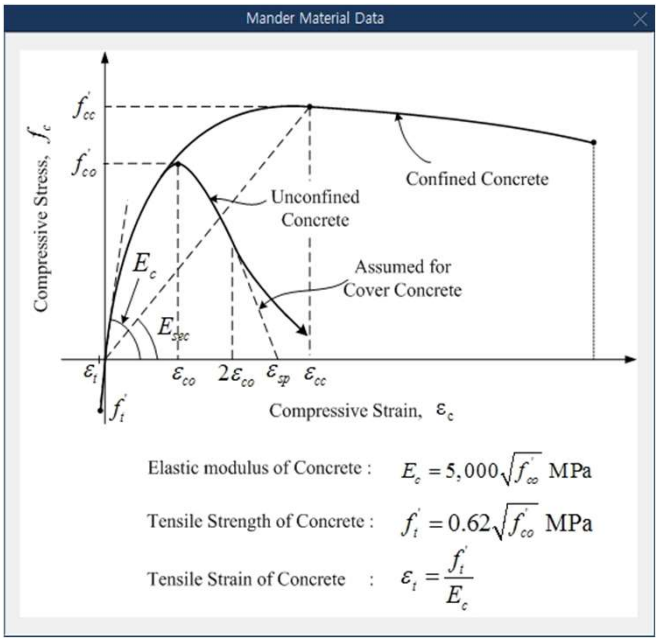
$Ø_y$: 항복시 곡률

$Ø_u$: 극한시 곡률

- 대상부재의 모멘트-곡률 관계곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선을 산정하고 초기항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형율이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다.
  단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

2.2.2 콘크리트 모델 : Mander Concrete Model

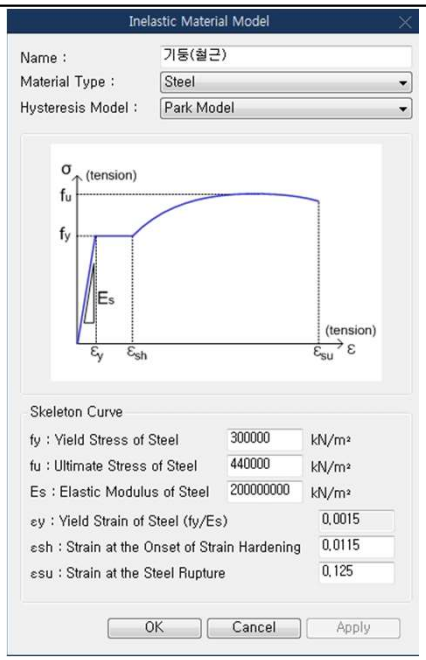
설계강도 f_{ck} (MPa)	최대압축강도 $f'_{co} = f'_{cc}$ (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_{cy} = 0.7\varepsilon_{cc}$		최대변형률 $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}$		극한변형률 ε_{cu}		탄성계수 E_c (MPa)
		교축	교직	교축	교직	교축	교직	
21	21	0.0005	0.0014	0.0007	0.0020	0.0007	0.0020	24,854



Concrete Model

2.2.3 철근모델 : Parabolic Strain Hardening Steel Model

항복강도 f_y (MPa)	극한강도 f_{su} (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_y = f_y / E_s$	경화시변형률 ε_{sh}	극한변형률 ε_{su}	탄성계수 E_s (MPa)	비 고
300	440	0.0015	0.0115	0.1250	200,000	

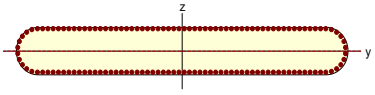


Steel Model

2.2.4 모멘트-곡률 해석 결과

1) 교축방향 해석

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^{L} = 12,418.4	Φ_{yi}^{L} = 0.001271	
항 복 시	M_{y}^{L} = 16,386.8	Φ_{y}^{L} = 0.001677	
극 한 시	M_{u}^{L} = 18,543.6	Φ_{u}^{L} = 0.034914	



Axial Force (kN) : 3767.8

Neutral Axis Angle : 0

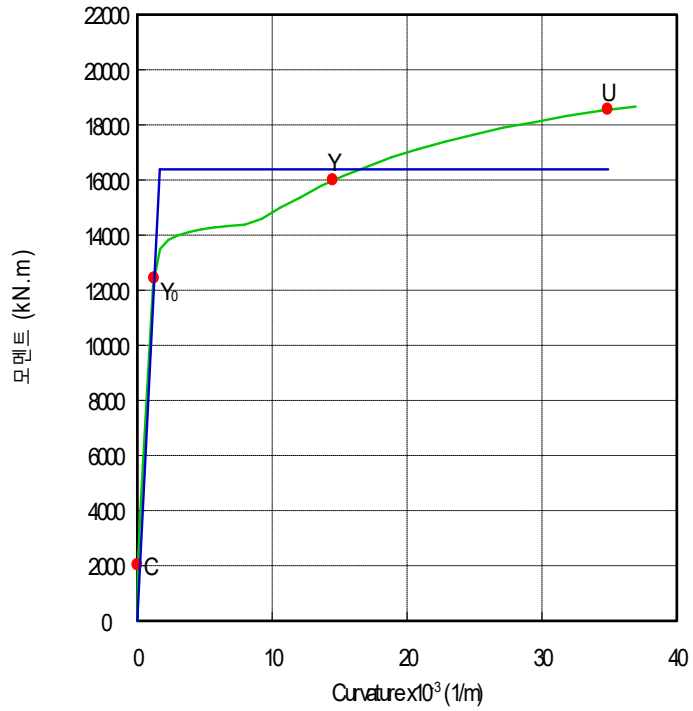
Concrete Height (m) : 1.5

Concrete Width (m) : 11.5

Concrete Area (m^2) : 16.7671

Rebar Area (m^2) : 0.0562032

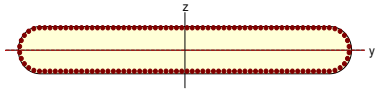
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축방향 해석) >

2) 교축직각방향 해석

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^T = 75,088.9	Φ_{yi}^T = 0.000161	
항 복 시	M_y^T = 113,115.0	Φ_y^T = 0.000305	
극 한 시	M_u^T = 125,154.0	Φ_u^T = 0.003046	



Axial Force (kN) : 3767.8

Neutral Axis Angle : 0

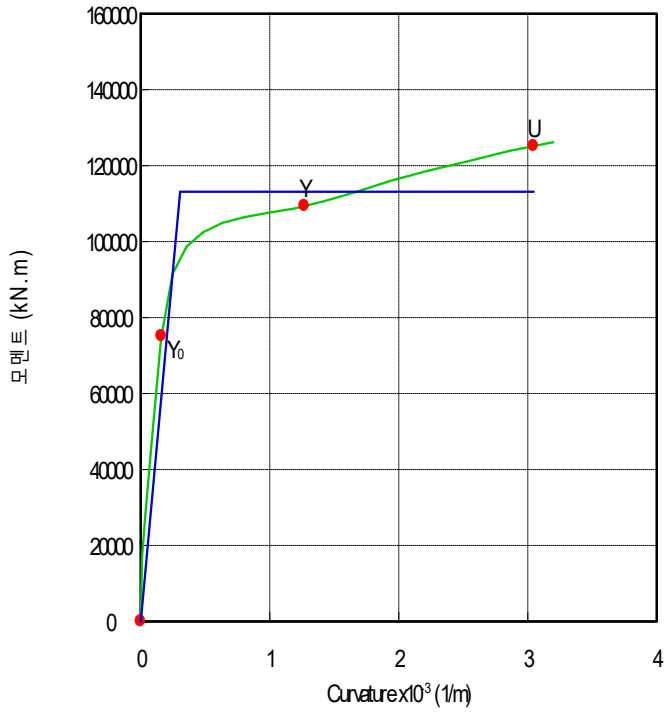
Concrete Height (m) : 1.5

Concrete Width (m) : 11.5

Concrete Area (m^2) : 16.7671

Rebar Area (m^2) : 0.0562032

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축직각방향 해석) >

2.2.5 교각 기둥의 유효단면2차모멘트 산정

○ 모멘트-곡률 관계곡선의 기울기로 구한 항복유효강성값을 콘크리트 탄성계수로 나누어 구함

○ 기둥의 유효강성적용은 탄성지지력 산정시 "붕괴방지수준"에 적용

1) 교축방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{L} = \frac{M_y^{L}}{\Phi_y^{L}} = \frac{16,386.8}{0.001677 \times 1000} = 9,768.8 \ m^4$$

2) 교축직각방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{T} = \frac{M_y^{T}}{\Phi_y^{T}} = \frac{113,115.0}{0.000305 \times 1000} = 370,670.8 \ m^4$$

3) 유효단면2차모멘트

-. 교 축 방 향 : $I_{eff}^{L} = E_c I_{eff}^{L} / E_c =$ 0.393046 m^4 (0.12840 I_g)

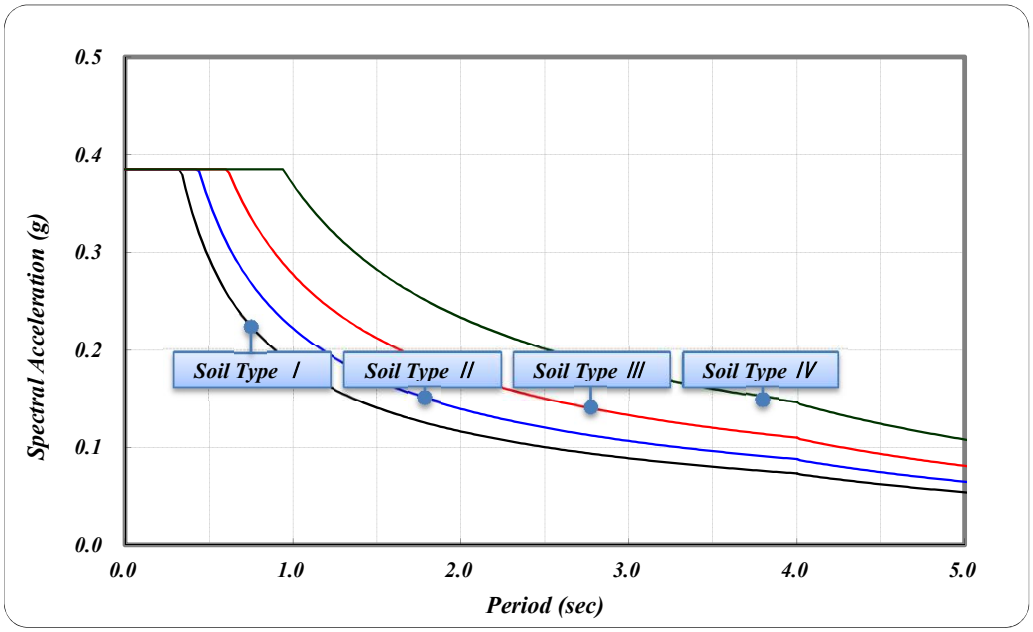
-. 교축직각방향 : $I_{eff}^{T} = E_c I_{eff}^{T} / E_c =$ 14.913837 m^4 (0.08520 I_g)

2.3 지진해석에 의한 탄성지지력 산정

○ 교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

2.3.1 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- 가속도 계수 A = 0.154 g
- 지 반 계 수 S = 1.200 (지반종류 Ⅱ)

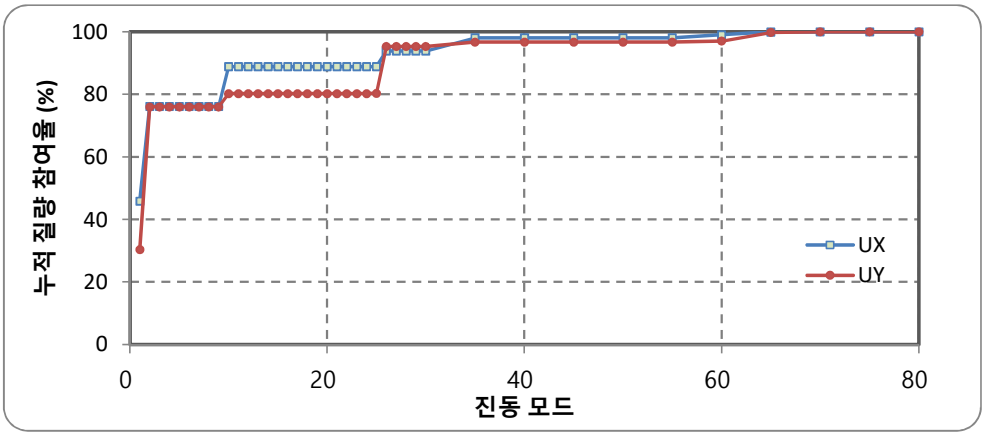


2.3.2 지진해석 결과

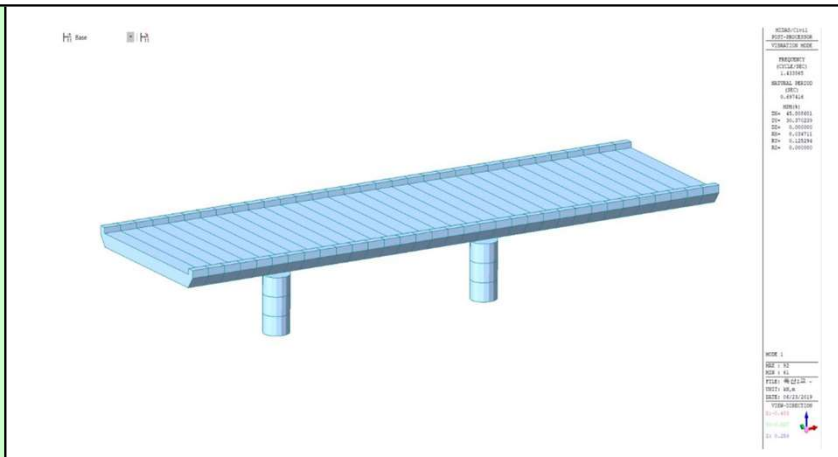
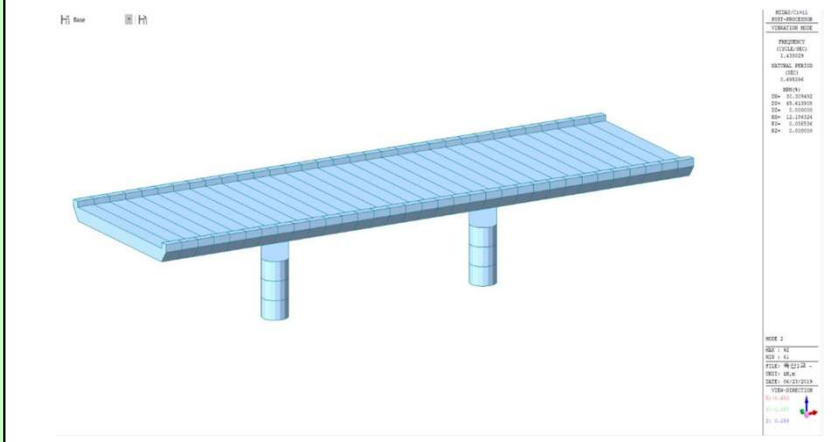
1) 고유치 해석결과 (Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비 고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	0.697	45.810	30.370	0.000	45.810	30.370	0.000	교축모드
2	0.695	30.310	45.610	0.000	76.120	75.980	0.000	교직모드
3	0.507	0.000	0.000	0.000	76.120	75.980	0.000	
4	0.121	0.000	0.000	4.820	76.120	75.980	4.820	
5	0.083	0.000	0.000	0.000	76.120	75.980	4.820	
6	0.078	0.000	0.000	59.580	76.120	75.980	64.400	
7	0.044	0.000	0.000	0.000	76.120	75.980	64.400	
8	0.042	0.000	0.000	0.000	76.120	75.980	64.400	
9	0.035	0.000	0.000	0.000	76.120	75.980	64.400	
10	0.035	12.700	4.230	0.000	88.820	80.220	64.400	
11	0.032	0.000	0.000	2.730	88.820	80.220	67.130	
12	0.031	0.000	0.000	0.000	88.820	80.220	67.130	
13	0.024	0.000	0.000	5.720	88.820	80.220	72.850	
14	0.023	0.000	0.000	0.000	88.820	80.220	72.850	
15	0.020	0.000	0.000	0.000	88.820	80.220	72.850	
16	0.019	0.000	0.000	0.000	88.820	80.220	72.850	
17	0.016	0.000	0.000	3.000	88.820	80.220	75.860	
18	0.014	0.000	0.000	0.000	88.820	80.220	75.860	
19	0.012	0.000	0.000	0.000	88.820	80.220	75.860	
20	0.012	0.000	0.000	0.080	88.820	80.220	75.940	
21	0.011	0.000	0.000	0.000	88.820	80.220	75.940	
22	0.011	0.000	0.000	0.000	88.820	80.220	75.940	
23	0.009	0.000	0.000	0.500	88.820	80.220	76.440	
24	0.009	0.000	0.000	0.000	88.820	80.220	76.440	
25	0.008	0.020	0.060	0.000	88.840	80.280	76.440	
26	0.008	5.010	15.020	0.000	93.840	95.300	76.440	
27	0.008	0.000	0.000	0.000	93.840	95.300	76.440	
28	0.008	0.000	0.000	0.000	93.840	95.300	76.440	
29	0.007	0.000	0.000	0.220	93.840	95.300	76.660	
30	0.007	0.000	0.000	0.000	93.840	95.300	76.660	
35	0.006	0.000	0.000	0.000	98.060	96.700	76.660	
40	0.005	0.000	0.000	0.000	98.060	96.710	76.690	
45	0.004	0.000	0.000	0.000	98.070	96.710	76.800	
50	0.004	0.000	0.000	0.000	98.070	96.710	98.110	
55	0.003	0.000	0.000	0.010	98.070	96.710	98.290	
60	0.003	0.000	0.000	0.000	99.010	97.020	98.290	
65	0.002	0.000	0.000	0.000	99.930	99.800	98.290	
70	0.002	0.070	0.200	0.000	100.000	100.000	98.290	
75	0.001	0.000	0.000	0.110	100.000	100.000	100.000	
80	0.001	0.000	0.000	0.110	100.000	100.000	100.000	

* 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90% 이상이 되도록 모드수를 결정하였다.



2) 주요 모드 형상 (Mode Shape)

교축방향 (T = 0.6974 sec)	
교축직각방향 (T = 0.6954 sec)	

3) 복합모드 해석결과 (D+E)

• 교축방향(X방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	34.027	459.360	-	0.686	9.240	-	교각상단 받침
P1	34.048	470.121	1,305.288	0.691	283.822	751.159	교각하단 기둥
P2	34.050	470.121	1,305.288	0.691	283.911	751.165	교각하단 기둥
A2	34.027	459.360	-	0.686	3.240	-	교각상단 받침

• 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	0.704	9.320	-	33.860	456.360	-	교각상단 받침
P1	0.697	271.951	755.315	34.062	492.018	1,520.983	교각하단 기둥
P2	0.697	271.952	355.315	34.062	492.667	1,520.999	교각하단 기둥
A2	0.704	9.320	-	33.860	456.360	-	교각상단 받침

• 탄성받침 1개당 최대발생력(kN)

구분	교축방향 지진하중 재하시		교축직각방향 지진하중 재하시		비 고
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	
A1	76.560	1.540	1.580	76.180	
P1	75.880	1.560	1.570	76.360	
P2	75.880	1.560	1.570	76.360	
A2	75.560	1.540	1.580	76.180	

• 탄성받침 1개당 최대발생변위(mm)

구분	교축방향 지진하중 재하시		교축직각방향 지진하중 재하시		비 고
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	
A1	34.027	0.686	0.704	33.860	
P1	34.048	0.691	0.697	34.062	
P2	34.050	0.691	0.697	34.062	
A2	34.027	0.686	0.704	33.860	

4) 교각 P2 복합모드 해석결과

부 재 력	교축방향 작용력		교축직각방향 작용력	
	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
기둥상단축력(kN)	2,945.622		2,945.622	
기둥하단축력(kN)	3,767.769		3,767.769	
상 단 변 위 (mm)	34.050	0.691	0.697	34.062
상단 전단력 (kN)	408.489	236.348	236.451	410.518
하단 전단력 (kN)	470.121	283.911	271.952	492.667
상단모멘트(kN · m)	408.488	214.804	236.441	609.114
하단모멘트(kN · m)	1,305.288	751.165	355.315	1,520.999

여기서, $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

5) 교각 P2 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부 재 력	하중 경우 1 (Comb 1)		하중 경우 2 (Comb 2)	
	$[F_E^L]_{com\ 1}$	$[F_E^T]_{com\ 1}$	$[F_E^L]_{com\ 2}$	$[F_E^T]_{com\ 2}$
기둥상단축력(kN)	2,945.622		2,945.622	
기둥하단축력(kN)	3,767.769		3,767.769	
상 단 변 위 (mm)	34.259	10.910	10.912	34.269
상단 전단력 (kN)	479.424	359.503	358.998	481.422
하단 전단력 (kN)	551.707	431.711	412.988	577.840
상단모멘트(kN · m)	479.420	397.538	358.987	673.555
하단모멘트(kN · m)	1,411.883	1,207.465	746.901	1,746.349

여기서, $[F_E]_{com\ 1} = 1.0\times[F_E]_L + 0.3\times[F_E]_T$, $[F_E]_{com\ 2} = 0.3\times[F_E]_L + 1.0\times[F_E]_T$

6) 교각 P2 조합지진력

부 재 력	교축방향지진력 $[F_E^L]_{comb}$	교축직각방향지진력 $[F_E^T]_{comb}$	기 호
기둥상단축력(kN)	2,945.622	2,945.622	P
기둥하단축력(kN)	3,767.769	3,767.769	P_{bot}
상 단 변 위 (mm)	34.259	34.269	$[\Delta_E]_{comb}$
상단 전단력 (kN)	479.424	481.422	$[V_E]_{comb,Top}$
하단 전단력 (kN)	551.707	577.840	$[V_E]_{comb,Bot}$
상단모멘트(kN · m)	479.420	673.555	$[M_E]_{comb,Top}$
하단모멘트(kN · m)	1,411.883	1,746.349	$[M_E]_{comb,Bot}$

여기서, $[F_E^L]_{comb} = MAX\{[F_E^L]_{com\,1}, [F_E^L]_{com\,2}\}$, $[F_E^T]_{comb} = MAX\{[F_E^T]_{com\,1}, [F_E^T]_{com\,2}\}$

3. 구성요소의 내진성능 평가

3.1 교각의 내진성능 평가

3.1.1 교각 P2 형식 특성값

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
교각 기둥의 거동형태	켄틸레버식	켄틸레버식	
콘크리트 극한변형률 ε_{co}	0.0007	0.0020	
교 각 높 이 H (m)	3.000	3.000	교직-실제높이
교각유효높이 He (m)	3.000	3.776	교직-상부구조도심
진 동 주 기 (sec)	0.6974	0.6954	해석결과

3.1.2 교각 P2 의 휨성능 곡선

3.1.2.1 휨단면강도 산정

○ 단면강도는 외부에서 작용하는 수평하중에 대하여 부재가 지지할 수 있는 최대능력(강도)을 의미한다

○ 하중작용점의 높이 : 교 축 방 향 - 교각의 상단(즉, 교각의 높이)

교축직각방향 - 상부구조 질량중심까지의 높이

1) 교축방향

- $F^L_y = M^L_y / H_e{}^L$ = 16,386.80 / 3.000 = 5,462.267 kN
- $F^L_f = M^L_n / H_e{}^L$ = 18,543.60 / 3.000 = 6,181.200 kN

2) 교축직각방향

- $F^T_y = M^T_y / H_e{}^T$ = 113,115.00 / 3.776 = 29,956.303 kN
- $F^T_f = M^T_n / H_e{}^T$ = 125,154.00 / 3.776 = 33,144.597 kN

여기서, F^L_y, F^T_y : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

F^L_f, F^T_f : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

M^L_y, M^T_y : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN-m)

M^L_n, M^T_n : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN-m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

- 교축방향 - 교각의 상단높이 적용(즉 교각높이로 적용)
- 교축직각방향 - 질량중심을 고려한 값 적용.

3.1.2.2 교각의 휨성능 곡선

○ 교각의 항복 및 극한시 변위는 비선형해석 또는 단면해석을 통하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 단, Caltrans에서는 하중단계에 따른 곡률분포를 등가소성힌지길이의 중심으로 한 2개의 직선으로 이상화하여 간략하게 평가할 수 있도록 하였다.

○ 소성변형과 관련 변수들의 기하학적인 특성을 이용하면 다음과 같은 관계를 구할 수 있다.

1) 교축방향

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^L = \dfrac{\varnothing_y^L \, H_e^2}{3} = \dfrac{0.001677 \times 3.000^2}{3} = 0.005032$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^L = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 3.000 + 0.022 \times 300 \times 0.0222 = 0.387$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0222 = 0.293$ m
- $\theta_p^L = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^L = (0.034914 - 0.001677) \times 0.387 = 0.012846$
- $\Delta_p^L = (M_u^L / M_y^L - 1) \cdot \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2)$

  $= \left(\dfrac{18,544}{16,387} - 1 \right) \times 0.005032 + 0.012846 \times \left(3.000 - \dfrac{0.387}{2} \right)$

  $= 0.03672$ m

여기서, L_p : 등가소성힌지길이(m) θ_p : 소성회전각

f_y : 축방향철근 항복강도(MPa) d_{bl} : 교각 기둥의 축방향철근 직경(mm)

③ 극한변위(Δ_u)

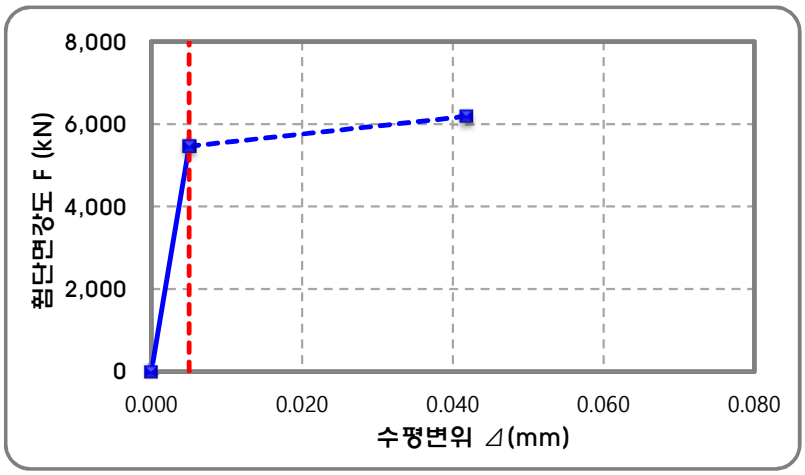
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.005032 + 0.036719 = 0.041751$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c}^L = \dfrac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \dfrac{0.041751}{0.005032} = 8.297 > 1.000$ 제한

  $= 1.000$

⑤ 휨성능 곡선



2) 교축직각방향

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^T = \dfrac{\varnothing_y^T H_e^2}{3} = \dfrac{0.000305 \times 3.776^2}{3} = 0.001450$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 3.776 + 0.022 \times 300 \times 0.0222 = 0.449$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0222 = 0.293$ m
- $\theta_p^T = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^T = (0.003046 - 0.000305) \times 0.449 = 0.001230$
- $\Delta_p^T = (M_u^T / M_y^T - 1) \cdot \Delta_y^T + \theta_p^T (H_e^T - L_p^T / 2)$

  $= \left(\dfrac{125,154}{113,115} - 1 \right) \times 0.001450 + 0.001230 \times \left(3.776 - \dfrac{0.449}{2} \right)$

  $= 0.00452$ m

③ 극한변위(Δ_u)

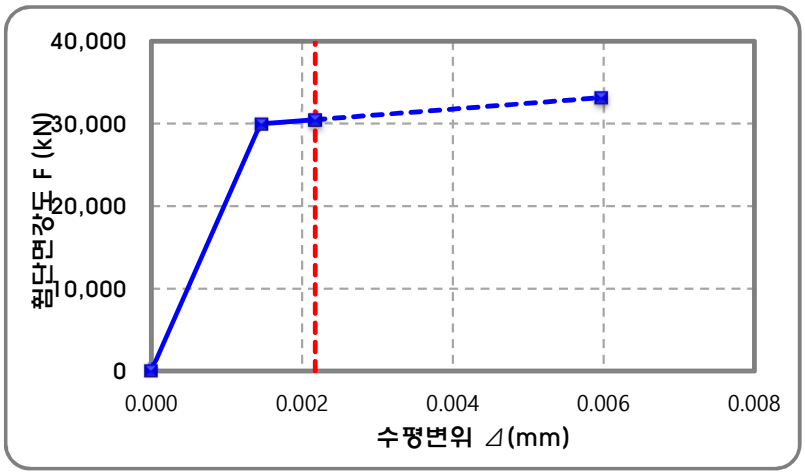
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.001450 + 0.004522 = 0.005972$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu_{\Delta c}^T = \dfrac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \dfrac{0.005972}{0.001450} = 4.118 > 1.500$ 제한

  $= 1.500$

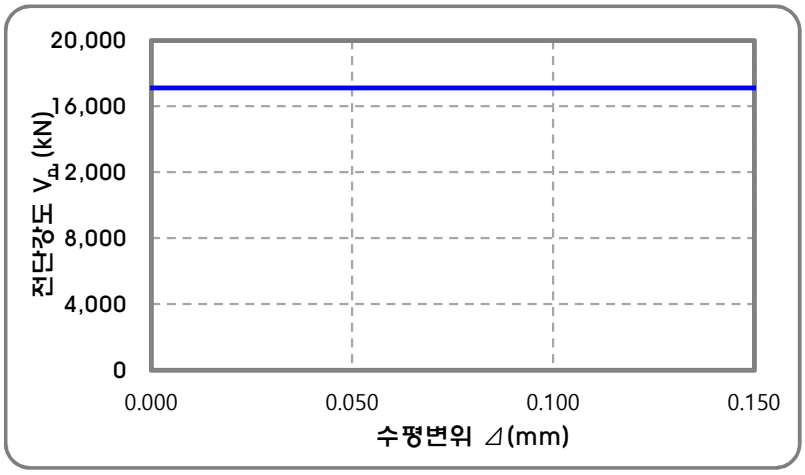
⑤ 휨성능 곡선



3.1.3 교각 P2 의 전단성능 곡선

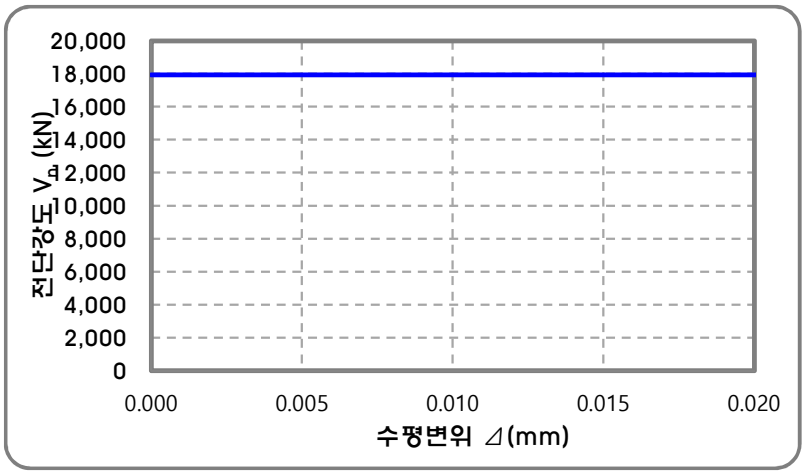
1) 교축방향

- $V_{n1} = 0.66 \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 0.660 \times \sqrt{(} 21) \times 11500 \times 1420 = 49,390.1$ kN
- $V_{n2} = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) \cdot b \cdot d$
  $= (0.165 \times \sqrt{(} 21) + 0.001 \times 300) \times 11500 \times 1420 = 17,100.8$ kN
- $V_n = MIN (V_{n1} , V_{n2}) = 17,100.8$ kN



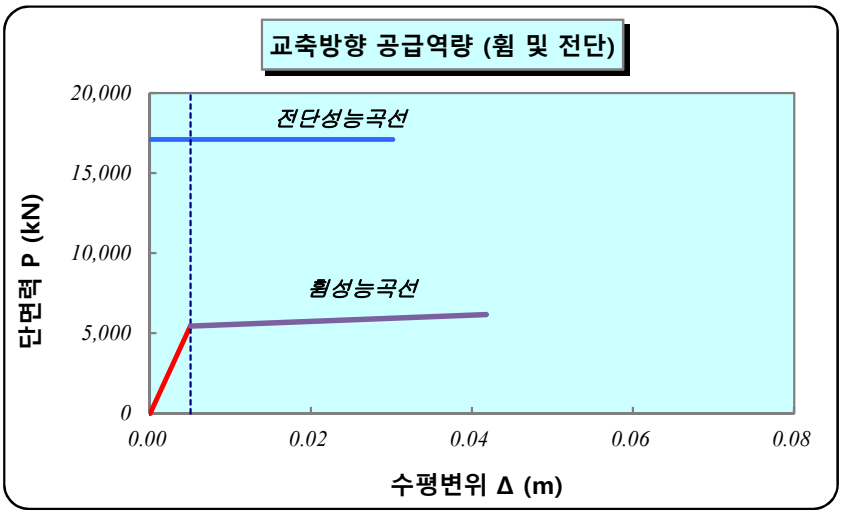
2) 교축직각방향

- $V_{n1} = 0.66 \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d = 0.660 \times \sqrt{(} 21) \times 1500 \times 11420 = 51,809.7$ kN
- $V_{n2} = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) \cdot b \cdot d$
  $= (0.165 \times \sqrt{(} 21) + 0.001 \times 300) \times 1500 \times 11420 = 17,938.5$ kN
- $V_n = MIN (V_{n1} , V_{n2}) = 17,938.5$ kN

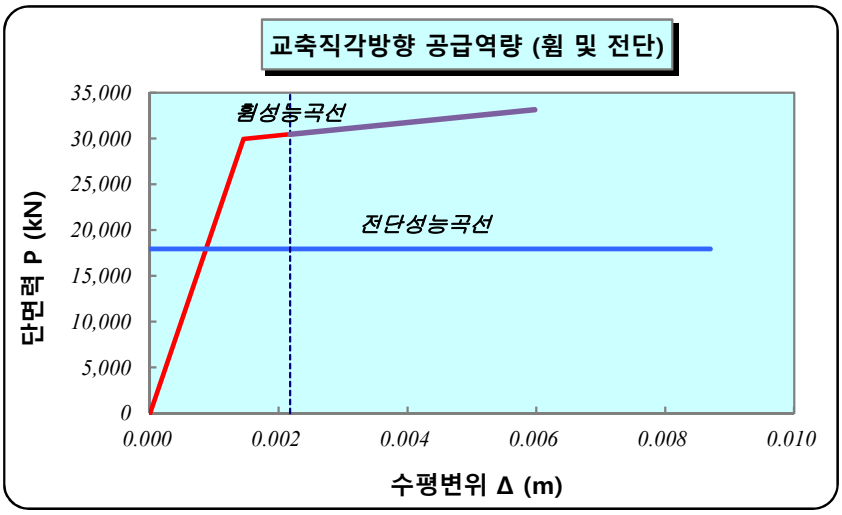


3.1.4 교각 P2 의 파괴모드 결정

1) 교 축 방 향 : **휨 파괴모드**



2) 교축직각방향 : **전단 파괴모드**



3) 교각의 파괴모드

⇒ 교각 P2의 교축방향은 휨파괴에 이를 때까지 전단파괴가 발생하지 않는 '휨파괴 모드'이며
교축직각방향은 교각의 연성거동 이전에 전단파괴가 먼저 발생하는 '전단파괴모드'로 지배된다.

3.1.5 교각 P2 의 내진성능 평가

○ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구 분	지 반 종 류				비 고
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	
Ts	0.3300	0.4400	0.6100	0.9400	도로교설계기준 2004
1.25 Ts	0.4125	0.5500	0.7625	1.1750	

1) 교축방향 : 휨 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P \cdot \Delta_E$ = 1,411.9 + 2,945.6 × 0.0343 = 1,512.8 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 1,512.8 kN · m
- M_y = 16,386.8 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 ∴ 탄성영역에서 거동

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_s}$
- 교각2의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 0.6974 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가 (변위연성도)

- 공 급 역 량 : $\mu^L_{\Delta C}$ = 1.000
- 소 요 역 량 : $\mu^L_{\Delta d}$ = 1.000
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^L_{\Delta C}}{\mu^L_{\Delta d}} = \frac{1.000}{1.000}$ = 1.000 ≥ 1.0 ∴ O.K

2) 교축직각방향 : 전단 파괴모드

(1) 전단소요역량 산정

- $F^T_{pd} = V^T_{E,comb}$ = 577.8 kN

(2) 내진성능평가

- 공 급 역 량 : F^L_C = 17,938.5 kN
- 소 요 역 량 : F^L_d = 577.8 kN
- 내진성능평가 : $\frac{F^L_C}{F^L_d} = \frac{17,938.5}{577.8}$ = 31.044 ≥ 1.0 ∴ O.K

3.2 교량 받침의 내진성능 평가

3.2.1 교각 P2 받침평가 (최대 지진력 발생 교각부)

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.1.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 135.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 135.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 135.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 135.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MIN [F^L_n, $[V^L_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) / 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [5,462.3 , 479.4] × 1 / 6 = 79.9 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MIN [F^T_n, $[V^T_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [30,467.7 , 481.4] × 1 / 6 = 80.2 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{135.0}{79.9} = 1.690 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{135.0}{80.2} = 1.683 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 60.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 60.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
전단변위 (mm)	34.26	10.91	10.91	34.27

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [34.26 , 10.91] = 34.26 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [10.91 , 34.27] = 34.27 mm

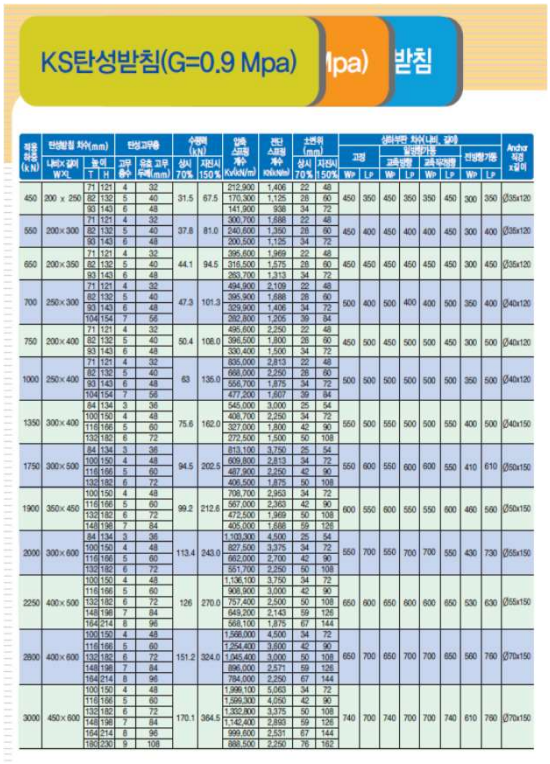
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{60.00}{34.26} = 1.751 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{60.00}{34.27} = 1.751 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격



제품 표준 (± N)	탄성판 치수(mm) 너비×길이 W×L	높이 T	높이 H	탄성고무층 고무 층수	탄성고무층 요철 고무 두께(mm)	수평력 (kN) 상시 70%	수평력 (kN) 지진시 150%	압축 스프링 계수 kN/mm	전단 스프링 계수 kN/mm	초변위 (mm) 상시 70%	초변위 (mm) 지진시 150%	상판부판 치수(L×W, 강재) 고정 WP	고정 LP	일방향가동 고속방향 WP	일방향가동 고속방향 LP	일방향가동 저속방향 WP	일방향가동 저속방향 LP	전방향가동 WP	전방향가동 LP	Anchor 직경 x길이
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	450	300	350		Ø35x120
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60									
		93	143	6	48			141,900	938	34	72									
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	450	300	400		Ø35x120
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60									
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72									
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	300	450		Ø35x120
		82	132	5	40			316,500	1,575	28	60									
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72									
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	400	500	350	400	Ø40x120
		82	132	5	40			395,900	1,688	28	60									
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72									
		104	154	7	56			282,800	1,205	39	84									
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120
		82	132	5	40			396,500	1,800	28	60									
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72									
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	835,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		82	132	5	40			668,000	2,250	28	60									
		93	143	6	48			556,700	1,875	34	72									
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84									
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	500	550	400	500	Ø40x150
		100	150	4	48			408,700	2,250	34	72									
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90									
		132	182	6	72			272,500	1,500	50	108									
1750	300×500	84	134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100	150	4	48			609,800	2,813	34	72									
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90									
		132	182	6	72			406,500	1,875	50	108									
1900	350×450	100	150	4	48	99.2	212.6	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150
		116	166	5	60			567,000	2,363	42	90									
		132	182	6	72			472,500	1,969	50	108									
		148	196	7	84			405,000	1,688	59	126									
2000	300×600	84	134	3	36	113.4	243.0	1,100,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150
		100	150	4	48			827,500	3,375	34	72									
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90									
		132	182	6	72			551,700	2,250	50	108									
2250	400×500	100	150	4	48	126	270.0	1,106,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	520	630	Ø55x150
		116	166	5	60			906,900	3,000	42	90									
		132	182	6	72			757,400	2,500	50	108									
		148	196	7	84			649,200	2,143	59	126									
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144									
2800	400×600	100	150	4	48	151.2	324.0	1,598,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,254,400	3,600	42	90									
		132	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108									
		148	196	7	84			896,000	2,571	59	126									
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144									
3000	450×600	100	150	4	48	170.1	364.5	1,998,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,599,300	4,050	42	90									
		132	182	6	72			1,332,800	3,375	50	108									
		148	196	7	84			1,142,400	2,893	59	126									
		164	214	8	96			999,600	2,531	67	144									
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	162									

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \frac{F^{L}_{B,D}}{n^{L}_{B}} = \frac{79.9}{1} = 79.9$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \frac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{80.2}{1} = 80.2$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \frac{434.3}{79.9} = 5.435 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \frac{434.3}{80.2} = 5.413 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)

○ $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b$

여기서, A_{Vc} : 단일앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vc} = [\ 1.5 \cdot C_{a1} + \sum S_i + 1.5 \cdot C_{a1}\ ] \times 1.5 C_{a1}$ ($C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$, $h_a \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우)

A_{Vco} : 연단거리 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vco} = 4.5 \cdot C^2_{a1}$

$\varphi_{ed,V}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 1.0$

$C_{a2} < 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\ (\ C_{a2} / 1.5 C_{a1}\ )$

$\varphi_{c,V}$: 콘크리트 균열 및 보조철근 유무에 따른 전단강도 수정계수

비균열 콘크리트 또는 보조철근과 100mm이하 간격의 스터럽 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.4$

균열콘크리트 : 보조철근 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.2$, 보조철근 미사용시 $\varphi_{c,V} = 1.0$

V_b : 균열 콘크리트에서 전단을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트파괴강도, N

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

$V_b = 0.7\ (\ l_e / d_o\ )^{0.2}\ \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ ($d_0 \geq 10$㎜, 헤드스터드, 헤드볼트, 갈고리볼트)

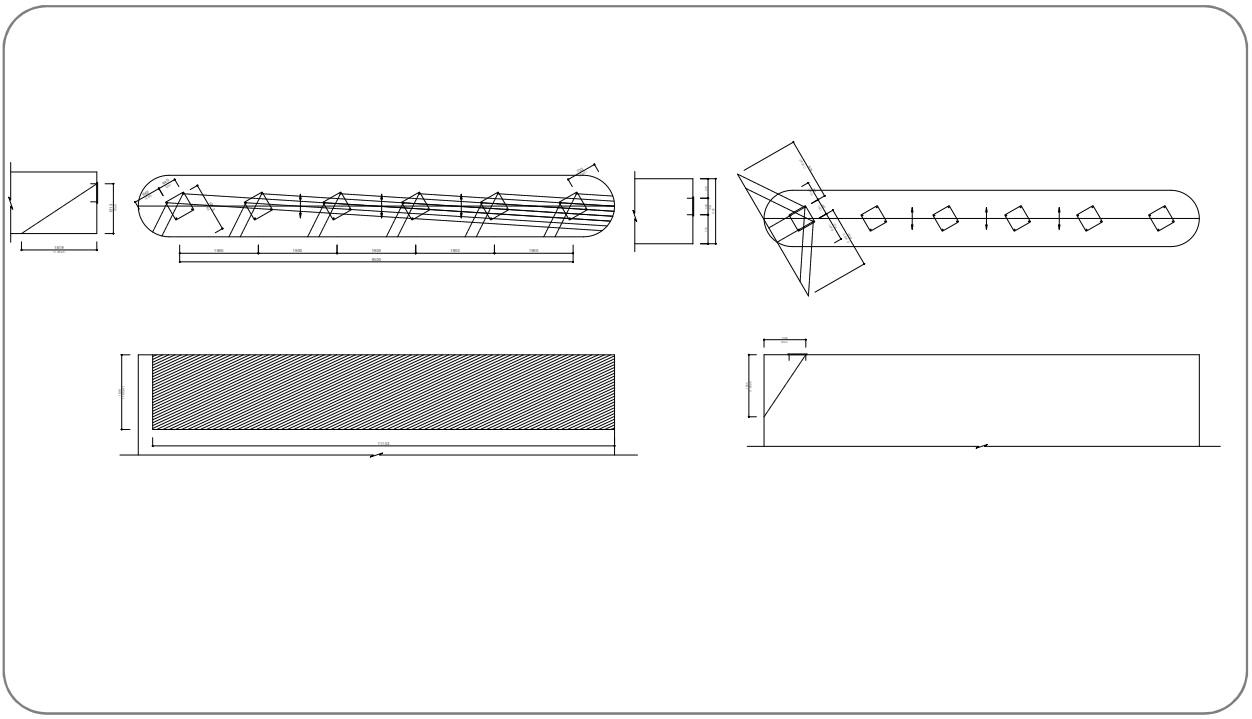
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

C_{a2} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

S_1 : 하중 작용 직각방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

S_2 : 하중 작용 방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

h_a : 앵커가 정착되는 기초(코핑)콘크리트 두께, ㎜



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (662 + 9,758 + 733) × 1,820 = 20,292,884 mm^2

  여기서, C_{a1} = 1,213 mm , C_{a1}' = 1,213 mm

  C_{a21} = 662 mm , C_{a22} = 733 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 9,758 mm , S_{max} = 1,900 mm , h_a = 3,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 1,213 ^{2} = 6,621,161 mm^2

∴ A_{Vc} ≥ n·A_{Vco} = 2 × 6,621,161 = 13,242,321 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{13,242,321}{6,621,161} \times 0.809 \times 1.00 \times 915 = 1,481.0$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.809 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 915 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 320] = 120 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (733 + 440 + 519) × 1,655 = 2,799,414 mm^2

  여기서, C_{a1} = 1,103 mm , C_{a1}' = 1,103 mm

  C_{a21} = 733 mm , C_{a22} = 519 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 440 mm , S_{max} = 440 mm , h_a = 3,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 1,103 ^{2} = 5,474,741 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 5,474,741 = 10,949,481 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{2,799,414}{5,474,741} \times 0.794 \times 1.00 \times 794 = 322.2$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.794 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 794 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 320] = 120 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 0.5C_{a1} 과 0.3C_{a2} 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as}$ = $n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 10176.5 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as}$ = $n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 815.6 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , $V^L_{s,as}$) = MAX (1,481.0 , 0.0) = 1,481.0 kN

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (322.2 , 0.0) = 322.2 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AC,D} = F^{L}_{AS,D} \times n^{L}_{B} = 79.9 \times 6 = 479.4$ kN ($n^{L}_{B} = 6$)
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} = 80.2 \times 1 = 80.2$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^{L}_{cbg}}{F^{L}_{AC,D}} = \frac{1,481.0}{479.4} = 3.089 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \frac{322.2}{80.2} = 4.016 \geq 1.0$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)

○ $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$

여기서, k_{cp} : 콘크리트 프라이아웃 강도 계수

$h_{ef} < 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 1.0$

$h_{ef} \geq 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 2.0$

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커그룹의 콘크리트 파괴강도, N

○ $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$

여기서, A_{Nc} : 인장강도 산정을 위한 단일앵커 또는 앵커그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nc} = [2\times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_1] \times [2 \times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_2]$ ($C_{a1} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$, $C_{a2} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우)

A_{Nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도 산정을 위한 단일앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nco} = 9 \cdot h^{2}_{ef}$

$\varphi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 대한 인장강도 수정계수

$C_{a,min} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,N} = 1.0$

$C_{a,min} < 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 (C_{a,min} / 1.5 h_{ef})$

$\varphi_{c,N}$: 균열유무에 따른 인장강도 수정계수 (균열제어 철근 배근시 비균열 콘크리트로 간주)

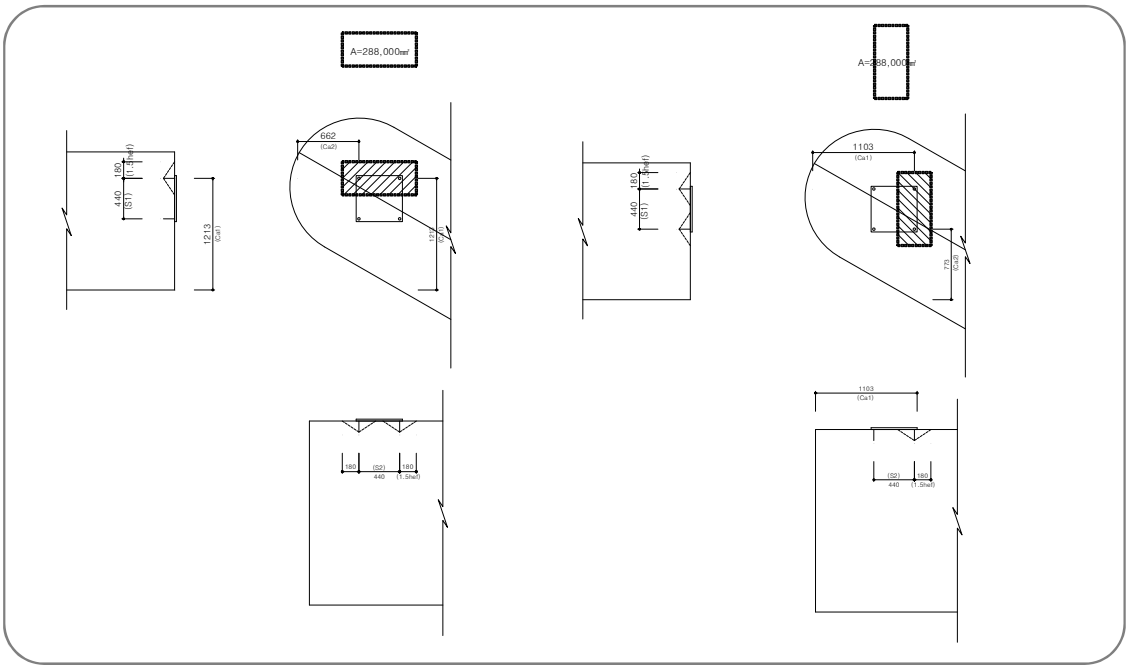
비균열 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.25$: 선설치 앵커, $\varphi_{c,N} = 1.40$: 후설치 앵커

균열(폭 0.3mm초과) 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.0$

N_b : 인장력을 받는 단일앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N

$N_b = k_c \sqrt{fck} \cdot h^{1.5}_{ef}$ ($k_c = 10$: 선설치앵커, $k_c = 7$: 후설치앵커)

$N_b = 3.9 \sqrt{fck} \cdot h^{5/3}_{ef}$ ($280 \leq h_{ef} \leq 635$㎜ 인 헤드스터드와 헤드볼트)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 288,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 1,213 mm , C_{a12} = 1,213 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 662 mm , C_{a22} = 733 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120.0 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600.0 mm^2

∴ $A_{Nc} \geq n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 42.2 = 84.3$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 7.0 × √ 21 × 120.0 $^{1.5}$ = 42.2 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 84.3 = 168.7 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 288,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 1,103 mm , C_{a12} = 1,103 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 733 mm , C_{a22} = 519 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600.0 mm^2

∴ $A_{Nc} \geq n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 42.2 = 84.3$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5} = 42.2$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 84.3 = 168.7$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX(V^L_{cpg}, V^L_{s,at}) = MAX(168.7, 0.0) = 168.7$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^T_{cpg}, V^T_{s,at}) = MAX(168.7, 0.0) = 168.7$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 79.9 \times 1 = 79.9$ kN (n^L_B = 1)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 80.2 \times 1 = 80.2$ kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{168.7}{79.9} = 2.111 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{168.7}{80.2} = 2.102 \geq 1.0$ ∴ O.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	79.9	O.K 5.435	434.3	80.2	O.K 5.413
콘크리트전단파괴	1,481.0	479.4	O.K 3.089	322.2	80.2	O.K 4.016
프라이아웃 파괴	168.7	79.9	O.K 2.111	168.7	80.2	O.K 2.102

3.2.2 교대 A1 받침평가

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.2.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 135.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 135.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 135.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 135.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	77.03	24.39	24.55	76.64

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [77.0 , 24.5] = 77.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [24.4 , 76.6] = 76.6 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{135.0}{77.0} = 1.752 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{135.0}{76.6} = 1.761 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.2.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 60.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 60.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	34.24	10.84	10.91	34.07

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [34.24 , 10.91] = 34.24 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [10.84 , 34.07] = 34.07 mm

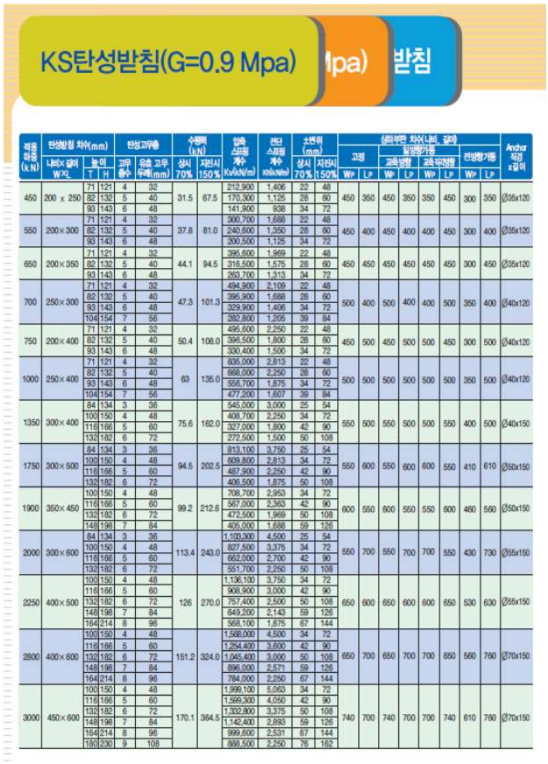
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{60.00}{34.24} = 1.752 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{60.00}{34.07} = 1.761 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.2.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격



재료 종류 (kN)	탄성받침 치수(mm)			탄성고무층		수평력 (kN)		압축 스프링 계수	전단 스프링 계수	스트로크 (mm)		상판부만 치수(너트, 앵커)								Anchor 직경 x길이
	L×B×높이 W×L	T	H	고무 층수	유효 고무두께(mm)	상시 70%	지진시 150%	Kn/kN/m	kN/kN/m	상시 70%	지진시 150%	고정		활동방향		교축방향		전방향		
												W	L	W	L	W	L	W	L	
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	350	450	300	350	Ø35x120
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60									
		93	143	6	48			141,900	938	34	72									
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	400	450	300	400	Ø35x120
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60									
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72									
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	396,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120
		82	132	5	40			316,500	1,575	28	60									
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72									
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	400	500	350	400	Ø40x120
		82	132	5	40			395,900	1,688	28	60									
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72									
		104	154	7	56			282,800	1,205	39	84									
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120
		82	132	5	40			394,500	1,800	28	60									
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72									
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	835,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		82	132	5	40			668,000	2,250	28	60									
		93	143	6	48			556,700	1,875	34	72									
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84									
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	500	550	400	500	Ø40x150
		100	150	4	48			408,700	2,250	34	72									
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90									
		132	182	6	72			272,500	1,500	50	108									
1750	300×500	84	134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100	150	4	48			609,800	2,813	34	72									
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90									
		132	182	6	72			406,500	1,875	50	108									
1900	350×450	100	150	4	48	99.2	212.8	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150
		116	166	5	60			567,000	2,363	42	90									
		132	182	6	72			472,500	1,969	50	108									
		148	198	7	84			405,000	1,688	59	126									
2000	300×600	84	134	3	36	113.4	243.0	1,103,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150
		100	150	4	48			827,500	3,375	34	72									
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90									
		132	182	6	72			551,700	2,250	50	108									
2250	400×500	100	150	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150
		116	166	5	60			908,900	3,000	42	90									
		132	182	6	72			757,400	2,500	50	108									
		148	198	7	84			649,200	2,143	59	126									
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144									
2800	400×600	100	150	4	48	151.2	324.0	1,568,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,254,400	3,600	42	90									
		132	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108									
		148	198	7	84			896,000	2,571	59	126									
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144									
3000	450×600	100	150	4	48	170.1	364.5	1,996,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,596,900	4,050	42	90									
		132	182	6	72			1,330,800	3,375	50	108									
		148	198	7	84			1,142,400	2,893	59	126									
		164	214	8	96			999,600	2,531	67	144									
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	162									

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

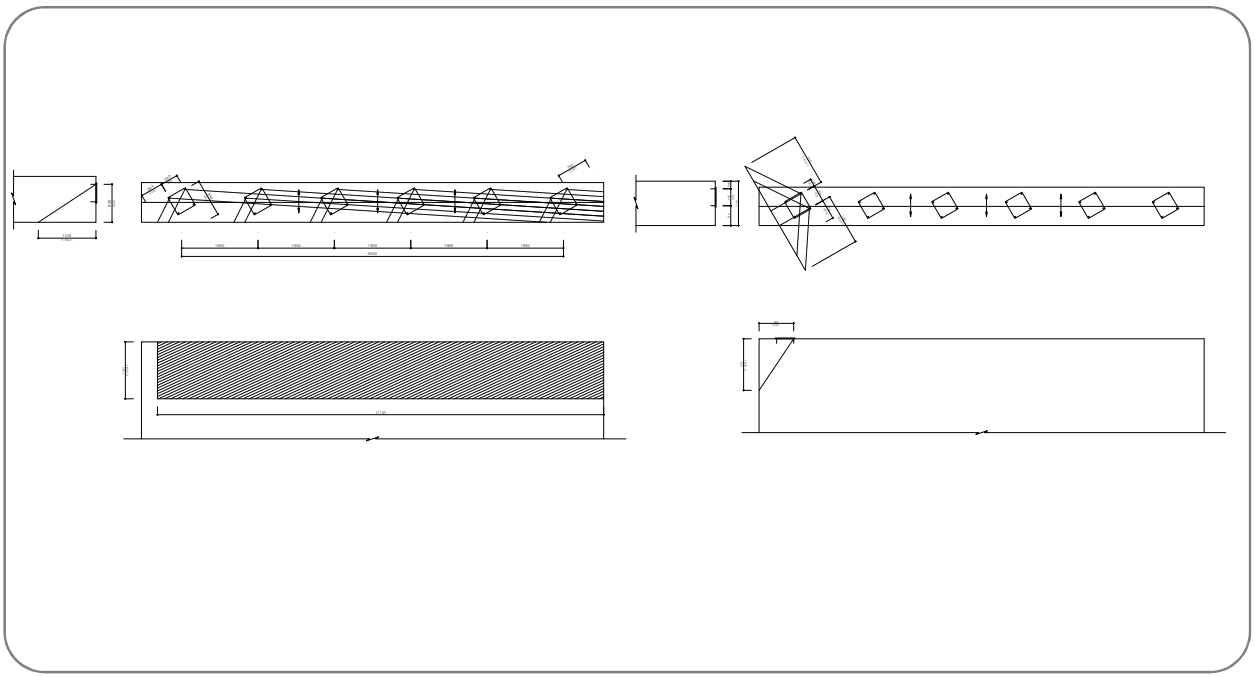
- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \dfrac{F^{L}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{77.0}{1} = 77.0$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \dfrac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{76.6}{1} = 76.6$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\dfrac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \dfrac{434.3}{77.0} = 5.638 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\dfrac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \dfrac{434.3}{76.6} = 5.667 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- $A_{Vc} = [\ C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}'\ ] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\ 564 + 9,770 + 767\ ) \times 1,434 = 15,918,834\ mm^2$

  여기서, $C_{a1} = 956$ mm , $C_{a1}' = 956$ mm

  $C_{a21} = 564$ mm , $C_{a22} = 767$ mm

  $\sum S_i = 9,770$ mm , $S_{max} = 1,900$ mm , $h_a = 4,000$ mm

- $A_{Vco} = 4.5\ (C_{a1}')^2 = 4.5 \times 956^{\ 2} = 4,112,712\ mm^2$

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 4,112,712 = 8,225,424\ mm^2$

- $V_{cbg} = \dfrac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \dfrac{8,225,424}{4,112,712} \times 0.818 \times 1.00 \times 640 = 1,047.6$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V} = 0.818$ Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V} = 1.000$ (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  $V_b = 0.6\ (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 640$ kN

  $l_e = MIN\ [\ h_{ef}, 8d_0\ ] = MIN\ [\ 120 , 320\ ] = 120$ mm

  $d_0 = 40$ mm (앵커소켓 직경) , $h_{ef} = 120$ mm

○ 교축직각방향

- $A_{Vc} = [\ C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}'\ ] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\ 516 + 440 + 198\ ) \times 1,341 = 1,547,514\ mm^2$

  여기서, $C_{a1} = 894$ mm , $C_{a1}' = 894$ mm

  $C_{a21} = 516$ mm , $C_{a22} = 198$ mm , $H = 132$ mm

  $\sum S_i = 440$ mm , $S_{max} = 440$ mm , $h_a = 4,000$ mm

- $A_{Vco} = 4.5\ (C_{a1}')^2 = 4.5 \times 894^{\ 2} = 3,596,562\ mm^2$

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 3,596,562 = 7,193,124\ mm^2$

• $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{1,547,514}{3,596,562} \times 0.744 \times 1.00 \times 579 = 185.4$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.744 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 579$ kN

l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [120 , 320] = 120 mm

d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2\times0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 10169.3 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2\times0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 654.2 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , V^L_{s,as})$ = MAX (1,047.6 , 0.0) = 1,047.6 kN

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , V^T_{s,as})$ = MAX (185.4 , 0.0) = 185.4 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

• 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B$ = 77.0 × 6 = 462.2 kN (n^T_B = 6)

• 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B$ = 76.6 × 1 = 76.6 kN (n^T_B = 1)

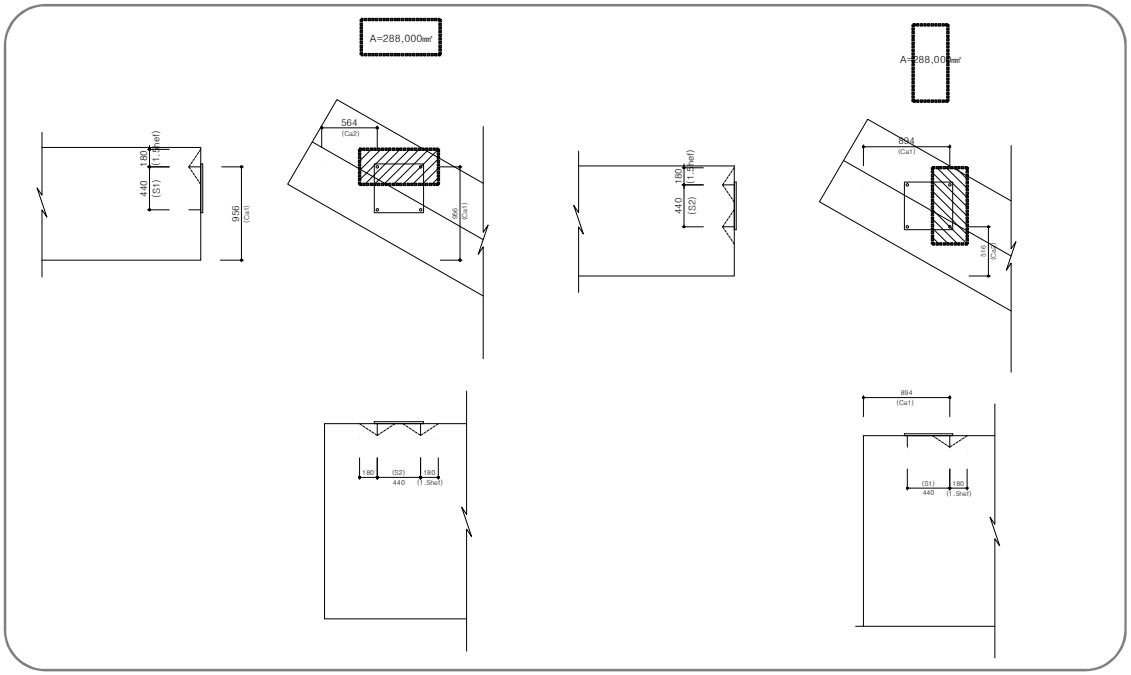
③ 평가

• 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{1,047.6}{462.2} = 2.266 \geq 1.00$ ∴ O.K

• 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{185.4}{76.6} = 2.420 \geq 1.00$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 288,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 956 mm , C_{a12} = 956 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 564 mm , C_{a22} = 767 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9\cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600 mm^2

- ∴ $A_{Nc} \geq n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$ = $\frac{259,200}{129,600}$ × 1.000 × 1.00 × 42.2 = 84.3 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 7.0 × √ 21 × $120.0^{1.5}$ = 42.2 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 84.3 = 168.7 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 288,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 894 mm , C_{a12} = 894 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 516 mm , C_{a22} = 198 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 120.0^{\ 2} = 129,600 \ mm^2$

$\therefore A_{Nc} \geq n \cdot A_{Nco} = 2 \times 129,600.0 = 259,200.0 \ mm^2$ (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 42.2 = 84.3$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5} = 42.2$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 84.3 = 168.7$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX(V^L_{cpg}, V^L_{s,at}) = MAX(168.7, 0.0) = 168.7$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^T_{cpg}, V^T_{s,at}) = MAX(168.7, 0.0) = 168.7$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 77.0 \times 1 = 77.0$ kN ($n^T_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 76.6 \times 1 = 76.6$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{168.7}{77.0} = 2.190 \geq 1.00$ ∴ 0.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{168.7}{76.6} = 2.201 \geq 1.00$ ∴ 0.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	77.0	0.K 5.638	434.3	76.6	0.K 5.667
콘크리트전단파괴	1,047.6	462.2	0.K 2.266	185.4	76.6	0.K 2.420
프라이아웃 파괴	168.7	77.0	0.K 2.190	168.7	76.6	0.K 2.201

3.2.3 교대 A2 받침평가

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.3.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 135.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 135.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 135.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 135.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	76.03	24.39	24.25	76.64

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [76.0 , 24.2] = 76.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [24.4 , 76.6] = 76.6 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{135.0}{76.0} = 1.776 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{135.0}{76.6} = 1.761 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.3.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 60.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 60.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	34.24	10.84	10.91	34.07

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [34.24 , 10.91] = 34.24 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [10.84 , 34.07] = 34.07 mm

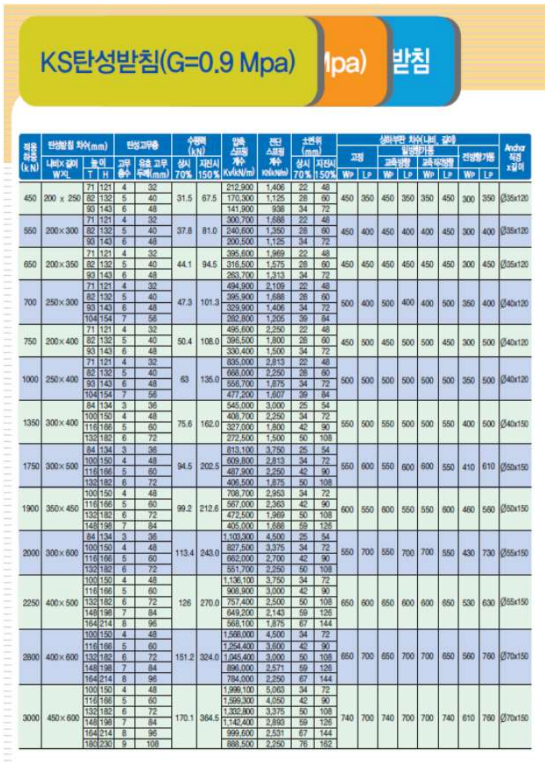
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{60.00}{34.24} = 1.752 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{60.00}{34.07} = 1.761 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.3.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격



적용 하중 (t, kN)	탄성받침 치수(mm)				수평력 (kN)		압축 스프링 계수 KN/mm	전단 스프링 계수 KN/mm	소변위 (mm)		상판부판 치수(너비, 길이)								Anchor 직경 x길이
	너비×길이 W×L	높이 T	고무층수 n	유효 고무두께(mm)	상시 70%	지진시 150%			상시 70%	지진시 150%	고정		일방향가동		교축방향		직방향가동		
											Wp	Lp	Wp	Lp	Wp	Lp	Wp	Lp	
450	200 x 250	71	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	350	450	300	350	Ø35x120
		82	5	40			170,300	1,125	28	60									
		93	6	48			141,900	938	34	72									
550	200×300	71	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	400	450	300	400	Ø35x120
		82	5	40			240,600	1,350	28	60									
		93	6	48			200,500	1,125	34	72									
650	200×350	71	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120
		82	5	40			316,500	1,575	28	60									
		93	6	48			263,700	1,313	34	72									
700	250×300	71	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	400	500	350	400	Ø40x120
		82	5	40			395,900	1,688	28	60									
		93	6	48			329,900	1,406	34	72									
		104	7	56			282,800	1,205	39	84									
750	200×400	71	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120
		82	5	40			396,500	1,800	28	60									
		93	6	48			330,400	1,500	34	72									
1000	250×400	71	4	32	63	135.0	635,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		82	5	40			668,000	2,250	28	60									
		93	6	48			556,700	1,875	34	72									
		104	7	56			477,200	1,607	39	84									
1350	300×400	84	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	500	550	400	500	Ø40x150
		100	4	48			408,700	2,250	34	72									
		116	5	60			327,000	1,800	42	90									
		132	6	72			272,500	1,500	50	108									
1750	300×500	84	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100	4	48			609,800	2,813	34	72									
		116	5	60			487,900	2,250	42	90									
		132	6	72			406,500	1,875	50	108									
1900	350×450	100	4	48	99.2	212.6	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150
		116	5	60			567,000	2,363	42	90									
		132	6	72			472,500	1,969	50	108									
		148	7	84			405,000	1,688	59	126									
2000	300×600	84	3	36	113.4	343.0	1,103,000	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150
		100	4	48			827,500	3,375	34	72									
		116	5	60			662,000	2,700	42	90									
		132	6	72			551,700	2,250	50	108									
2250	400×500	100	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150
		116	5	60			908,900	3,000	42	90									
		132	6	72			757,400	2,500	50	108									
		148	7	84			649,200	2,143	59	126									
		164	8	96			568,100	1,875	67	144									
2800	400×600	100	4	48	151.2	324.0	1,568,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	700	Ø70x150
		116	5	60			1,254,400	3,600	42	90									
		132	6	72			1,045,400	3,000	50	108									
		148	7	84			896,000	2,571	59	126									
		164	8	96			784,000	2,250	67	144									
3000	450×600	100	4	48	170.1	364.5	1,998,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150
		116	5	60			1,599,300	4,050	42	90									
		132	6	72			1,332,800	3,375	50	108									
		148	7	84			1,142,400	2,893	59	126									
		164	8	96			999,600	2,531	67	144									
		180	9	108			888,500	2,250	76	162									

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

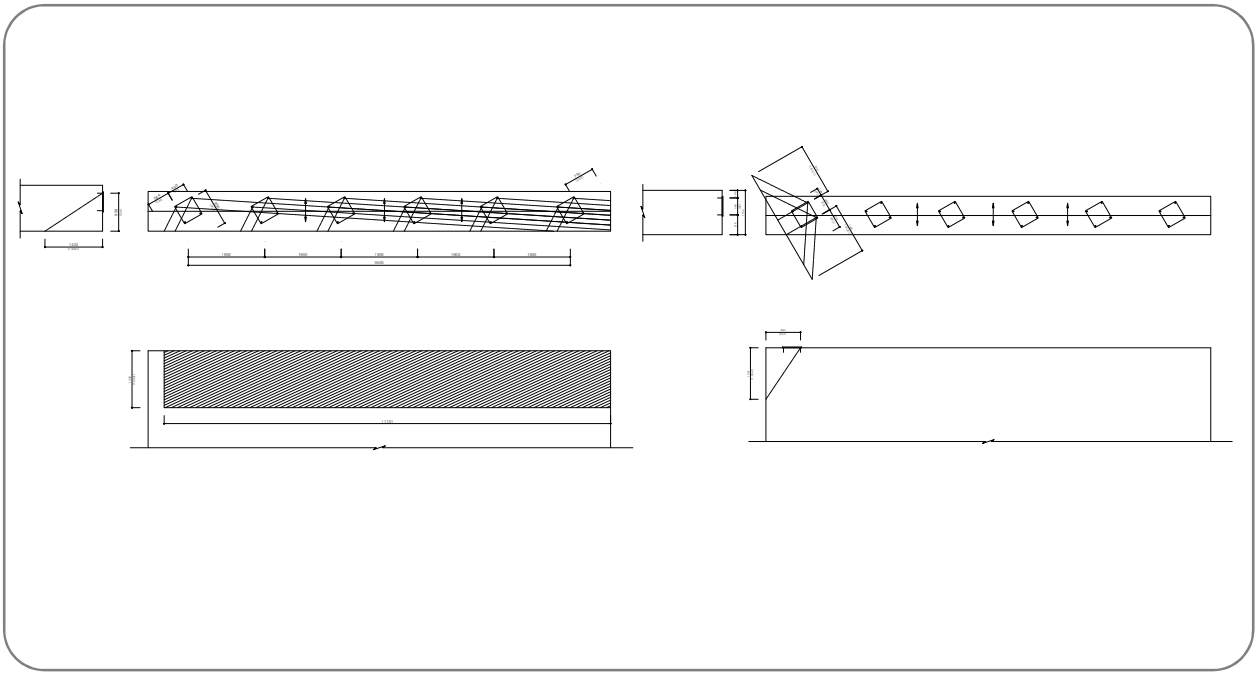
- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \frac{F^{L}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{76.0}{1} = 76.0$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \frac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{76.6}{1} = 76.6$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \frac{434.3}{76.0} = 5.712 \geq 1.0$ ∴ 0.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \frac{434.3}{76.6} = 5.667 \geq 1.0$ ∴ 0.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- $A_{Vc} = [\, C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}' \,] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\ 564 + 9,770 + 767\ ) \times 1,434 = 15,918,834\ mm^2$

  여기서, $C_{a1} = 956\ mm$, $C_{a1}' = 956\ mm$

  $C_{a21} = 564\ mm$, $C_{a22} = 767\ mm$

  $\sum S_i = 9,770\ mm$, $S_{max} = 1,900\ mm$, $h_a = 4,000\ mm$

- $A_{Vco} = 4.5\,(C_{a1}')^2 = 4.5 \times 956^{\,2} = 4,112,712\ mm^2$

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 4,112,712 = 8,225,424\ mm^2$

- $V_{cbg} = \dfrac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \dfrac{8,225,424}{4,112,712} \times 0.818 \times 1.00 \times 640 = 1,047.6\ kN$

  여기서, $\varphi_{ed,V} = 0.818$ Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V} = 1.000$ (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  $V_b = 0.6\ (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 640\ kN$

  $l_e = MIN\,[\, h_{ef}, 8d_0 \,] = MIN\,[\ 120\ ,\ 320\ ] = 120\ mm$

  $d_0 = 40\ mm$ (앵커소켓 직경) , $h_{ef} = 120\ mm$

○ 교축직각방향

- $A_{Vc} = [\, C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}' \,] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\ 549 + 440 + 198\ ) \times 1,341 = 1,591,767\ mm^2$

  여기서, $C_{a1} = 894\ mm$, $C_{a1}' = 894\ mm$

  $C_{a21} = 549\ mm$, $C_{a22} = 198\ mm$, $H = 132\ mm$

  $\sum S_i = 440\ mm$, $S_{max} = 440\ mm$, $h_a = 4,000\ mm$

- $A_{Vco} = 4.5\,(C_{a1}')^2 = 4.5 \times 894^{\,2} = 3,596,562\ mm^2$

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 3,596,562 = 7,193,124\ mm^2$

• $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{1,591,767}{3,596,562} \times 0.744 \times 1.00 \times 579 = 190.7$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.744 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 \left(l_e / d_o \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 579$ kN

l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [120 , 320] = 120 mm

d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 해당 방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 0 \times 1.00 \times 0.0 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 10169.3 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 0 \times 1.00 \times 0.0 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 664.1 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , V^L_{s,as}) = MAX (1,047.6 , 0.0) = 1,047.6$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , V^T_{s,as}) = MAX (190.7 , 0.0) = 190.7$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

• 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 76.0 \times 6 = 456.2$ kN (n^T_B = 6)

• 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 76.6 \times 1 = 76.6$ kN (n^T_B = 1)

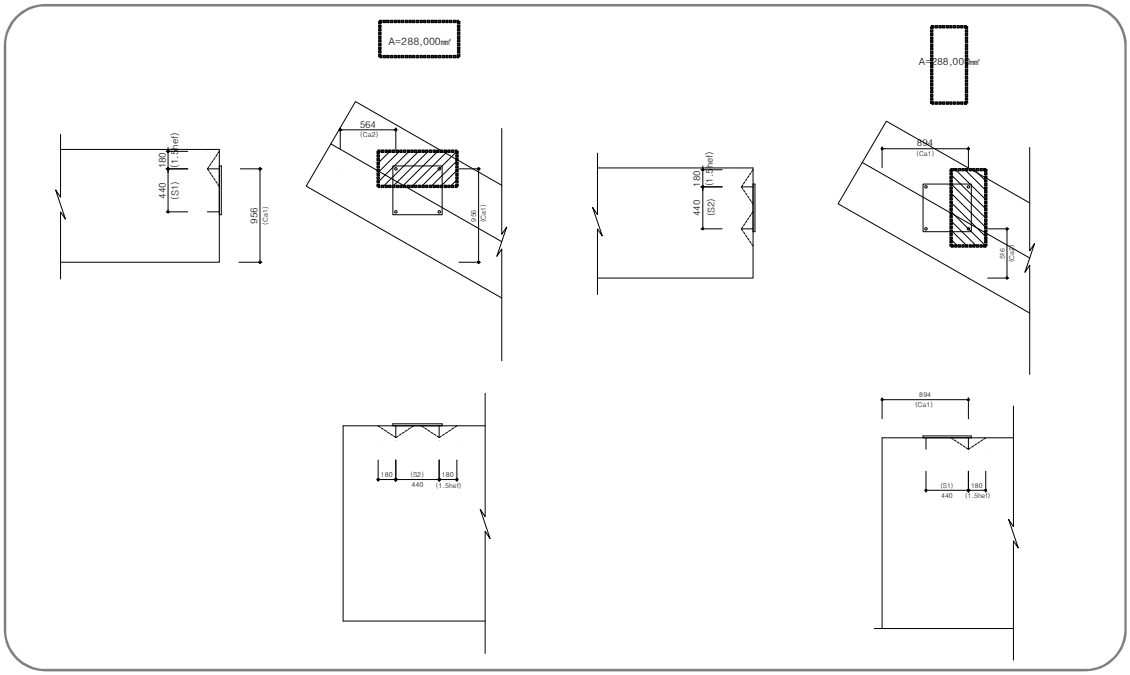
③ 평가

• 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{1,047.6}{456.2} = 2.296 \geq 1.00$ ∴ O.K

• 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{190.7}{76.6} = 2.489 \geq 1.00$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 288,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 956 mm , C_{a12} = 956 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 564 mm , C_{a22} = 767 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9\cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600 mm^2

- ∴ $A_{Nc} \geq n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 42.2 =$ 84.3 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 7.0 × √ 21 × 120.0 $^{1.5}$ = 42.2 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 84.3 = 168.7 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 288,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 894 mm , C_{a12} = 894 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 516 mm , C_{a22} = 198 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 120.0^{\ 2} = 129,600.0 \ mm^2$

$\therefore A_{Nc} \geq n \cdot A_{Nco} = 2 \times 129,600.0 = 259,200.0 \ mm^2$ (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 42.2 = 84.3$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5} = 42.2$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 84.3 = 168.7$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX(V^L_{cpg}, V^L_{s,at}) = MAX(168.7, 0.0) = 168.7$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^T_{cpg}, V^T_{s,at}) = MAX(168.7, 0.0) = 168.7$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 76.0 \times 1 = 76.0$ kN ($n^T_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 76.6 \times 1 = 76.6$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{168.7}{76.0} = 2.218 \geq 1.00$ ∴ 0.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{168.7}{76.6} = 2.201 \geq 1.00$ ∴ 0.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	76.0	0.K 5.712	434.3	76.6	0.K 5.667
콘크리트전단파괴	1,047.6	456.2	0.K 2.296	190.7	76.6	0.K 2.489
프라이아웃 파괴	168.7	76.0	0.K 2.218	168.7	76.6	0.K 2.201

3.3 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- N_C = 1000.0 mm (현장 실측값)

2) 소요역량 N_D

○ N_D = MAX [응답변위, N_{min}] = MAX [34.24 , 306.04] = 306.04 mm

- 응답변위 = MAX [교대1 교축방향 변위, 교대2 교축방향 변위]
  = MAX [34.24 , 34.24] = 34.24 mm

- N_{min} = (200 + 1.67·L + 6.66·H) × (1 + 0.000125·θ²) = 306.04 mm
  여기서, L = 33.00 m (연속경간장)
  H = 3.00 m (교각 높이)
  θ = 30.00 ° (사각)

3) 내진성능 평가

○ $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1,000.0}{306.0} = 3.268 \geq 1.00$ ∴ O.K

3.4 기초의 내진성능 평가

3.4.1 확대기초 및 지반 평가

○고정단 교각의 확대기초부 내진성능평가는 기초의 안정성 평가와 강도설계법에 의한 기초본체검토를 수행한다.

1) 지진력 산정

-. 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 계산한다.

- 기초부 교축방향

H^L_E = Min [H^L_n , $H^L_{E,comb}$] × n^L = Min [5,462 , 552] × 1 = 551.7 kN

M^L_E = Min [M^L_n , $M^L_{E,comb}$] × n^L = Min [16,387 , 1,412] × 1 = 1,411.9 kN

- 기초부 교축직각방향

H^T_E = Min [H^T_n , $H^T_{E,comb}$] × n^T = Min [30,468 , 578] × 1 = 577.8 kN

M^T_E = Min [M^T_n , $M^T_{E,comb}$] × n^T = Min [115,046 , 1,746] × 1 = 1,746.3 kN

① 교축방향 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 3,767.8 × 1 = 3,767.8 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 551.7 = 551.7 kN

-. 모멘트 M = 1,411.9 = 1,411.9 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 3,767.8 +(13.500 × 3.500 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 5,846.8 kN

-. 수평력 H_f = 551.7 kN

-. 모멘트 M_f = 1,411.9 + (551.7 × 1.000)

= 1,963.6 kN · m

② 교축직각 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 3,767.8 × 1 = 3,767.8 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 577.8 = 577.8 kN

-. 모멘트 M = 1,746.3 = 1,746.3 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 3,767.8 +(13.500 × 3.500 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 5,846.8 kN

-. 수평력 H_f = 577.8 kN

-. 모멘트 M_f = 1,746.3 + (577.8 × 1.000)

= 2,324.2 kN · m

2) 기초하단에 작용하는 지진력

구 분	연직력 V (kN)	수평력 H (kN)	모멘트 M_o (kN · m)	저항모멘트Mr(kN · m)
교 축 방 향	5,846.77	551.71	1,963.59	10,231.85
교축직각방향	5,846.77	577.84	2,324.19	39,465.69

3.4.2 확대기초의 두께 평가

○ 확대기초 두께에 대한 강체 검토

-. 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다.

-. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 또는 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

• $\beta \cdot \lambda \leq 1.0$ 인 경우 강체로 취급

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 71{,}296}{24{,}854{,}151 \times 1.000^3}} = 0.305 \ (m^{-1})$$

여기서, k = 71,296.3 kN/㎥ (직접기초인 경우 : k_v , 말뚝기초인 경우 : k_p)

k_v = 71,296.3 kN/㎥ (연직방향 지반반력계수)

k_{vo} = 746,666.7 kN/㎥ (1/0.3× αE_o , 지진시 α = 2)

L = 3.500 m B = 13.500 m

B_C = 11.500 m L_C = 1.500 m

h = 1.000 m (확대기초의 두께)

D_f = 2.000 m (기초의 근입깊이)

N = 40 (기초 저면부 표준관입시험 N값)

E_0 = 112,000.0 kN/㎥ (지진시 지반변형계수, E_0=2,800N)

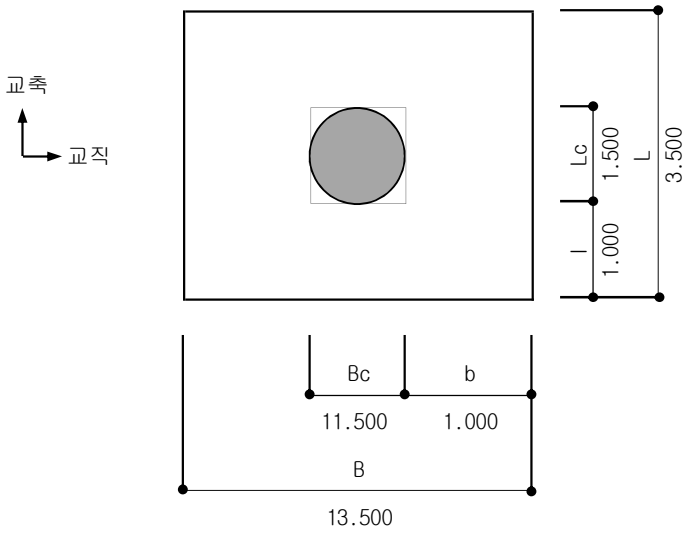
E = 24,854,150.8 kN/㎥

λ = Max(l,b) = 1.000 m

여기서, λ : 확대기초 환산 돌출길이

다만, l ≥ L/2 (= 1.750) 이면 l = L/2 적용 ⇒ l < L/2 이므로, l = 1.000 m

b ≥ B/2 (= 6.750) 이면 b = B/2 적용 ⇒ b < B/2 이므로, b = 1.000 m



• $\beta \cdot \lambda$ = 0.305 × 1.000 = 0.305 ≤ 1.0 이므로, ∴ **O.K** (강체로 취급)

3.4.3 확대기초의 안정성 평가

1) 전도에 대한 안정검토

구 분	M_r(kN·m)	M_o(kN·m)	V (kN)	S.F	편심e (m)	허용편심(m)	비 고
교 축 방 향	10,231.8	1,963.6	5,846.8	5.211	0.336	1.167	O.K
교축직각방향	39,465.7	2,324.2	5,846.8	16.980	0.398	4.500	O.K

-. 지진시 전도에 대한 안전율 S.F는 1.5 이상 (S.F ≥ 1.5)

-. 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥면의 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3 이내

-. $e = B / 2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$

2) 지지력에 대한 안정검토

① 지반의 극한지지력 (q_C)

- $Q_C = \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq$

여기서, Q_C : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한 지지력 (kN/㎡)

Nc, Nr, Nq : 지지력 계수

Ø : 기초지반의 내부마찰각 (= 35 °)

α, β : 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

C : 기초저면의 점착력 (= 0.0 kN/㎡)

γ_1 : 기초저면 암반의 단위중량 (= 20.0 kN/m³)

γ_2 : 기초의 근입깊이에 관계되는 흙의 단위중량 (= 19.0 kN/m³)

A' : 유효재하면적 (m^2)

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭 (m)

$$Nq = \frac{e^{2(3\pi/4-\emptyset/2)\tan\emptyset}}{2\cos^2(45+\emptyset/2)} = 41.440$$

$$Nc = (Nq-1)\cot\emptyset = 57.754$$

$$Nr = \frac{2(Nq+1)\tan\emptyset}{1+0.4\sin(4\emptyset)} = 47.277$$

구 분	B (m)	L (m)	형상계수 α	형상계수 β	유효폭 B'(m)	극한지지력 Q_c (kN/㎡)
교 축 방 향	3.500	13.500	1.078	0.474	2.828	2,842.5
교축직각방향	13.500	3.500	1.300	0.400	12.705	6,380.0

② 지지력에 대한 안정검토

구 분	작 용 하 중		편 심	지반반력 Q_D (KN/m^2)		극한지지력	비 고	
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Q_C (KN/m^2)	Q_C / Q_D	판정
교 축 방 향	1,963.6	5,846.8	0.336	195	52.5	2,842.5	14.58	O.K
교축직각방향	2,324.2	5,846.8	0.398	145.6	101.9	6,380.0	43.82	O.K

-. 사다리꼴 반력분포시 : $Q_{1,2} = \sum V / (B \cdot L) \times (1 \pm 6e / B)$

-. 삼각형 반력분포시 : $Q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot X)$ 여기서, $X = 3 \times (B / 2 - e)$

-. 지진시 지지력에 대한 안전율 S.F는 2 이상 ($Q_C / Q_D \geq$ 2.0)

3) 활동에 대한 안정검토

구 분	V (kN)	A'(㎡)	H_C (kN)	H_D (kN)	H_C / H_D	허용안전율	비 고
교 축 방 향	5,846.8	38.2	2,522.0	551.7	4.571	1.20	O.K
교축직각방향	5,846.8	44.5	2,522.0	577.8	4.365	1.20	O.K

- $H_c = C_b \cdot A' + V \cdot \tan\varnothing_B$ (기초저면이 암지반이면 $\tan\varnothing_B$= 0.6)

여기서, H_c : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력 (kN)

C_b : 기초저면과 지반과의 부착력 (= 0.0 kN/㎡)

A' : 기초저면의 유효재하면적 (㎡)

$\varnothing_B$: 기초저면과 지반과의 마찰각 (degree) (= 2/3 Ø)

3.4.4 확대기초의 단면력 계산

1) 위험단면 선정

- 휨에 대한 위험단면

-. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급

-. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 결정

교 축 방 향 : X_b^L = 1.000 m

교축직각방향 : X_b^T = 1.085 m

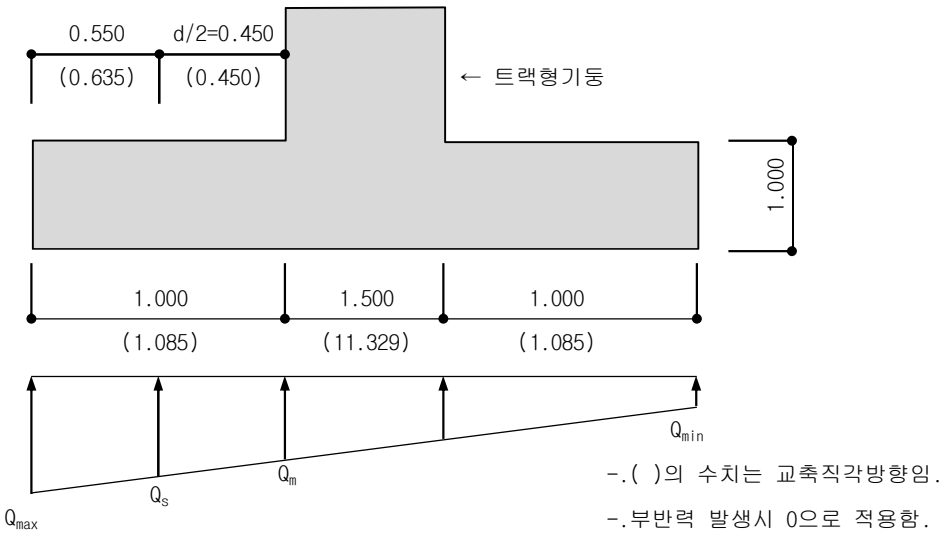
- 전단에 대한 위험단면

-. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 d/2거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정

교 축 방 향 : X_V^L = 1.000 - 0.450 = 0.550 m

교축직각방향 : X_V^T = 1.085 - 0.450 = 0.635 m

2) 지반반력 계산



-.( )의 수치는 교축직각방향임.

-.부반력 발생시 0으로 적용함.

구 분	작 용 하 중		편 심	교축방향 지반반력(kN/㎡)			
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Qm	Qs
교 축 방 향	1,963.6	5,846.8	0.336	194.982	52.500	154.273	172.592
교축직각방향	2,324.2	5,846.8	0.398	145.603	101.879	142.088	143.545

3) 부재력 산정

구 분	지 반 반 력		기초자중 및 재토하중		검토부재력	
	Mb (KN.m)	V (KN)	Mb (KN.m)	V (KN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
교 축 방 향	90.706	101.083	22.000	24.200	68.706	76.883
교축직각방향	85.066	91.852	25.915	27.955	59.151	63.897

3.4.5 확대기초의 단면 평가

1) 교축방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck} =	21 Mpa	철근항복강도	fy =	300 Mpa
설계모멘트	Mu =	68.706 kN·m	휨감소계수	ϕ_f =	1.000
설계전단력	Vu =	76.883 kN	전단감소계수	ϕ_v =	1.000
부재높이	h =	1000 mm	부 재 폭	b =	1000 mm
인장피복	d' =	100 mm	유효높이	d =	900 mm

β1 = 0.85 , p_b = (0.85 × β1 × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.06320 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 605596477 N·mm

= 605.596 kN·m ≥ Mu = 68.706 kN·m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 4.287 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 255.074 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 4.287 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00028 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00038

∴ 필요철근량 req.As = 255.074 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 687.386 kN

ϕ_v · Vc = 687.386 kN ≥ Vu = 76.883 kN ∴ 전단철근 필요없음.

사용 전단철근량 : Av = D 16 × 3.333 ea/m = 661.93 ㎟ (간격 s = 300.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 300.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ O.K

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 595.740 kN

전단강도 검토 ØVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 1283.127 kN ≥ Vu = 76.883 kN ∴ O.K

2) 교축직각방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	21 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	59.151 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	63.897 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1000 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	900 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.06320 ≥ 0.004 ∴ 0.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/$\beta 1$ - Dc_min) / (a/$\beta 1$)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 605596477 N·mm

= 605.596 kN·m ≥ Mu = 59.151 kN·m ∴ 0.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 3.690 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 219.529 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 3.690 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00024 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00033

∴ 필요철근량 req.As = 219.529 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ 0.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ 0.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 687.386 kN

ϕ_v · Vc = 687.386 kN ≥ Vu = 63.897 kN ∴ 전단철근 필요없음.

사용 전단철근량 : Av = D 16 × 5.000 ea/m = 993.00 ㎟ (간격 s = 200.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 200.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ 0.K

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 1340.550 kN

전단강도 검토 ØVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 2027.936 kN ≥ Vu = 63.897 kN ∴ 0.K

3) 확대기초의 단면력 평가

구 분		공급역량	소요역량	안전율	판 정	비 고
교축방향	휨모멘트 (kN·m)	605.60	68.71	8.814	0.K	
	전단력 (kN)	1,283.13	76.88	16.689	0.K	
교축직각방향	휨모멘트 (kN·m)	605.60	59.15	10.238	0.K	
	전단력 (kN)	2,027.94	63.90	31.737	0.K	

3.5 A1 ~ A2 구간 내진성능 평가 결과

- 교 량 명: 옥산2교
- 위　　치: 경기도 용인시(지진 I 구역)
- 내진등급: 내진 I 등급교
- 지반종류: II
- 설계하중: DB-
- 연속경간: 10+13+10 = 33.0m
- 교　　폭: 10.000m
- 사각/곡률반경: 30 ° /직교

- 내진성능 평가 결과 요약

구　　분	내진성능 평가구간 : A1 ~ A2
대상교량 특징	- 상부형식: RCS　　- 내진성능평가 교각: P2 - 교대형식: 중력식　　- 교대기초: 확대기초 - 교각형식: 벽식교각　　- 교각기초: 확대기초 - 교각단면: 트랙형 (1.500m×11.500m)　　- 받침제원: 탄성받침 ☞ 교각P2:1000kN(6EA), 교대A1:1000kN(6EA), 교대A2:1000kN(6EA)
	▣ 교각부: O.K,　　기초부: O.K,　　받침부: O.K

구　　분				공급역량	소요역량	비　고	
고정단 교각부 평가 (Rs = 교축: 1, 교직: 1)							
기둥부	휨파괴모드(변위연성도)		교축	1.000	1.000	1.000	O.K
	전단파괴모드 (kN)		교축직각	17,938.5	577.8	31.044	O.K
고정단 교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도(kN·m) (안전율 : 1.5)	교축	10,231.8	1,963.6	5.211	O.K
			교직	39,465.7	2,324.2	16.980	O.K
		지지력(kN/㎡) (안전율 : 2.0)	교축	2,842.5	195.0	14.578	O.K
			교직	6,380.0	145.6	43.818	O.K
		활동(kN) (안전율 : 1.2)	교축	2,522.0	551.7	4.571	O.K
			교직	2,522.0	577.8	4.365	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트(kN·m)	교축	605.6	68.7	8.814	O.K
			교직	605.6	59.2	10.238	O.K
		전단력(kN)	교축	1,283.1	76.9	16.689	O.K
			교직	2,027.9	63.9	31.737	O.K
받침부 평가 (교각부, 교대부, 교대부)							
P2교각부(kN)		탄성받침본체-수평력(kN)	교축	135.0	79.9	1.690	O.K
			교직	135.0	80.2	1.683	O.K
		받침본체-변위(mm)	교축	60.0	34.3	1.751	O.K
			교직	60.0	34.3	1.751	O.K
		앵커볼트-강재강도	교축	434.3	79.9	5.435	O.K
			교직	434.3	80.2	5.413	O.K
		앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	1,481.0	479.4	3.089	O.K
			교직	322.2	80.2	4.016	O.K
		앵커볼트-프라이아웃강도	교축	168.7	79.9	2.111	O.K
			교직	168.7	80.2	2.102	O.K

구 분			공급역량	소요역량	비 고	
A1교대부(kN)	탄성받침본체-수평력(kN)	교축	135.0	77.0	1.752	O.K
		교직	135.0	76.6	1.761	O.K
	받침본체-변위(mm)	교축	60.0	34.2	1.752	O.K
		교직	60.0	34.1	1.761	O.K
	앵커볼트-강재강도	교축	434.3	77.0	5.638	O.K
		교직	434.3	76.6	5.667	O.K
	앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	1,047.6	462.2	2.266	O.K
		교직	185.4	76.6	2.420	O.K
	앵커볼트-프라이아웃강도	교축	168.7	77.0	2.190	O.K
		교직	168.7	76.6	2.201	O.K
A2교대부(kN)	탄성받침본체-수평력(kN)	교축	135.0	76.0	1.776	O.K
		교직	135.0	76.6	1.761	O.K
	받침본체-변위(mm)	교축	60.0	34.2	1.752	O.K
		교직	60.0	34.1	1.761	O.K
	앵커볼트-강재강도	교축	434.3	76.0	5.712	O.K
		교직	434.3	76.6	5.667	O.K
	앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	1,047.6	456.2	2.296	O.K
		교직	190.7	76.6	2.489	O.K
	앵커볼트-프라이아웃강도	교축	168.7	76.0	2.218	O.K
		교직	168.7	76.6	2.201	O.K
받침지지길이(mm)			1,000.0	306.0	3.268	O.K

옥산교

기 존 교 량 내 진 성 능 평 가

2019. 05

1. 개 요

1.1 교량현황

1.1.1 교량제원

1) 교 량 명 : 옥산교

2) 교 량 등 급 : 1 종 (DB-)

3) 관 리 주 체 : 경기도 용인시

4) 소 재 지 : 경기도 용인시 처인구 백암면 옥산리 1095

5) 준 공 년 도 : 1968 년

6) 상부구조형식 : RCT (T형 거더교)

7) 교 량 연 장 : 36.000 m (=3@12)

8) 교 량 폭 원 : 7.500 m

9) 받 침 형 식 : 받침없음

10) 교 각 형 식 : 벽식 교각 (기둥 1 EA, 단면적 = 7.285 ㎡)

- 축방향철근 배근상태 : 무근
- 축방향철근 겹침이음 : 무
- 피 복 두 께 : 0 mm
- 횡방향철근 배근상태 : 무근

11) 교 대 형 식

- A1 교대 : 중력식 교대
- A2 교대 : 중력식 교대

12) 기 초 형 식

- 교 대 : 확대기초 (A1, A2)
- 교 각 : 확대기초 (P1 ~ P2)

1.1.2 사용재료

1) 콘크리트 바닥판

콘크리트 : fck = 21.0 MPa , Ec = 24,854 MPa

철 근 : fy = 400.0 MPa , Es = 200,000 MPa

2) 거 더 (강 거 더)

주부재 강종 : SM490

부부재 강종 : SM400

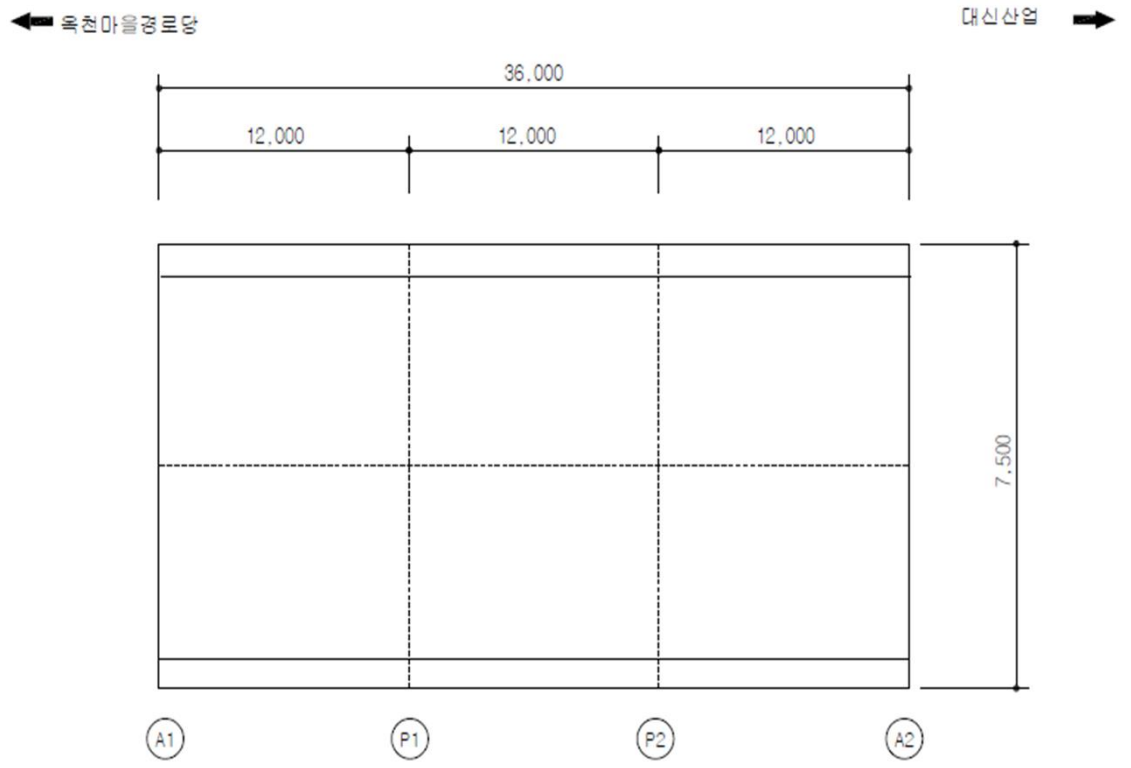
탄성계수 Es : 205,000 MPa

3) 하부구조

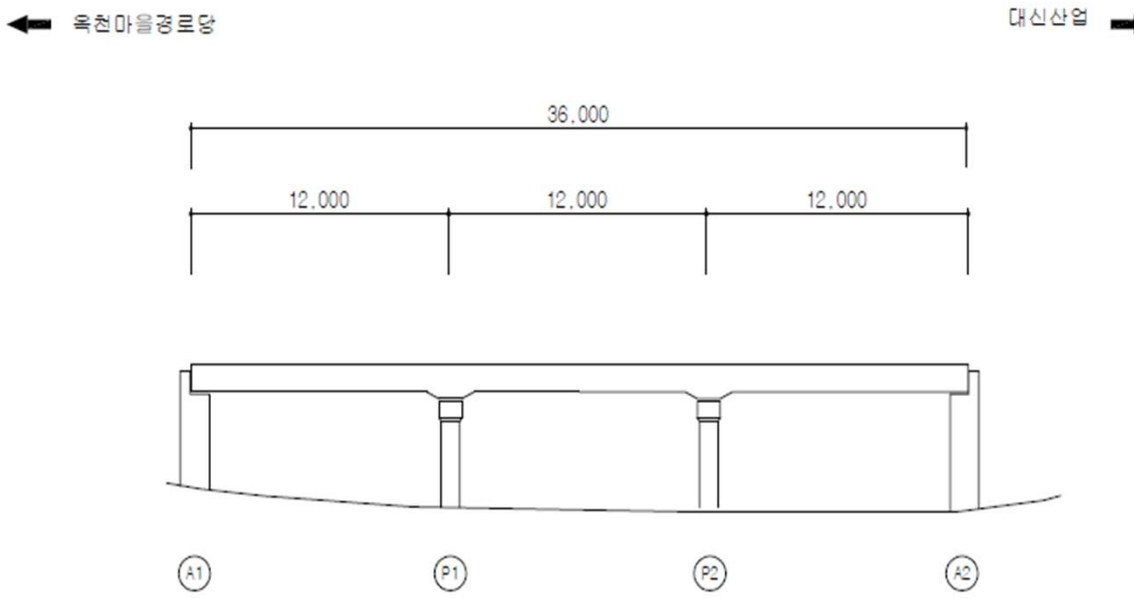
콘크리트 : fck = 21.0 MPa , Ec = 24,854.2 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000.0 MPa

1.1.3 대상교량 종 · 평면도

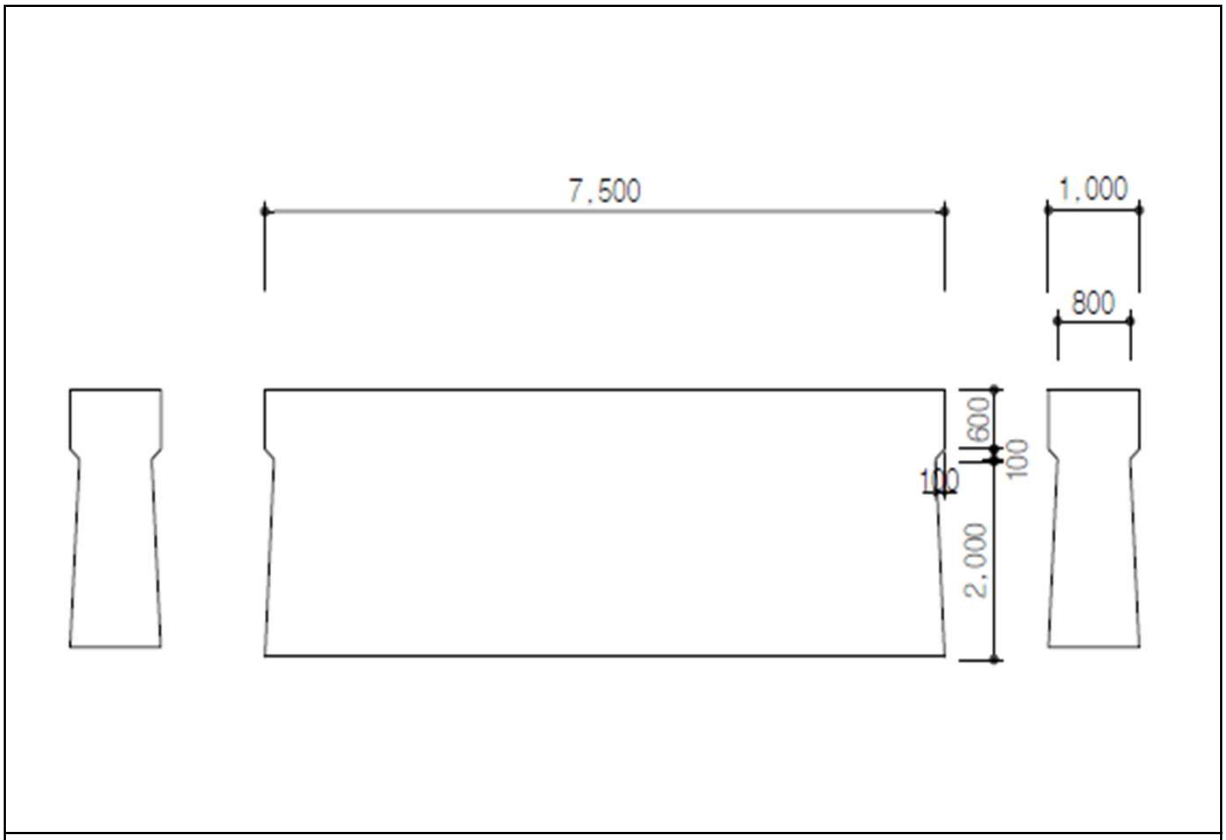


옥산교 평면도



옥산교 종단면도

1.1.5 교각 1(고정단) 일반도



옥산교 교각 1 일반도

1.3 내진설계상수

1) 내 진 등 급 : 내진 Ⅰ 등급 교량

2) 지진구역계수 : 0.110 - 지진구역Ⅰ, 경기도 용인시

3) 위험도 계수 (I) : 1.400

4) 가속도 계수 (A) : 0.154

5) 지 반 계 수 (S) : 1.200 (지반종류 : Ⅱ)

6) 고유치해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

8) 받 침 형 식 : 교 대 부 - 받침없음 (0 kN)

교 각 부 - 받침없음 (0 kN)

1.4 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	-
	콘크리트 모델	MANDER 모델	-
	철근 모델	PARK 모델	-
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS	-
탄성지진력 산정	모델	3차원 프레임해석 모델	-
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성 스프링 모델	-
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	-
	질량산정	상부 고정하중은 분포질량으로, 하부 고정하중은 단위질량으로 입력	-
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS	-

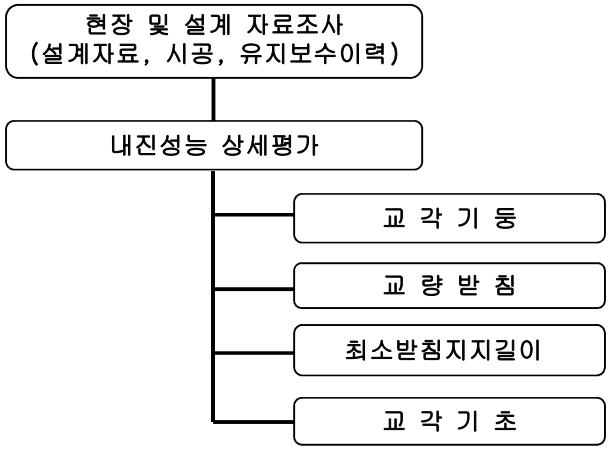
1.5 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능 상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능 상세 평가기준은 상부 구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 '기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



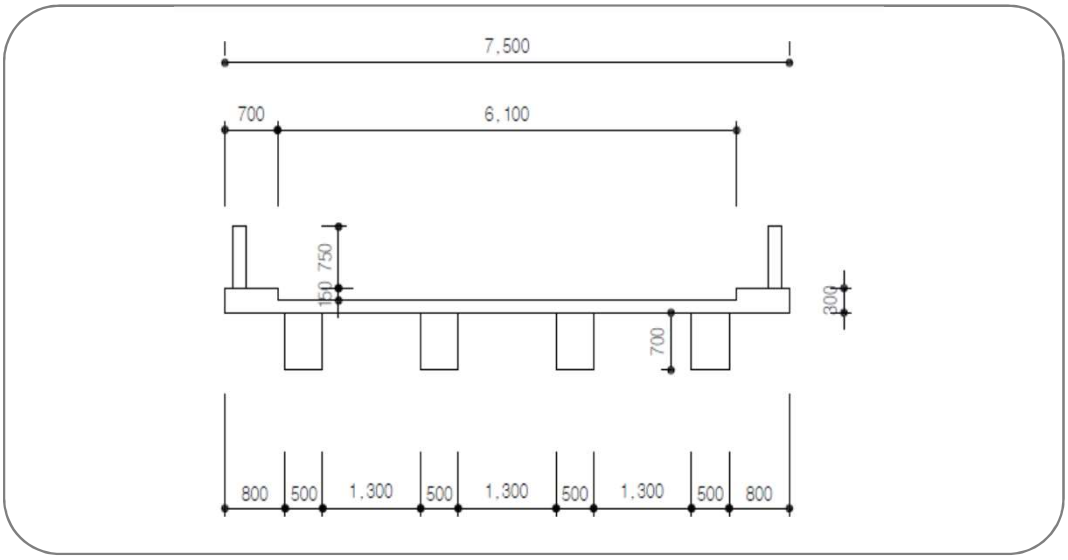
2. A1 ~ A2 구간 탄성지진력

2.1 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

- 해석대상 교량은 RCT (T형 거더교)교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침이 없으므로 상부질량에 대한 마찰력 5%를 적용하여 NL Link를 사용하여 모델링하였다.
- 교각기둥의 강성은 축하중 산정시 전체강성을 적용 후 지진해석시 항복 유효강성을 적용하였다.

2.1.1 상부구조 특성

가. 상부구조 단면특성



구 분	A (m^2)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	비 고
지점부	0.6425	0.025026	0.043620	0.100874	
중앙부	0.6200	0.024768	0.042329	0.080192	

나. 2차 고정하중

1) 포 장 : 0.4880 m^2 x 23.0 kN/m^3 = 11.2240 kN/m

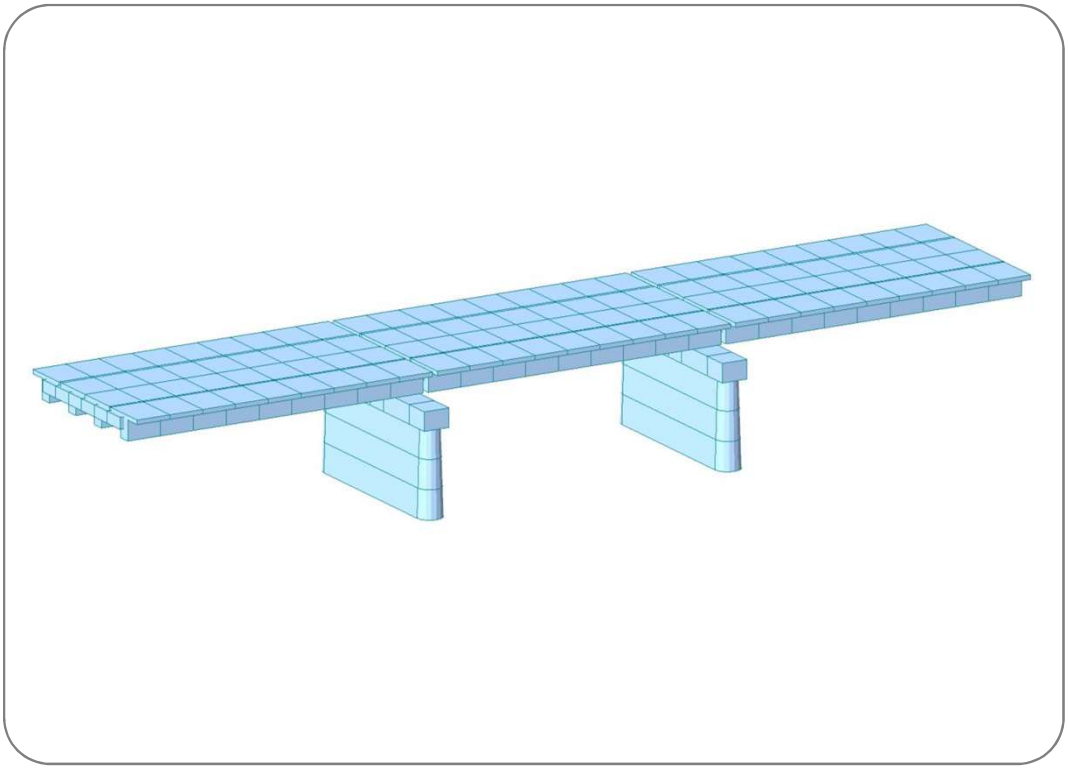
2) 보 도 부 : 0.2100 m^2 x 25.0 kN/m^3 = 5.2500 kN/m

5) 난 간 : 1.0 kN/m x 2.0 ea = 2.0000 kN/m

2.1.2 교각 단면 특성

구 분	A (m^2)	H (m)	콘크리트 fck	철근 fy	주철근 직경	비 고
교각 P1	7.285	3.700	21 MPa	300 MPa	D 25	하단기준

2.1.3 구조해석 모델



2.1.4 자중해석에 의한 축력 산정

1) 교량 받침부 반력(교각 상부 축력)

(단위 : kN)

받침번호	A1	P1(A1)	P1(A2)	P2(A1)	P2(A2)	A2	합 계
1	125.9	125.9	124.9	124.9	125.9	125.9	
2	129.1	129.1	128.2	128.2	129.1	129.1	
3	129.1	129.1	128.2	128.2	129.1	129.1	
4	125.9	125.9	124.9	124.9	125.9	125.9	
5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
소 계	510	510	506	506	510	510	3,052

2) 교량 하부 축하중

(단위 : kN)

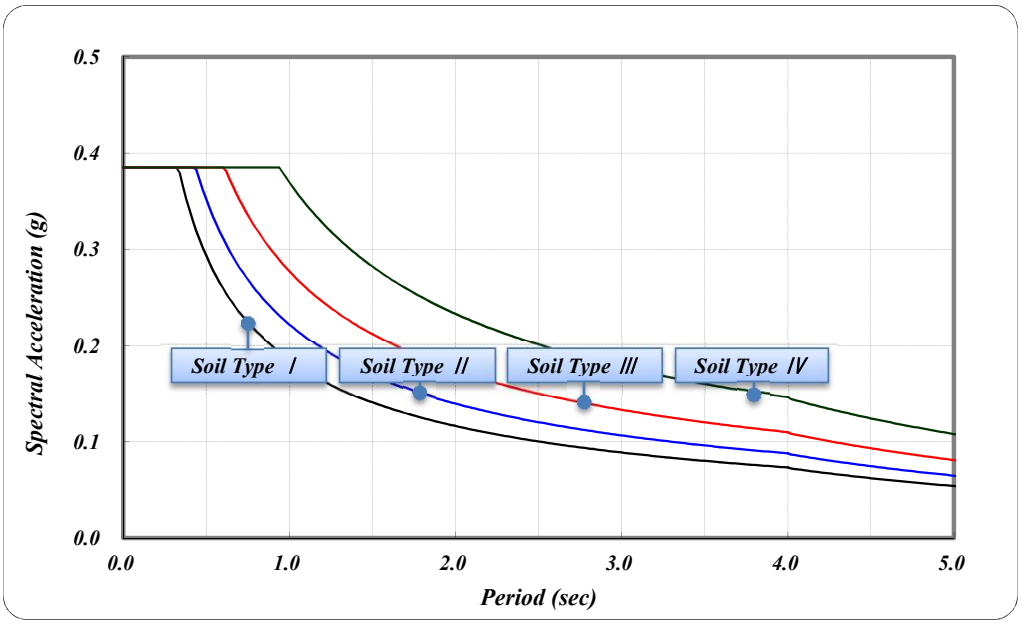
구 분	P1	P2				비 고
교각하부	1,612.9	1,612.9				P1 선정

2.2 지진해석에 의한 탄성지지력 산정

○ 교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

2.2.1 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- 가속도 계수 A = 0.154 g
- 지 반 계 수 S = 1.200 (지반종류 Ⅱ)

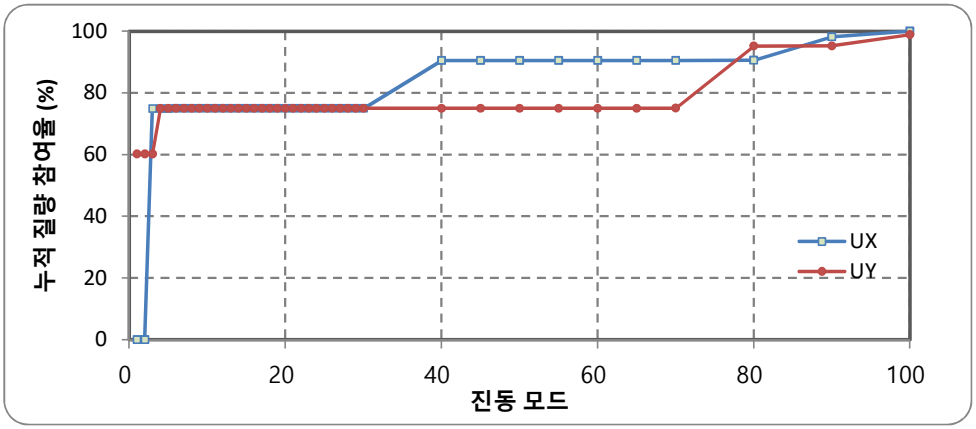


2.2.2 지진해석 결과

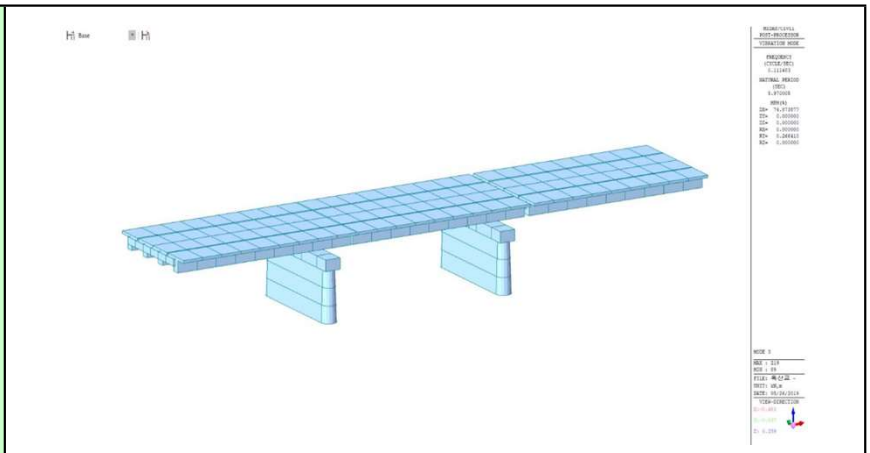
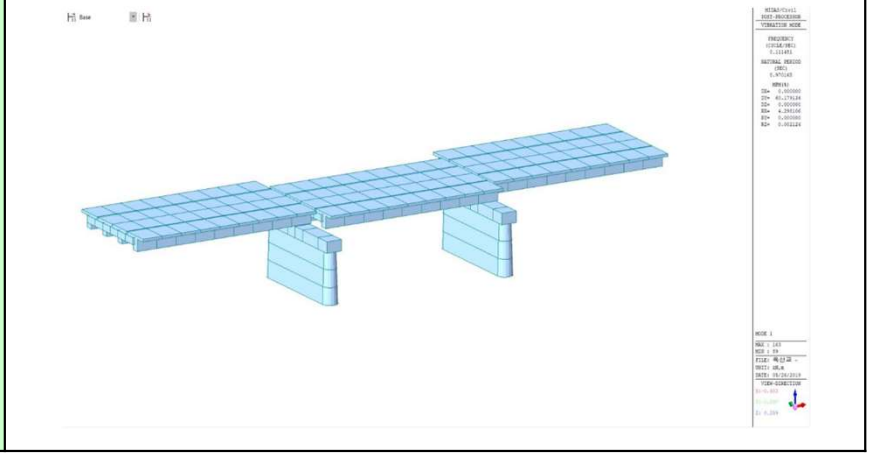
1) 고유치 해석결과 (Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비 고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	8.970	0.000	60.180	0.000	0.000	60.180	0.000	교직모드
2	8.970	0.000	0.000	0.000	0.000	60.180	0.000	
3	8.970	74.870	0.000	0.000	74.870	60.180	0.000	교축모드
4	8.970	0.000	14.740	0.000	74.870	74.920	0.000	
5	8.970	0.000	0.000	0.000	74.870	74.920	0.000	
6	8.970	0.050	0.000	0.000	74.930	74.920	0.000	
7	5.819	0.000	0.000	0.000	74.930	74.920	0.000	
8	5.812	0.000	0.000	0.000	74.930	74.920	0.000	
9	5.812	0.000	0.000	0.000	74.930	74.920	0.000	
10	0.130	0.000	0.000	54.290	74.930	74.920	54.290	
11	0.130	0.000	0.000	0.000	74.930	74.920	54.290	
12	0.128	0.000	0.000	4.830	74.930	74.920	59.120	
13	0.123	0.000	0.000	0.000	74.930	74.930	59.120	
14	0.113	0.000	0.000	0.000	74.930	74.930	59.120	
15	0.106	0.000	0.000	0.000	74.930	74.930	59.120	
16	0.091	0.000	0.000	0.000	74.930	74.930	59.120	
17	0.091	0.000	0.000	0.000	74.930	74.930	59.120	
18	0.090	0.000	0.000	0.000	74.930	74.930	59.120	
19	0.069	0.000	0.000	0.000	74.930	74.930	59.120	
20	0.069	0.000	0.000	0.000	74.930	74.930	59.120	
21	0.068	0.000	0.000	0.000	74.930	74.930	59.120	
22	0.055	0.000	0.000	0.000	74.930	74.930	59.120	
23	0.055	0.000	0.000	0.000	74.930	74.930	59.120	
24	0.055	0.000	0.000	0.000	74.930	74.930	59.120	
25	0.052	0.000	0.000	0.000	74.930	74.930	59.120	
26	0.045	0.000	0.030	0.000	74.930	74.960	59.120	
27	0.042	0.000	0.000	0.000	74.930	74.960	59.120	
28	0.042	0.000	0.000	0.000	74.930	74.960	59.120	
29	0.042	0.000	0.000	0.000	74.930	74.960	59.120	
30	0.042	0.000	0.000	0.000	74.930	74.960	59.120	
40	0.033	1.310	0.000	0.000	90.440	74.960	59.210	
45	0.029	0.000	0.000	0.000	90.440	74.960	59.210	
50	0.025	0.000	0.000	0.000	90.440	74.980	59.210	
55	0.017	0.000	0.000	12.910	90.440	74.980	72.120	
60	0.016	0.000	0.000	0.000	90.440	74.980	72.400	
65	0.015	0.000	0.000	0.000	90.440	74.980	72.460	
70	0.012	0.000	0.000	0.000	90.450	75.020	72.460	
80	0.008	0.000	20.020	0.000	90.530	95.140	79.300	
90	0.005	0.000	0.000	0.380	98.100	95.210	79.850	
100	0.003	1.870	0.000	0.000	99.990	98.850	95.400	

* 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90% 이상이 되도록 모드수를 결정하였다.



2) 주요 모드 형상 (Mode Shape)

교축방향 (T = 8.9700 sec)	
교축직각방향 (T = 8.9702 sec)	

3) 복합모드 해석결과 (D+E)

• 교축방향(X방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	594.501	15.160	-	-	-	-	교각상단 받침
P1	594.500	132.440	397.520	-	0.010	0.170	교각하단 기둥
P2	594.510	132.440	397.520	-	0.010	0.170	교각하단 기둥
A2	591.501	15.160	-	-	-	-	교각상단 받침

• 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	-	-	-	594.452	15.160	-	교각상단 받침
P1	-	0.010	0.010	594.500	163.160	444.210	교각하단 기둥
P2	-	0.010	0.010	594.460	163.160	444.210	교각하단 기둥
A2	-	-	-	594.452	15.160	-	교각상단 받침

4) 교각 P1 (고정단) 복합모드 해석결과

부 재 력	교축방향 작용력		교축직각방향 작용력	
	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
기둥상단축력(kN)	1,281.766		1,281.766	
기둥하단축력(kN)	1,612.867		1,612.867	
상 단 변 위 (mm)	594.500	0.000	0.000	594.500
상단 전단력 (kN)	92.760	0.090	0.020	98.870
하단 전단력 (kN)	132.440	0.010	0.010	163.160
상단모멘트(kN · m)	159.940	0.280	0.010	150.880
하단모멘트(kN · m)	397.520	0.170	0.010	444.210

여기서, $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

5) 교각 P1 (고정단) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부 재 력	하중 경우 1 (Comb 1)		하중 경우 2 (Comb 2)	
	$[F_E^L]_{com\ 1}$	$[F_E^T]_{com\ 1}$	$[F_E^L]_{com\ 2}$	$[F_E^T]_{com\ 2}$
기둥상단축력(kN)	1,281.766		1,281.766	
기둥하단축력(kN)	1,612.867		1,612.867	
상 단 변 위 (mm)	594.500	178.350	178.350	594.500
상단 전단력 (kN)	92.766	29.751	27.848	98.897
하단 전단력 (kN)	132.443	48.958	39.742	163.163
상단모멘트(kN · m)	159.943	45.544	47.992	150.964
하단모멘트(kN · m)	397.523	133.433	119.266	444.261

여기서, $[F_E]_{com\ 1} = 1.0\times[F_E]_L + 0.3\times[F_E]_T$, $[F_E]_{com\ 2} = 0.3\times[F_E]_L + 1.0\times[F_E]_T$

6) 교각 P1 (고정단) 조합지진력

부 재 력	교축방향지진력	교축직각방향지진력	기 호
	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	
기둥상단축력(kN)	1,281.766	1,281.766	P
기둥하단축력(kN)	1,612.867	1,612.867	P_{bot}
상 단 변 위 (mm)	594.500	594.500	$[\Delta_E]_{comb}$
상단 전단력 (kN)	92.766	98.897	$[V_E]_{comb,Top}$
하단 전단력 (kN)	132.443	163.163	$[V_E]_{comb,Bot}$
상단모멘트(kN · m)	159.943	150.964	$[M_E]_{comb,Top}$
하단모멘트(kN · m)	397.523	444.261	$[M_E]_{comb,Bot}$

여기서, $[F_E^L]_{comb} = MAX\{[F_E^L]_{com\ 1}, [F_E^L]_{com\ 2}\}$, $[F_E^T]_{comb} = MAX\{[F_E^T]_{com\ 1}, [F_E^T]_{com\ 2}\}$

3. 구성요소의 내진성능 평가

3.1 교각의 내진성능 평가

3.1.1 교각 P1 (고정단) 형식 특성값

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
교각 기둥의 거동형태	켄틸레버식	켄틸레버식	
콘크리트 극한변형률 ε_{co}	0.0007	0.0020	
교 각 높 이 H (m)	3.700	3.700	교직-실제높이
교각유효높이 He (m)	3.700	4.235	교직-상부구조도심
진 동 주 기 (sec)	8.9700	8.9702	해석결과

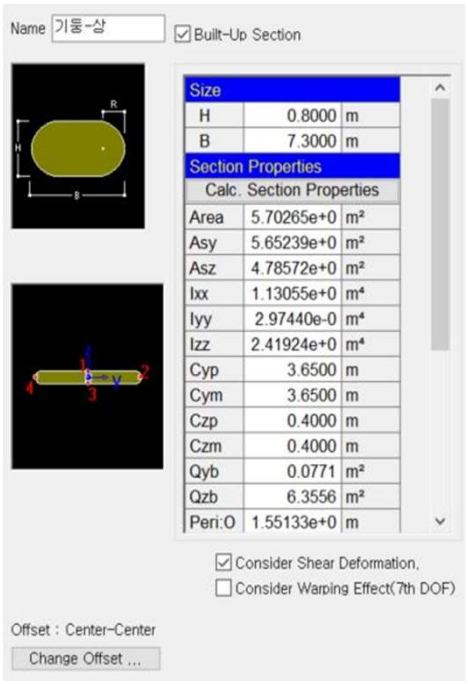
3.1.2 교각 P1 (고정단)의 휨성능 곡선

○ 전단에 의한 균열발생 기준은 「철도설계기준(철도교편)」에 제시되어 있는 것으로

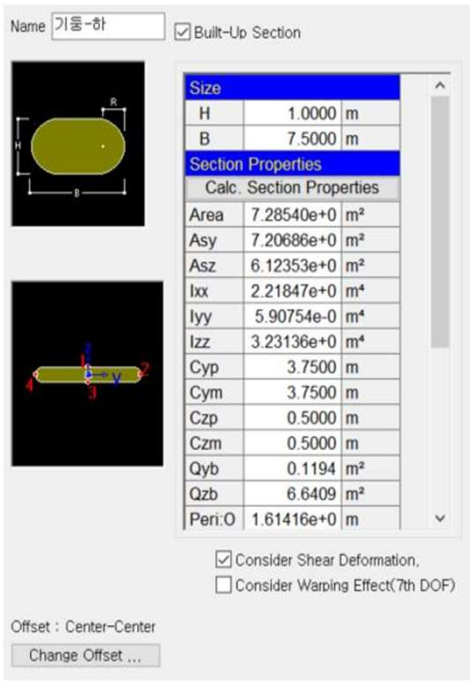
$V_{ca}=0.08\sqrt{f_{ck}}$ 이며 인장에 대한 균열발생 응력은 $V_{ca}=0.33\sqrt{f_{ck}}$ 이다.

균열발생기준에서 인장균열 발생기준이 전단균열 발생기준에 비해 4.125배 크므로

무근 콘크리트 교각의 균열발생은 전단균열 발생기준이 더 위험한 것으로 전단발생기준을 사용한다.



< 교각상단 >



< 교각하단 >

1) 교축방향

-기둥상단

- V_{ca} = 0.08 √ f_{ck} = 0.08 x √ 21.0 = 0.367 Mpa
- V_n = 0.367 x 5.703 x 1000 = 2,090.6 kN

-기둥하단

- $V_{ca} = 0.08 \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{21.0} = 0.367$ Mpa
- $V_n = 0.367 \times 7.285 \times 1000 = 2{,}670.9$ kN

2) 교축직각방향

-기둥상단

- $V_{ca} = 0.08 \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{21.0} = 0.367$ Mpa
- $V_n = 0.367 \times 5.703 \times 1000 = 2{,}090.6$ kN

-기둥하단

- $V_{ca} = 0.08 \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{21.0} = 0.367$ Mpa
- $V_n = 0.367 \times 7.285 \times 1000 = 2{,}670.9$ kN

3.1.3 교각의 내진성능 평가

① 공급역량

- 교축방향-기둥상단 전단력 $V_n = 2{,}090.6$ kN
- 교축방향-기둥하단 전단력 $V_n = 2{,}670.9$ kN
- 교축직각방향-기둥상단 전단력 $V_n = 2{,}090.6$ kN
- 교축직각방향-기둥하단 전단력 $V_n = 2{,}670.9$ kN

② 소요역량

- 교축방향-기둥상단 전단력 $V_u = 92.8$ kN
- 교축방향-기둥하단 전단력 $V_u = 132.4$ kN
- 교축직각방향-기둥상단 전단력 $V_u = 98.9$ kN
- 교축직각방향-기둥하단 전단력 $V_u = 163.2$ kN

③ 평가

∴ 교축방향-기둥상단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{2{,}090.6}{92.8} = 22.537 \geq 1.0$ ∴ O.K

∴ 교축방향-기둥하단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{2{,}670.9}{132.4} = 20.166 \geq 1.0$ ∴ O.K

∴ 교축직각방향-기둥상단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{2{,}090.6}{98.9} = 21.139 \geq 1.0$ ∴ O.K

∴ 교축직각방향-기둥하단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{2{,}670.9}{163.2} = 16.369 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2 교량 받침의 내진성능 평가

○ 받침이 없으므로 받침부 평가는 생략한다.

3.3 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- N_C = 600.0 mm (현장 실측값)

2) 소요역량 N_D

○ N_D = MAX [응답변위, N_{min}] = MAX [2,028.47 , 284.76] = 2,028.47 mm

▶ 응답변위 = 비탄성 변위 Δ_{dem} = ### mm

- P-Δ 효과 및 주기를 고려한 수정 탄성변위 및 비탄성변위 산정

① P-Δ 효과를 고려한 탄성변위($[\Delta_E]_{pd}$) 산정

- 30% 규정을 적용하여 산정한 탄성 변위에 P-Δ효과를 고려하여 수정 탄성변위 산정

- 교 축 방 향 $[\Delta_E^L]_{pd} = \left(1 + \frac{P \times [\Delta_E^L]_{comb}}{[M_E^L]_{comb}}\right) \times [\Delta_E^L]_{comb}$

$= \left(1 + \frac{1{,}612.9 \times 0.59450}{397.5}\right) \times 0.59450 =$ **2028.470** mm

여기서, P = 1,612.9 kN

$[\Delta_E^L]_{comb}$ = 594.50 mm

$[M_E^L]_{comb}$ = 397.5 kN · m

- 교축직각방향 $[\Delta_E^T]_{pd} = \left(1 + \frac{P \times [\Delta_E^T]_{comb}}{[M_E^T]_{comb}}\right) \times [\Delta_E^T]_{comb}$

$= \left(1 + \frac{1{,}612.9 \times 0.59450}{444.3}\right) \times 0.59450 =$ **1877.611** mm

여기서, P = 1,612.9 kN

$[\Delta_E^T]_{comb}$ = 594.50 m

$[M_E^T]_{comb}$ = 444.3 kN · m

▶ $N_{min} = (200 + 1.67 \cdot L + 6.66 \cdot H) \times (1 + 0.000125 \cdot \theta^2)$ = 284.76 mm

여기서, L = 36.00 m (연속경간장)

H = 3.70 m (교각 높이)

θ = 0.00 ° (사각)

3) 내진성능 평가

○ $\frac{N_C}{N_D} = \frac{600.0}{2{,}028.5} =$ 0.296 < 1.00 **∴ N.G**

3.4 기초의 내진성능 평가

3.4.1 확대기초 및 지반 평가

○고정단 교각의 확대기초부 내진성능평가는 기초의 안정성 평가와 강도설계법에 의한 기초본체검토를 수행한다.

1) 지진력 산정

-. 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 계산한다.

- 기초부 교축방향

H^L_E = Min [H^L_n , $H^L_{E,comb}$] × n^L = Min [2,671 , 132] × 1 = 132.4 kN

M^L_E = Min [M^L_n , $M^L_{E,comb}$] × n^L = Min [2,671 , 398] × 1 = 397.5 kN

- 기초부 교축직각방향

H^T_E = Min [H^T_n , $H^T_{E,comb}$] × n^T = Min [2,671 , 163] × 1 = 163.2 kN

M^T_E = Min [M^T_n , $M^T_{E,comb}$] × n^T = Min [2,671 , 444] × 1 = 444.3 kN

① 교축방향 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 1,612.9 × 1 = 1,612.9 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 132.4 = 132.4 kN

-. 모멘트 M = 397.5 = 397.5 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 1,612.9 +(9.500 × 3.000 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 2,866.9 kN

-. 수평력 H_f = 132.4 kN

-. 모멘트 M_f = 397.5 + (132.4 × 1.000)

= 530.0 kN · m

② 교축직각 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 1,612.9 × 1 = 1,612.9 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 163.2 = 163.2 kN

-. 모멘트 M = 444.3 = 444.3 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 1,612.9 +(9.500 × 3.000 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 2,866.9 kN

-. 수평력 H_f = 163.2 kN

-. 모멘트 M_f = 444.3 + (163.2 × 1.000)

= 607.4 kN · m

2) 기초하단에 작용하는 지진력

구 분	연직력 V (kN)	수평력 H (kN)	모멘트 M_o (kN · m)	저항모멘트Mr(kN · m)
교 축 방 향	2,866.87	132.44	529.97	4,300.30
교축직각방향	2,866.87	163.16	607.42	13,617.62

3.4.2 확대기초의 두께 평가

○ 확대기초 두께에 대한 강체 검토

-. 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다.

-. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 또는 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

• $\beta \cdot \lambda \leq 1.0$ 인 경우 강체로 취급

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 86,179}{24,854,151 \times 1.000^3}} = 0.319 \ (m^{-1})$$

여기서, k = 86,178.9 kN/㎥ (직접기초인 경우 : k_v , 말뚝기초인 경우 : k_p)

k_v = 86,178.9 kN/㎥ (연직방향 지반반력계수)

k_{vo} = 746,666.7 kN/㎥ (1/0.3× αE_o , 지진시 α = 2)

L = 3.000 m B = 9.500 m

B_C = 7.500 m L_C = 1.000 m

h = 1.000 m (확대기초의 두께)

D_f = 2.000 m (기초의 근입깊이)

N = 40 (기초 저면부 표준관입시험 N값)

E_0 = 112,000.0 kN/㎥ (지진시 지반변형계수, E_0=2,800N)

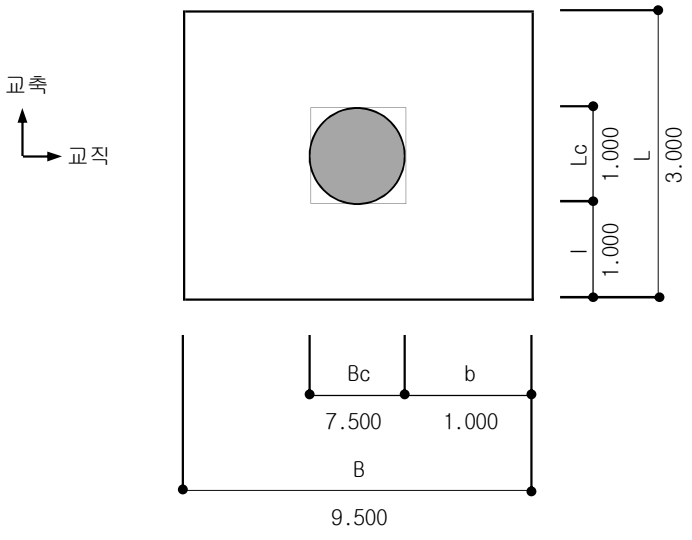
E = 24,854,150.8 kN/㎥

λ = Max(l,b) = 1.000 m

여기서, λ : 확대기초 환산 돌출길이

다만, l ≥ L/2 (= 1.500) 이면 l = L/2 적용 ⇒ l < L/2 이므로, l = 1.000 m

b ≥ B/2 (= 4.750) 이면 b = B/2 적용 ⇒ b < B/2 이므로, b = 1.000 m



• $\beta \cdot \lambda$ = 0.319 × 1.000 = 0.319 ≤ 1.0 이므로, ∴ **O.K** (강체로 취급)

3.4.3 확대기초의 안정성 평가

1) 전도에 대한 안정검토

구 분	M_r(kN·m)	M_o(kN·m)	V (kN)	S.F	편심e (m)	허용편심(m)	비 고
교 축 방 향	4,300.3	530.0	2,866.9	8.114	0.185	1.000	O.K
교축직각방향	13,617.6	607.4	2,866.9	22.419	0.212	3.167	O.K

-. 지진시 전도에 대한 안전율 S.F는 1.5 이상 (S.F ≥ 1.5)

-. 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥면의 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3 이내

-. $e = B / 2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$

2) 지지력에 대한 안정검토

① 지반의 극한지지력 (q_C)

- $Q_C = \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq$

여기서, Q_C : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한 지지력 (kN/㎡)

Nc, Nr, Nq : 지지력 계수

Ø : 기초지반의 내부마찰각 (= 35 °)

α, β : 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

C : 기초저면의 점착력 (= 0.0 kN/㎡)

γ_1 : 기초저면 암반의 단위중량 (= 20.0 kN/m³)

γ_2 : 기초의 근입깊이에 관계되는 흙의 단위중량 (= 19.0 kN/m³)

A' : 유효재하면적 (m^2)

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭 (m)

$$Nq = \frac{e^{2(3\pi/4-\emptyset/2)\tan\emptyset}}{2\cos^2(45+\emptyset/2)} = 41.440$$

$$Nc = (Nq-1)\cot\emptyset = 57.754$$

$$Nr = \frac{2(Nq+1)\tan\emptyset}{1+0.4\sin(4\emptyset)} = 47.277$$

구 분	B (m)	L (m)	형상계수 α	형상계수 β	유효폭 B'(m)	극한지지력 Q_c (kN/㎡)
교 축 방 향	3.000	9.500	1.095	0.468	2.630	2,739.7
교축직각방향	9.500	3.000	1.300	0.400	9.076	5,007.5

② 지지력에 대한 안정검토

구 분	작 용 하 중		편 심	지반반력 Q_D (KN/m^2)		극한지지력	비 고	
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Q_C (KN/m^2)	Q_C / Q_D	판정
교 축 방 향	530.0	2,866.9	0.185	138	63.4	2,739.7	19.88	O.K
교축직각방향	607.4	2,866.9	0.212	114.1	87.1	5,007.5	43.91	O.K

-. 사다리꼴 반력분포시 : $Q_{1,2} = \sum V / (B \cdot L) \times (1 \pm 6e / B)$

-. 삼각형 반력분포시 : $Q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot X)$ 여기서, $X = 3 \times (B / 2 - e)$

-. 지진시 지지력에 대한 안전율 S.F는 2 이상 ($Q_C / Q_D \geq$ 2.0)

3) 활동에 대한 안정검토

구 분	V (kN)	A'(㎡)	H_C (kN)	H_D (kN)	H_C / H_D	허용안전율	비 고
교 축 방 향	2,866.9	25.0	1,236.6	132.4	9.337	1.20	O.K
교축직각방향	2,866.9	27.2	1,236.6	163.2	7.579	1.20	O.K

- $H_c = C_b \cdot A' + V \cdot \tan\varnothing_B$ (기초저면이 암지반이면 $\tan\varnothing_B$= 0.6)

  여기서, H_c : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력 (kN)

  C_b : 기초저면과 지반과의 부착력 (= 0.0 kN/㎡)

  A' : 기초저면의 유효재하면적 (㎡)

  $\varnothing_B$: 기초저면과 지반과의 마찰각 (degree) (= 2/3 Ø)

3.4.4 확대기초의 단면력 계산

1) 위험단면 선정

- 휨에 대한 위험단면

  -. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급

  -. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 결정

  교 축 방 향 : X_b^L = 1.000 m

  교축직각방향 : X_b^T = 1.057 m

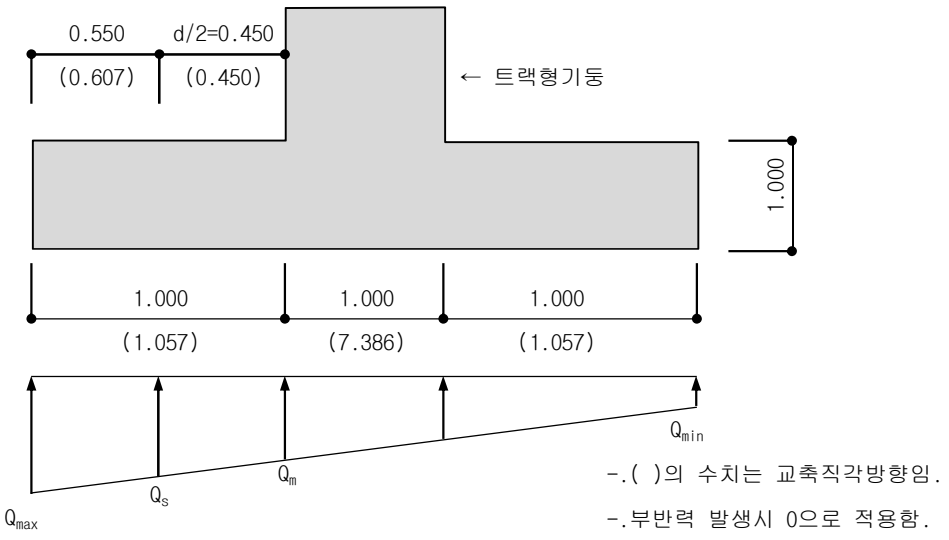
- 전단에 대한 위험단면

  -. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 d/2거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정

  교 축 방 향 : X_V^L = 1.000 - 0.450 = 0.550 m

  교축직각방향 : X_V^T = 1.057 - 0.450 = 0.607 m

2) 지반반력 계산



-.( )의 수치는 교축직각방향임.

-.부반력 발생시 0으로 적용함.

구 분	작 용 하 중		편 심	교축방향 지반반력(kN/㎡)			
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Qm	Qs
교 축 방 향	530.0	2,866.9	0.185	137.782	63.401	112.988	124.145
교축직각방향	607.4	2,866.9	0.212	114.053	87.131	111.058	112.333

3.5 A1 ~ A2 구간 내진성능 평가 결과

- 교 량 명: 옥산교
- 위　　치: 경기도 용인시(지진Ⅰ구역)
- 내진등급: 내진Ⅰ등급교
- 지반종류: Ⅱ
- 설계하중: DB-
- 연속경간: 3@12 = 36.0m
- 교　　폭: 7.500m
- 사각/곡률반경: 0°/직교

- 내진성능 평가 결과 요약

구　　분	내진성능 평가구간 : A1 ~ A2	
대상교량 특징	- 상부형식: RCT	- 내진성능평가 교각: P1 (고정단)
	- 교대형식: 중력식	- 교대기초: 확대기초
	- 교각형식: 벽식교각	- 교각기초: 확대기초
	- 교각단면: 트랙형 (1.000m×7.500m)	- 받침제원: 받침없음
	받침규격 직접입력	
	▣ 교각부: O.K, 기초부: O.K, 받침부: N.G	

구　　분				공급역량	소요역량	비　고	
고정단 교각부 평가 (Rs = 교축: 1, 교직: 1)							
기둥부	전단력(kN)		교축상단	2,090.626	92.766	22.537	O.K
	전단력(kN)		교축하단	2,670.9	132.4	20.166	O.K
	전단력(kN)		교직상단	2,090.626	98.897	21.139	O.K
	전단력(kN)		교직하단	2,670.9	163.2	16.369	O.K
고정단 교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도(kN·m) (안전율 : 1.5)	교축	4,300.3	530.0	8.114	O.K
			교직	13,617.6	607.4	22.419	O.K
		지지력(kN/㎡) (안전율 : 2.0)	교축	2,739.7	137.8	19.884	O.K
			교직	5,007.5	114.1	43.905	O.K
		활동(kN) (안전율 : 1.2)	교축	1,236.6	132.4	9.337	O.K
			교직	1,236.6	163.2	7.579	O.K
받침부 평가 (교각부, 교대부, 교대부)							
받침지지길이(mm)				600	2,028	0.296	N.G

옥산교

보 강 후 내 진 성 능 평 가

2019. 06

1. 개 요

1.1 교량현황

1.1.1 교량제원

1) 교 량 명 : 옥산교

2) 교 량 등 급 : 1 종 (DB-)

3) 관 리 주 체 : 경기도 용인시

4) 소 재 지 : 경기도 용인시 처인구 백암면 옥산리 1095

5) 준 공 년 도 : 1968 년

6) 상부구조형식 : RCT (T형 거더교)

7) 교 량 연 장 : 36.000 m (=3@12)

8) 교 량 폭 원 : 7.500 m

9) 받 침 형 식 : 탄성받침

10) 교 각 형 식 : 벽식 교각 (기둥 1 EA, 단면적 = 7.285 ㎡)

- 축방향철근 배근상태 : 무근
- 축방향철근 겹침이음 : 무
- 피 복 두 께 : 0 mm
- 횡방향철근 배근상태 : 무근

11) 교 대 형 식

- A1 교대 : 중력식 교대
- A2 교대 : 중력식 교대

12) 기 초 형 식

- 교 대 : 확대기초 (A1, A2)
- 교 각 : 확대기초 (P1 ~ P2)

1.1.2 사용재료

1) 콘크리트 바닥판

콘크리트 : fck = 21.0 MPa , Ec = 24,854 MPa

철 근 : fy = 400.0 MPa , Es = 200,000 MPa

2) 거 더 (강 거 더)

주부재 강종 : SM490

부부재 강종 : SM400

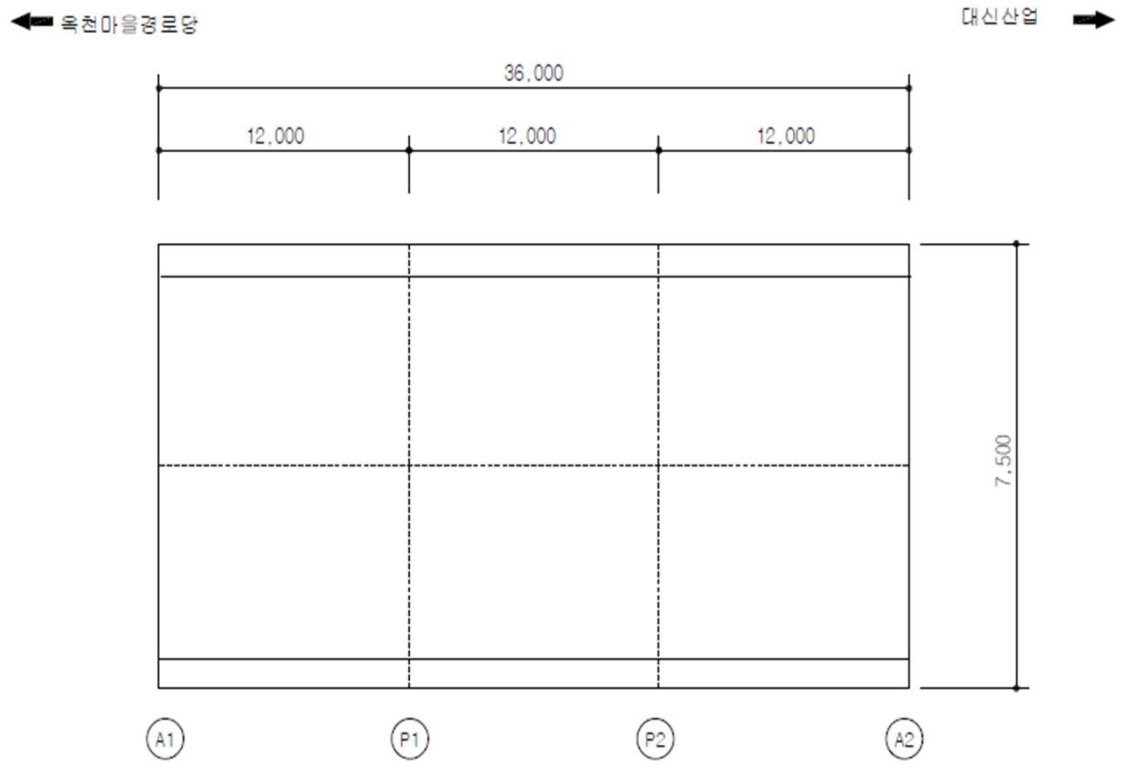
탄성계수 Es : 205,000 MPa

3) 하부구조

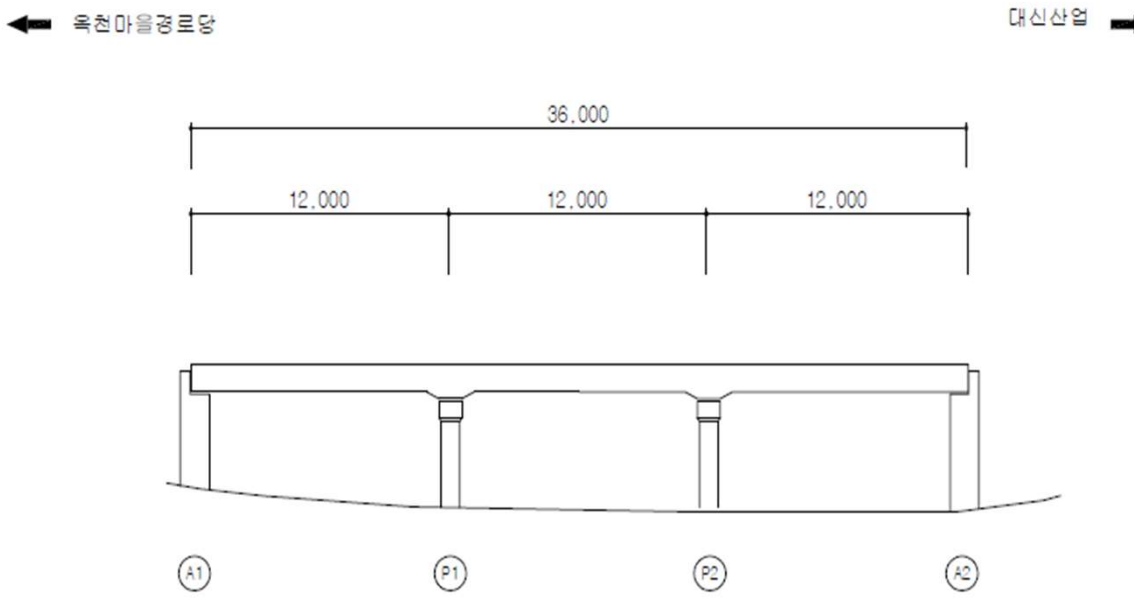
콘크리트 : fck = 21.0 MPa , Ec = 24,854.2 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000.0 MPa

1.1.3 대상교량 종 · 평면도

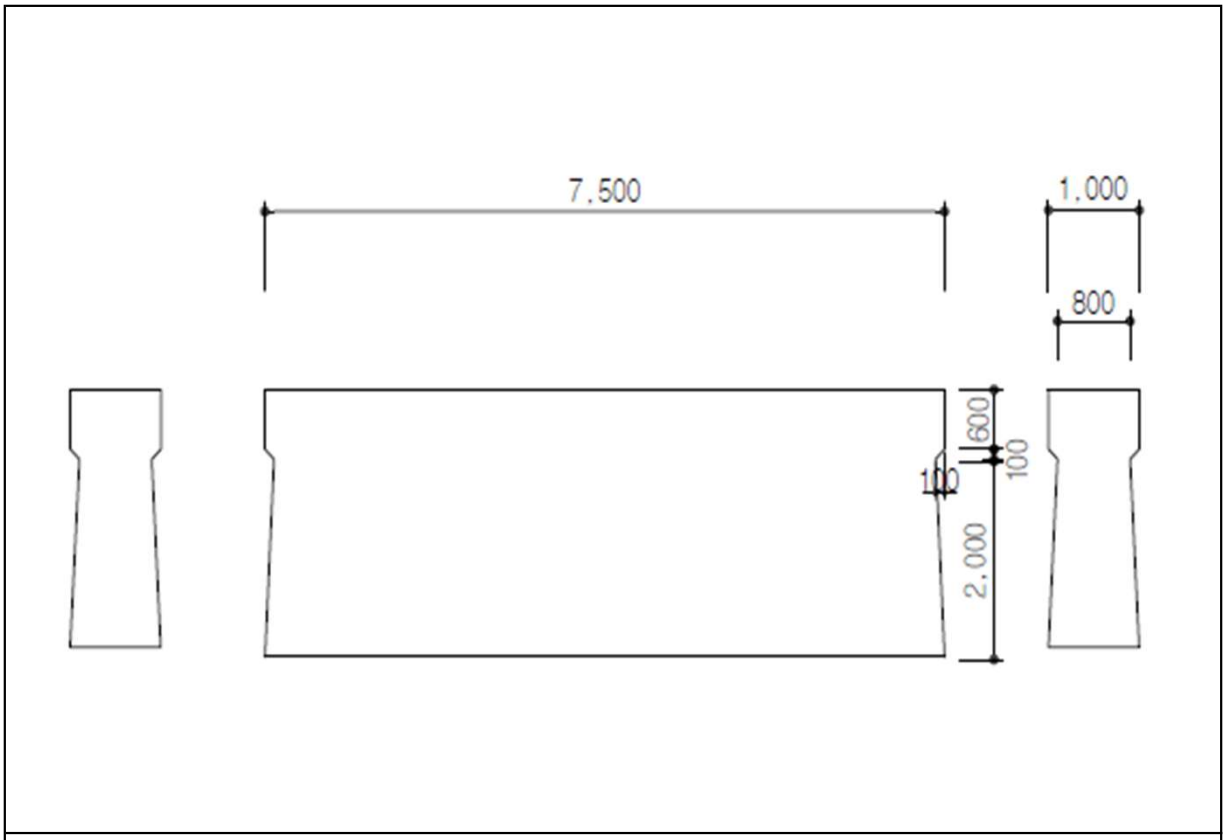


옥산교 평면도



옥산교 종단면도

1.1.5 교각 1(고정단) 일반도



옥산교 교각 1 일반도

1.3 내진설계상수

1) 내 진 등 급 : 내진 Ⅰ 등급 교량

2) 지진구역계수 : 0.110 - 지진구역Ⅰ, 경기도 용인시

3) 위험도 계수 (I) : 1.400

4) 가속도 계수 (A) : 0.154

5) 지 반 계 수 (S) : 1.200 (지반종류 : Ⅱ)

6) 고유치해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

8) 받 침 형 식 : 교 대 부 - 탄성받침 (550 kN)

교 각 부 - 탄성받침 (550 kN)

1.4 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	-
	콘크리트 모델	MANDER 모델	-
	철근 모델	PARK 모델	-
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS	-
탄성지진력 산정	모델	3차원 프레임해석 모델	-
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성 스프링 모델	-
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	-
	질량산정	상부 고정하중은 분포질량으로, 하부 고정하중은 단위질량으로 입력	-
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS	-

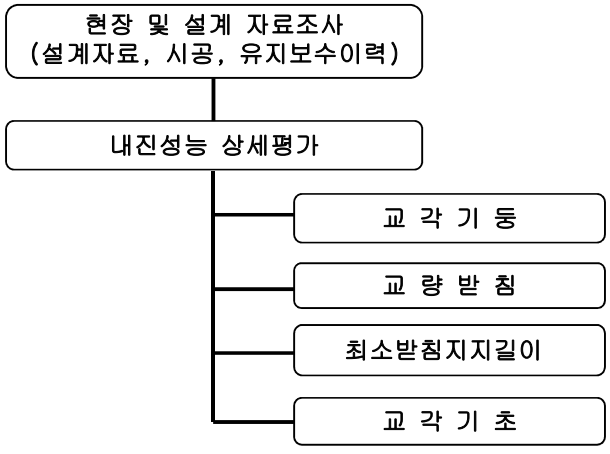
1.5 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능 상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능 상세 평가기준은 상부 구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 '기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



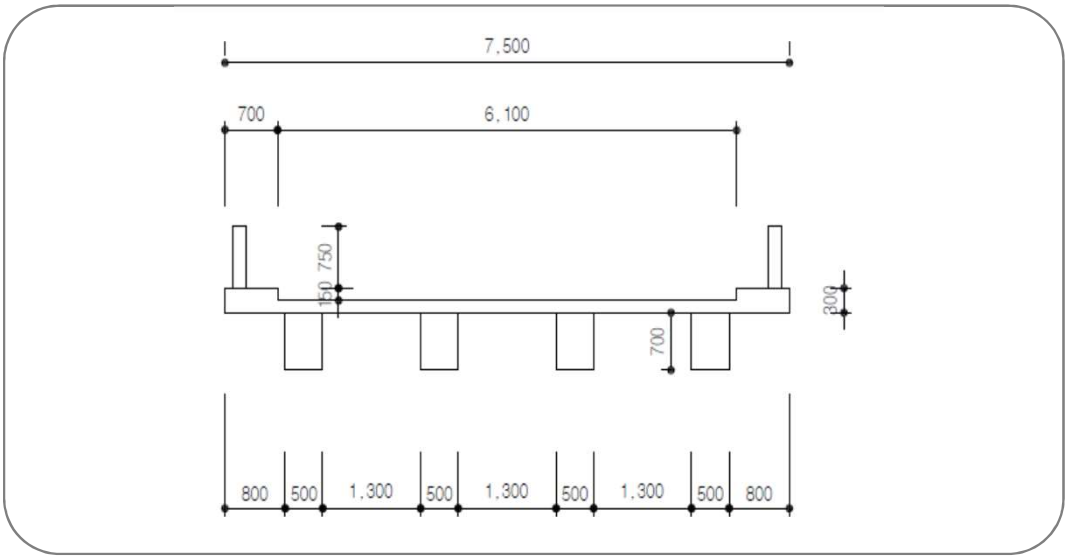
2. A1 ~ A2 구간 탄성지진력

2.1 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

- 해석대상 교량은 RCT (T형 거더교)교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침은 실제 거동특성과 일치되도록 NL Link를 사용하여 모델링하였다.
- 교각기둥의 강성은 축하중 산정시 전체강성을 적용 후 지진해석시 항복 유효강성을 적용하였다.

2.1.1 상부구조 특성

가. 상부구조 단면특성



구 분	A (m^2)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	비 고
지점부	0.6425	0.025026	0.043620	0.100874	
중앙부	0.6200	0.024768	0.042329	0.080192	

나. 2차 고정하중

1) 포 장 : 0.4880 m^2 x 23.0 kN/m^3 = 11.2240 kN/m

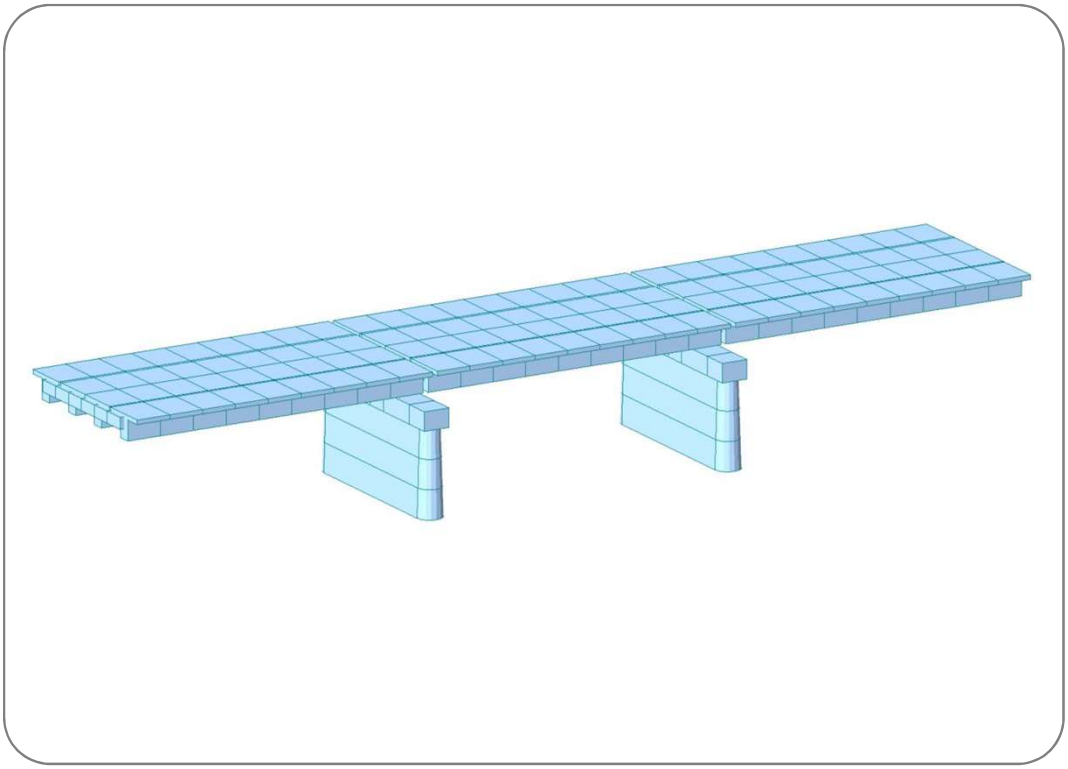
2) 보 도 부 : 0.2100 m^2 x 25.0 kN/m^3 = 5.2500 kN/m

5) 난 간 : 1.0 kN/m x 2.0 ea = 2.0000 kN/m

2.1.2 교각 단면 특성

구 분	A (m^2)	H (m)	콘크리트 fck	철근 fy	주철근 직경	비 고
교각 P1	7.285	3.700	21 MPa	300 MPa	D 25	하단기준

2.1.3 구조해석 모델



2.1.4 자중해석에 의한 축력 산정

1) 교량 받침부 반력(교각 상부 축력)

(단위 : kN)

받침번호	A1	P1(A1)	P1(A2)	P2(A1)	P2(A2)	A2	합 계
1	125.9	125.9	124.9	124.9	125.9	125.9	
2	129.1	129.1	128.2	128.2	129.1	129.1	
3	129.1	129.1	128.2	128.2	129.1	129.1	
4	125.9	125.9	124.9	124.9	125.9	125.9	
5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
소 계	510	510	506	506	510	510	3,052

2) 교량 하부 축하중

(단위 : kN)

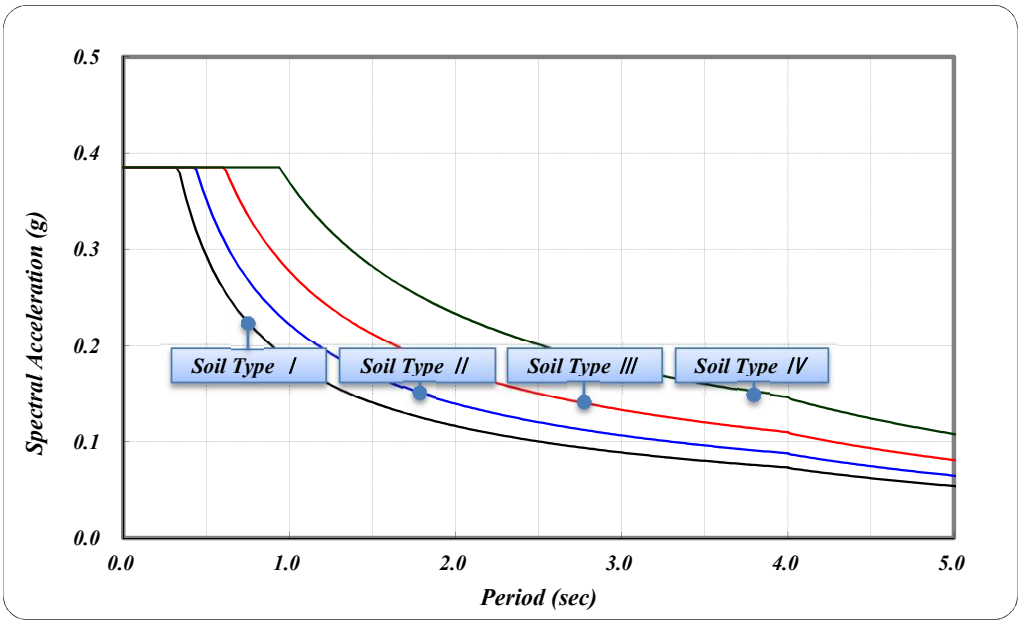
구 분	P1	P2				비 고
교각하부	1,612.9	1,612.9				P1 선정

2.2 지진해석에 의한 탄성지지력 산정

○ 교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

2.2.1 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- 가속도 계수 A = 0.154 g
- 지 반 계 수 S = 1.200 (지반종류 Ⅱ)

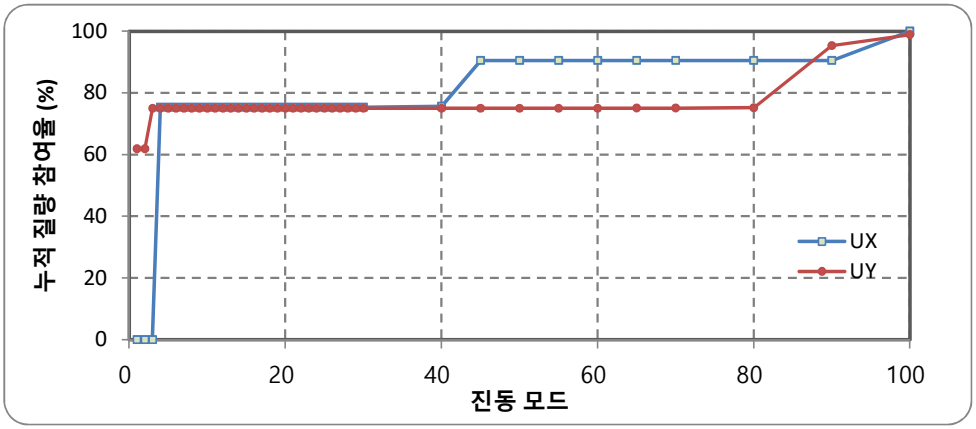


2.2.2 지진해석 결과

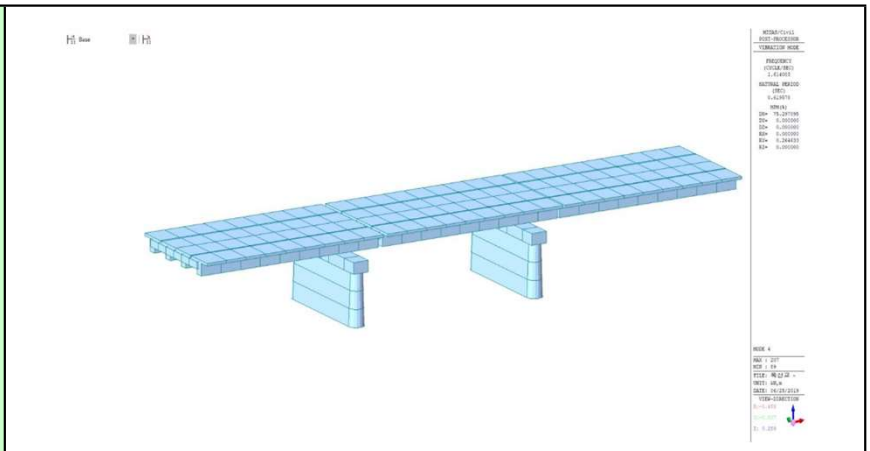
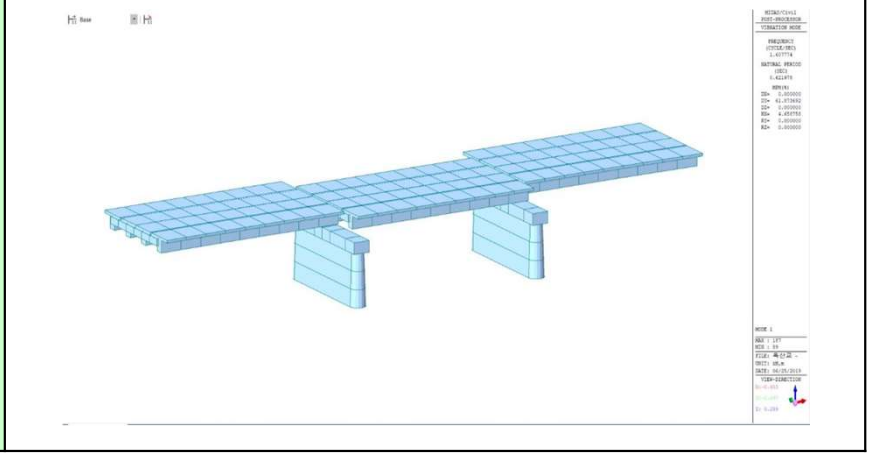
1) 고유치 해석결과 (Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비 고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	0.622	0.000	61.870	0.000	0.000	61.870	0.000	교직모드
2	0.622	0.000	0.000	0.000	0.000	61.870	0.000	
3	0.620	0.000	13.080	0.000	0.000	74.950	0.000	
4	0.620	75.300	0.000	0.000	75.300	74.950	0.000	교축모드
5	0.618	0.000	0.000	0.000	75.300	74.950	0.000	
6	0.616	0.030	0.000	0.000	75.320	74.950	0.000	
7	0.401	0.000	0.000	0.000	75.320	74.950	0.000	
8	0.401	0.000	0.000	0.000	75.320	74.950	0.000	
9	0.401	0.000	0.000	0.000	75.320	74.950	0.000	
10	0.137	0.000	0.000	57.300	75.320	74.950	57.300	
11	0.137	0.000	0.000	0.000	75.320	74.950	57.300	
12	0.135	0.000	0.000	4.690	75.320	74.950	61.990	
13	0.130	0.000	0.000	0.000	75.320	74.950	61.990	
14	0.120	0.000	0.000	0.000	75.320	74.950	61.990	
15	0.114	0.000	0.000	0.000	75.320	74.950	61.990	
16	0.090	0.000	0.000	0.000	75.320	74.950	61.990	
17	0.090	0.000	0.000	0.000	75.320	74.950	61.990	
18	0.089	0.000	0.000	0.000	75.320	74.950	61.990	
19	0.075	0.000	0.000	0.000	75.320	74.950	61.990	
20	0.075	0.000	0.000	0.000	75.320	74.950	61.990	
21	0.075	0.000	0.000	0.000	75.320	74.950	61.990	
22	0.056	0.000	0.000	0.000	75.320	74.950	61.990	
23	0.055	0.000	0.000	0.000	75.320	74.950	61.990	
24	0.055	0.000	0.000	0.000	75.320	74.950	61.990	
25	0.055	0.000	0.000	0.000	75.320	74.950	61.990	
26	0.048	0.000	0.020	0.000	75.320	74.970	61.990	
27	0.044	0.000	0.000	0.000	75.320	74.970	61.990	
28	0.044	0.000	0.000	0.000	75.320	74.970	61.990	
29	0.044	0.000	0.000	0.000	75.320	74.970	61.990	
30	0.042	0.010	0.000	0.000	75.330	74.970	61.990	
40	0.035	0.000	0.000	0.000	75.620	74.970	62.050	
45	0.033	0.000	0.020	0.000	90.430	74.990	62.050	
50	0.029	0.000	0.000	0.000	90.430	74.990	62.050	
55	0.023	0.000	0.000	0.000	90.460	74.990	76.660	
60	0.020	0.000	0.000	0.000	90.460	74.990	76.700	
65	0.018	0.000	0.000	0.010	90.460	75.030	76.710	
70	0.015	0.000	0.000	0.000	90.490	75.030	76.710	
80	0.011	0.000	0.000	0.020	90.490	75.160	78.240	
90	0.008	0.000	0.000	4.050	90.510	95.300	82.660	
100	0.003	1.870	0.000	0.000	99.990	98.850	98.360	

* 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90% 이상이 되도록 모드수를 결정하였다.



2) 주요 모드 형상 (Mode Shape)

교축방향 (T = 0.6196 sec)	
교축직각방향 (T = 0.6220 sec)	

3) 복합모드 해석결과 (D+E)

• 교축방향(X방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	29.122	157.240	-	-	-	-	교각상단 받침
P1	28.647	336.322	1,192.125	-	0.003	0.006	교각하단 기둥
P2	28.710	336.323	1,192.126	-	0.003	0.006	교각하단 기둥
A2	29.122	157.240	-	-	-	-	교각상단 받침

• 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	0.068	2.400	-	28.769	155.360	-	교각상단 받침
P1	0.026	0.004	0.002	28.587	348.078	1,361.586	교각하단 기둥
P2	0.026	0.004	0.002	28.787	348.078	1,361.586	교각하단 기둥
A2	0.068	2.400	-	28.769	155.360	-	교각상단 받침

• 탄성받침 1개당 최대발생력(kN)

구분	교축방향 지진하중 재하시		교축직각방향 지진하중 재하시		비 고
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	
A1	39.310	-	0.090	38.840	
P1	38.760	-	0.030	38.890	
P2	38.670	-	0.030	38.890	
A2	39.310	-	0.090	38.840	

• 탄성받침 1개당 최대발생변위(mm)

구분	교축방향 지진하중 재하시		교축직각방향 지진하중 재하시		비 고
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	
A1	29.122	-	0.068	28.769	
P1	28.647	-	0.026	28.587	
P2	28.710	-	0.026	28.787	
A2	29.122	-	0.068	28.769	

4) 교각 P1 복합모드 해석결과

부 재 력	교축방향 작용력		교축직각방향 작용력	
	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
기둥상단축력(kN)	1,281.766		1,281.766	
기둥하단축력(kN)	1,612.867		1,612.867	
상 단 변 위 (mm)	28.647	0.000	0.026	28.587
상단 전단력 (kN)	322.361	0.004	0.029	323.202
하단 전단력 (kN)	336.322	0.003	0.004	348.078
상단모멘트(kN · m)	530.844	0.007	0.021	688.799
하단모멘트(kN · m)	1,192.125	0.006	0.002	1,361.586

여기서, $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

5) 교각 P1 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부 재 력	하중 경우 1 (Comb 1)		하중 경우 2 (Comb 2)	
	$[F_E^L]_{com\ 1}$	$[F_E^T]_{com\ 1}$	$[F_E^L]_{com\ 2}$	$[F_E^T]_{com\ 2}$
기둥상단축력(kN)	1,281.766		1,281.766	
기둥하단축력(kN)	1,612.867		1,612.867	
상 단 변 위 (mm)	28.655	8.576	8.620	28.587
상단 전단력 (kN)	322.370	96.965	96.737	323.203
하단 전단력 (kN)	336.323	104.426	100.901	348.079
상단모멘트(kN · m)	530.850	206.647	159.274	688.801
하단모멘트(kN · m)	1,192.126	408.482	357.640	1,361.588

여기서, $[F_E]_{com\ 1} = 1.0\times[F_E]_L + 0.3\times[F_E]_T$, $[F_E]_{com\ 2} = 0.3\times[F_E]_L + 1.0\times[F_E]_T$

6) 교각 P1 조합지진력

부 재 력	교축방향지진력	교축직각방향지진력	기 호
	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	
기둥상단축력(kN)	1,281.766	1,281.766	P
기둥하단축력(kN)	1,612.867	1,612.867	P_{bot}
상 단 변 위 (mm)	28.655	28.587	$[\Delta_E]_{comb}$
상단 전단력 (kN)	322.370	323.203	$[V_E]_{comb,Top}$
하단 전단력 (kN)	336.323	348.079	$[V_E]_{comb,Bot}$
상단모멘트(kN · m)	530.850	688.801	$[M_E]_{comb,Top}$
하단모멘트(kN · m)	1,192.126	1,361.588	$[M_E]_{comb,Bot}$

여기서, $[F_E^L]_{comb} = MAX\{ [F_E^L]_{com\ 1}, [F_E^L]_{com\ 2} \}$, $[F_E^T]_{comb} = MAX\{ [F_E^T]_{com\ 1}, [F_E^T]_{com\ 2} \}$

3. 구성요소의 내진성능 평가

3.1 교각의 내진성능 평가

3.1.1 교각 P1 형식 특성값

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
교각 기둥의 거동형태	켄틸레버식	켄틸레버식	
콘크리트 극한변형률 ε_{co}	0.0007	0.0020	
교 각 높 이 H (m)	3.700	3.700	교직-실제높이
교각유효높이 He (m)	3.700	4.235	교직-상부구조도심
진 동 주 기 (sec)	0.6196	0.6220	해석결과

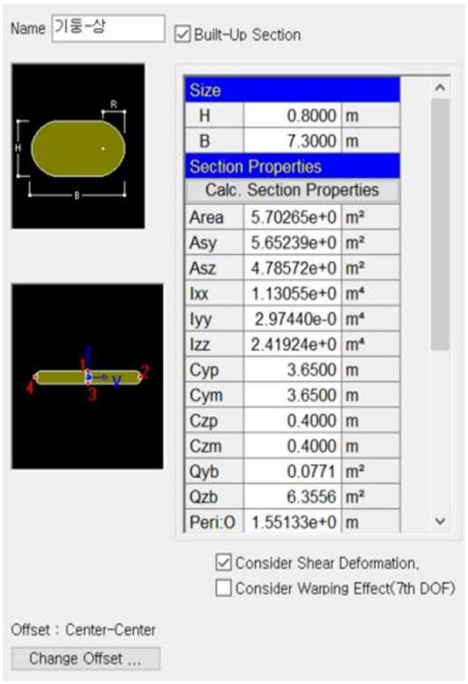
3.1.2 교각 P1 (고정단)의 휨성능 곡선

○ 전단에 의한 균열발생 기준은 「철도설계기준(철도교편)」에 제시되어 있는 것으로

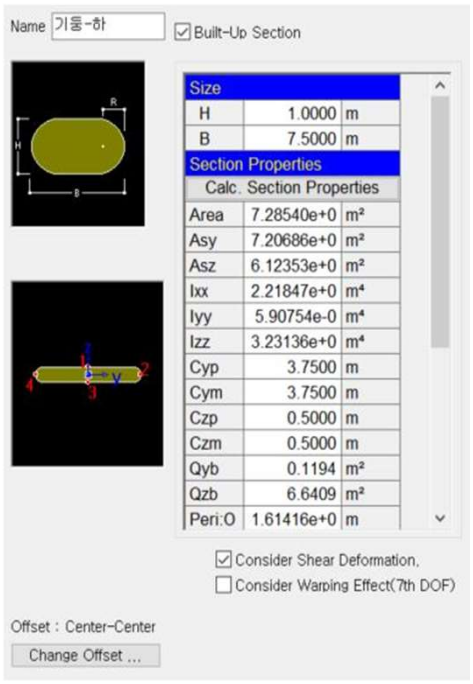
$V_{ca}=0.08\sqrt{f_{ck}}$ 이며 인장에 대한 균열발생 응력은 $V_{ca}=0.33\sqrt{f_{ck}}$ 이다.

균열발생기준에서 인장균열 발생기준이 전단균열 발생기준에 비해 4.125배 크므로

무근 콘크리트 교각의 균열발생은 전단균열 발생기준이 더 위험한 것으로 전단발생기준을 사용한다.



< 교각상단 >



< 교각하단 >

1) 교축방향

-기둥상단

- V_{ca} = 0.08 √ f_{ck} = 0.08 x √ 21.0 = 0.367 Mpa
- V_n = 0.367 x 5.703 x 1000 = 2,090.6 kN

-기둥하단

- V_{ca} = 0.08 √ f_{ck} = 0.08 x √ 21.0 = 0.367 Mpa
- V_n = 0.367 x 7.285 x 1000 = 2,670.9 kN

2) 교축직각방향

-기둥상단

- V_{ca} = 0.08 √ f_{ck} = 0.08 x √ 21.0 = 0.367 Mpa
- V_n = 0.367 x 5.703 x 1000 = 2,090.6 kN

-기둥하단

- V_{ca} = 0.08 √ f_{ck} = 0.08 x √ 21.0 = 0.367 Mpa
- V_n = 0.367 x 7.285 x 1000 = 2,670.9 kN

3.1.3 교각의 내진성능 평가

① 공급역량

- 교축방향-기둥상단 전단력 V_n = 2,090.6 kN
- 교축방향-기둥하단 전단력 V_n = 2,670.9 kN
- 교축직각방향-기둥상단 전단력 V_n = 2,090.6 kN
- 교축직각방향-기둥하단 전단력 V_n = 2,670.9 kN

② 소요역량

- 교축방향-기둥상단 전단력 V_u = 322.4 kN
- 교축방향-기둥하단 전단력 V_u = 336.3 kN
- 교축직각방향-기둥상단 전단력 V_u = 323.2 kN
- 교축직각방향-기둥하단 전단력 V_u = 348.1 kN

③ 평가

∴ 교축방향-기둥상단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{2,090.6}{322.4} = 6.485 \geq 1.0$ ∴ O.K

∴ 교축방향-기둥하단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{2,670.9}{336.3} = 7.941 \geq 1.0$ ∴ O.K

∴ 교축직각방향-기둥상단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{2,090.6}{323.2} = 6.468 \geq 1.0$ ∴ O.K

∴ 교축직각방향-기둥하단 $\frac{V_n}{V_u} = \frac{2,670.9}{348.1} = 7.673 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2 교량 받침의 내진성능 평가

3.2.1 교각 P1 받침평가 (최대 지진력 발생 교각부)

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.1.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 81.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 81.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 81.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 81.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MIN [F^L_n, $[V^L_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) / 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [1,099.2 , 322.4] × 1 / 8 = 40.3 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MIN [F^T_n, $[V^T_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [973.0 , 323.2] × 1 / 8 = 40.4 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{81.0}{40.3} = 2.010 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{81.0}{40.4} = 2.005 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 60.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 60.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
전단변위 (mm)	28.65	8.58	8.62	28.59

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [28.65 , 8.62] = 28.65 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [8.58 , 28.59] = 28.59 mm

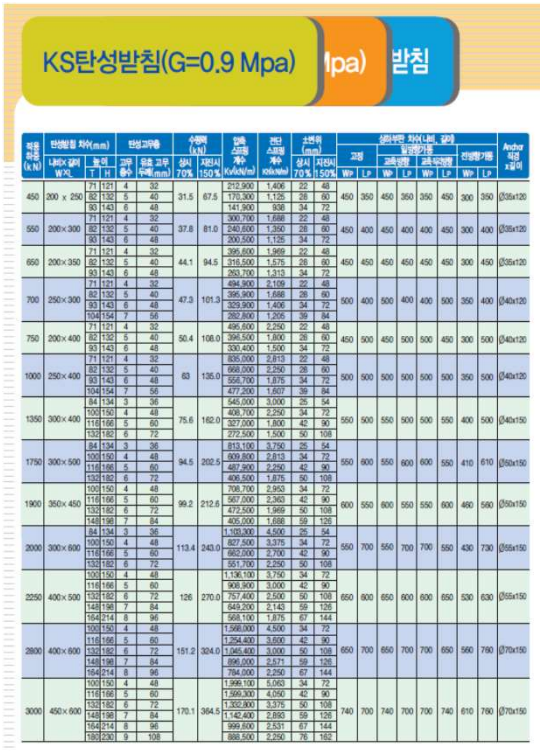
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{60.00}{28.65} = 2.094 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{60.00}{28.59} = 2.099 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (카달로그 참조)

① 본체 규격



제품 종류 (t, N)	탄성받침 치수(mm) 내부×길이 W×L	높이 T	높이 H	탄성고무층 고무 층수 n	탄성고무층 유효 고무 두께(mm)	수평력 (kN) 상시 70%	수평력 (kN) 지진시 150%	압축 스프링 계수 Kv(kN/m)	전단 스프링 계수 Kh(kN/m)	소변위 (mm) 상시 70%	소변위 (mm) 지진시 150%	상판부판 치수(내부 길이) 교량	일방향가동 Wp	일방향가동 Lp	고정방향 Wp	고정방향 Lp	전방향가동 Wp	전방향가동 Lp	Anchor 위치 x길이
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	450	300	350	Ø35x120
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60								
		93	143	6	48			141,900	938	34	72								
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	450	300	400	Ø35x120
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60								
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72								
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120
		82	132	5	40			316,500	1,575	28	60								
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72								
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	500	350	400	Ø40x120
		82	132	5	40			395,900	1,688	28	60								
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72								
		104	154	7	56			282,800	1,205	39	84								
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	496,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	300	500	Ø40x120
		82	132	5	40			396,500	1,800	28	60								
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72								
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	826,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		82	132	5	40			668,000	2,250	28	60								
		93	143	6	48			558,700	1,875	34	72								
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84								
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	550	400	500	Ø40x150
		100	150	4	48			408,700	2,250	34	72								
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90								
		133	182	6	72			272,500	1,500	50	108								
1750	300×500	84	134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	610	Ø50x150
		100	150	4	48			609,800	2,813	34	72								
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90								
		133	182	6	72			406,500	1,875	50	108								
1900	350×450	100	150	4	48	99.2	212.6	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	600	460	560	Ø50x150
		116	166	5	60			567,000	2,363	42	90								
		133	182	6	72			472,500	1,969	50	108								
		148	198	7	84			405,000	1,688	59	126								
2000	300×600	84	134	3	36	113.4	243.0	1,103,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	730	Ø55x150
		100	150	4	48			827,500	3,375	34	72								
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90								
		133	182	6	72			551,700	2,250	50	108								
2250	400×500	100	150	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	630	Ø55x150
		116	166	5	60			908,900	3,000	42	90								
		133	182	6	72			757,400	2,500	50	108								
		148	198	7	84			649,200	2,143	59	126								
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144								
2800	400×600	100	150	4	48	151.2	324.0	1,588,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,254,400	3,600	42	90								
		133	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108								
		148	198	7	84			896,000	2,571	59	126								
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144								
3000	450×600	100	150	4	48	170.1	364.5	1,999,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,599,300	4,050	42	90								
		133	182	6	72			1,332,800	3,375	50	108								
		148	198	7	84			1,142,400	2,893	59	126								
		164	214	8	96			999,600	2,531	67	144								
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	162								

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 314.2 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 314.2 \times 400 = 301.6$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 314.2 \times 400 = 301.6$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

- 교축방향 $F_{AS,D}^{L} = \frac{F_{B,D}^{L}}{n_{B}^{L}} = \frac{40.3}{1} = 40.3$ kN
- 교축직각방향 $F_{AS,D}^{T} = \frac{F_{B,D}^{T}}{n_{B}^{T}} = \frac{40.4}{1} = 40.4$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F_{AS,D}^{L}} = \frac{301.6}{40.3} = 7.484 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F_{AS,D}^{T}} = \frac{301.6}{40.4} = 7.465 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)

○ $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b$

여기서, A_{Vc} : 단일앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vc} = [\ 1.5 \cdot C_{a1} + \sum S_i + 1.5 \cdot C_{a1}\ ] \times 1.5 C_{a1}$ ($C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$, $h_a \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우)

A_{Vco} : 연단거리 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vco} = 4.5 \cdot C^2_{a1}$

$\varphi_{ed,V}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 1.0$

$C_{a2} < 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\ (\ C_{a2} / 1.5 C_{a1}\ )$

$\varphi_{c,V}$: 콘크리트 균열 및 보조철근 유무에 따른 전단강도 수정계수

비균열 콘크리트 또는 보조철근과 100mm이하 간격의 스터럽 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.4$

균열콘크리트 : 보조철근 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.2$, 보조철근 미사용시 $\varphi_{c,V} = 1.0$

V_b : 균열 콘크리트에서 전단을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트파괴강도, N

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

$V_b = 0.7\ (\ l_e / d_o\ )^{0.2}\ \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ ($d_0 \geq 10$㎜, 헤드스터드, 헤드볼트, 갈고리볼트)

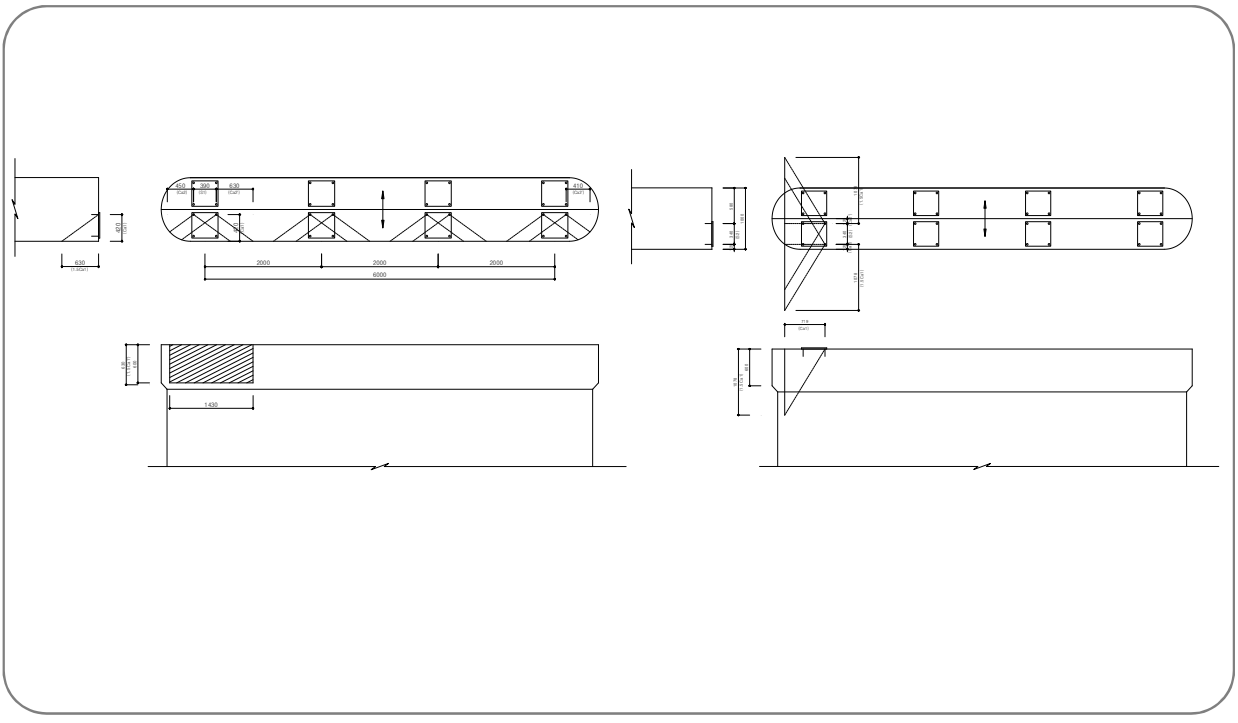
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

C_{a2} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

S_1 : 하중 작용 직각방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

S_2 : 하중 작용 방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

h_a : 앵커가 정착되는 기초(코핑)콘크리트 두께, ㎜



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (450 + 390 + 630) × 600 = 882,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 420 mm , C_{a1}' = 420 mm

  C_{a21} = 450 mm , C_{a22} = 630 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 390 mm , S_{max} = 390 mm , h_a = 600 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 420 ^{2} = 793,800 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 793,800 = 1,587,600 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{882,000}{793,800} \times 0.914 \times 1.00 \times 179 = 182.0$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.914 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 179 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 280] = 120 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (120 + 340 + 120) × 600 = 348,000 mm^2

  여기서, C_{a1} = 719 mm , C_{a1}' = 719 mm

  C_{a21} = 120 mm , C_{a22} = 120 mm , H = 132 mm

  $\sum S_i$ = 340 mm , S_{max} = 340 mm , h_a = 600 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 719 ^{2} = 2,326,325 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 2,326,325 = 4,652,649 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{348,000}{2,326,325} \times 0.733 \times 1.00 \times 401 = 44.0$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.733 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 401 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 280] = 120 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 120 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 0.5C_{a1} 과 0.3C_{a2} 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as}$ = n_{as}·$Ø_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 714 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as}$ = n_{as}·$Ø_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 412 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , $V^L_{s,as}$) = MAX (182.0 , 0.0) = 182.0 kN

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (44.0 , 0.0) = 44.0 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AC,D} = F^{L}_{AS,D} \times n^{L}_{B} = 40.3 \times 1 = 40.3$ kN ($n^{L}_{B} = 1$)
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} = 40.4 \times 1 = 40.4$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^{L}_{cbg}}{F^{L}_{AC,D}} = \frac{182.0}{40.3} = 4.516 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \frac{44.0}{40.4} = 1.090 \geq 1.0$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)

○ $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$

여기서, k_{cp} : 콘크리트 프라이아웃 강도 계수

$h_{ef} < 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 1.0$

$h_{ef} \geq 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 2.0$

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커그룹의 콘크리트 파괴강도, N

○ $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$

여기서, A_{Nc} : 인장강도 산정을 위한 단일앵커 또는 앵커그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nc} = [2\times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_1] \times [2 \times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_2]$ ($C_{a1} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$, $C_{a2} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우)

A_{Nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도 산정을 위한 단일앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nco} = 9 \cdot h^{2}_{ef}$

$\varphi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 대한 인장강도 수정계수

$C_{a,min} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,N} = 1.0$

$C_{a,min} < 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 (C_{a,min} / 1.5 h_{ef})$

$\varphi_{c,N}$: 균열유무에 따른 인장강도 수정계수 (균열제어 철근 배근시 비균열 콘크리트로 간주)

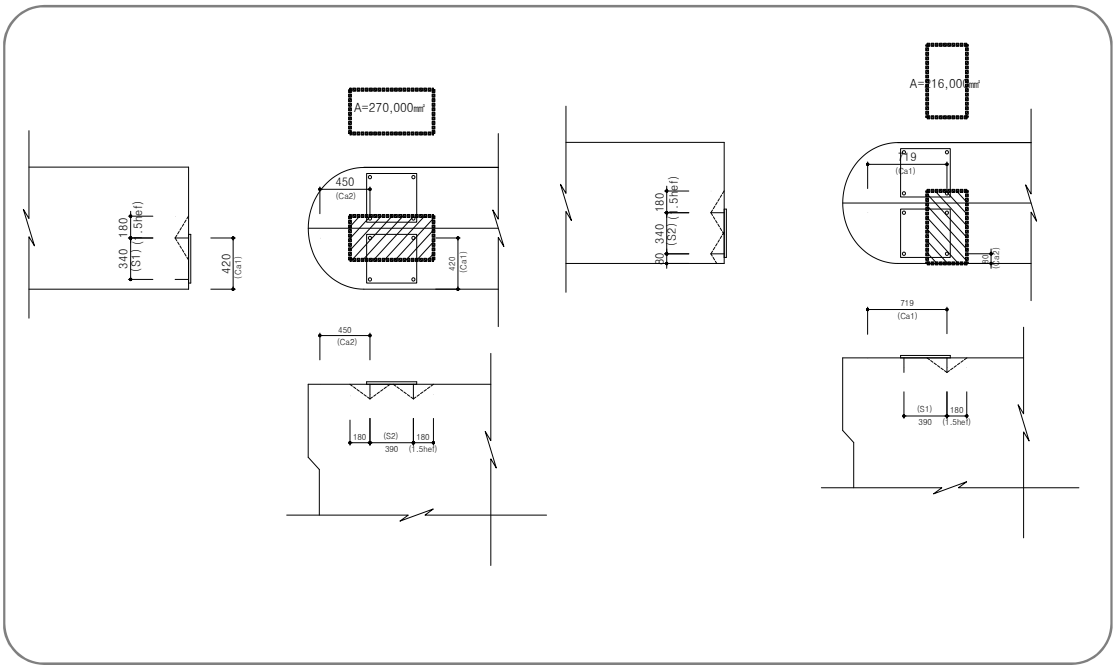
비균열 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.25$: 선설치 앵커, $\varphi_{c,N} = 1.40$: 후설치 앵커

균열(폭 0.3mm초과) 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.0$

N_b : 인장력을 받는 단일앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N

$N_b = k_c \sqrt{fck} \cdot h^{1.5}_{ef}$ ($k_c = 10$: 선설치앵커, $k_c = 7$: 후설치앵커)

$N_b = 3.9 \sqrt{fck} \cdot h^{5/3}_{ef}$ ($280 \leq h_{ef} \leq 635mm$ 인 헤드스터드와 헤드볼트)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = [2×1.5·h_{ef}'] × [2×1.5·h_{ef}'] × 2 (단, 각방향 C_a , S > 1.5·h_{ef}' 인 경우, C_a , S=1.5h_{ef}')

  = 270,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 420 mm , C_{a12} = 420 mm , $\sum S_1$ = 340 mm

  C_{a21} = 450 mm , C_{a22} = 430 mm , $\sum S_2$ = 390 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120.0 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600.0 mm^2

∴ $A_{Nc} \geq n \cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{259,200}{129,600} \times 1.000 \times 1.00 \times 42.2 = 84.3$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = 7.0 √ fck × hef $^{1.5}$ = 7.0 × √ 21 × 120.0 $^{1.5}$ = 42.2 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 84.3 = 168.7 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = [2×1.5·h_{ef}'] × [2×1.5·h_{ef}'] × 2 (단, 각방향 C_a , S > 1.5·h_{ef}' 인 경우, C_a , S=1.5h_{ef}')

  = 216,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 719 mm , C_{a12} = 719 mm , $\sum S_1$ = 390 mm

  C_{a21} = 120 mm , C_{a22} = 120 mm , $\sum S_2$ = 340 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600.0 mm^2

∴ $A_{Nc} < n \cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{216,000}{129,600} \times 0.900 \times 1.00 \times 42.2 = 63.3$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 0.900 (Ca,min < 1.5·hef 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca,min / 1.5hef))

$\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5} = 42.2$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 63.3 = 126.5$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX (V^L_{cpg} , V^L_{s,at}) = MAX (168.7 , 0.0) = 168.7$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX (V^T_{cpg} , V^T_{s,at}) = MAX (126.5 , 0.0) = 126.5$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 40.3 \times 1 = 40.3$ kN (n^L_B = 1)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 40.4 \times 1 = 40.4$ kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{168.7}{40.3} = 4.186 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{126.5}{40.4} = 3.131 \geq 1.0$ ∴ O.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	301.6	40.3	O.K 7.484	301.6	40.4	O.K 7.465
콘크리트전단파괴	182.0	40.3	O.K 4.516	44.0	40.4	O.K 1.090
프라이아웃 파괴	168.7	40.3	O.K 4.186	126.5	40.4	O.K 3.131

3.2.2 교대 A1 받침평가

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.2.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 81.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 81.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 81.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 81.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	39.34	11.65	11.88	38.84

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [39.3 , 11.9] = 39.3 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [11.7 , 38.8] = 38.8 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{81.0}{39.3} = 2.059 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{81.0}{38.8} = 2.085 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.2.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 60.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 60.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	29.14	8.63	8.80	28.77

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [29.14 , 8.80] = 29.14 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [8.63 , 28.77] = 28.77 mm

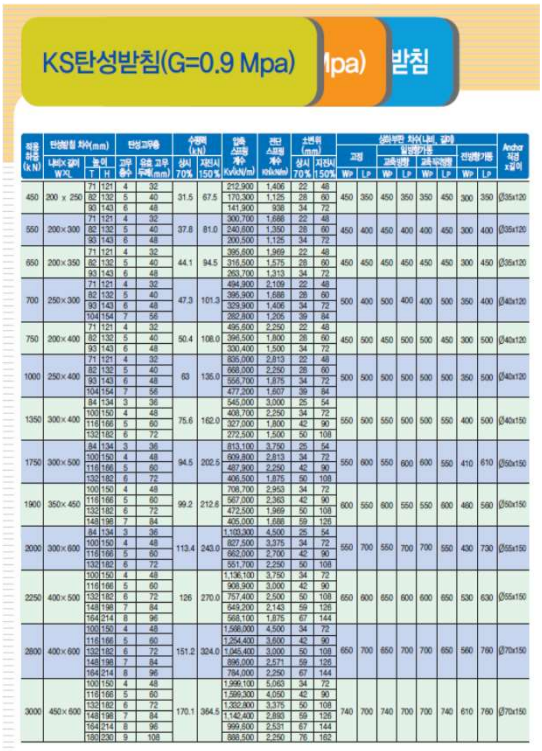
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{60.00}{29.14} = 2.059 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{60.00}{28.77} = 2.086 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.2.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (카달로그 참조)

① 본체 규격



적용하중 (kN)	탄성체의 치수(mm)				탄성고무층		수평력 (kN)		압축 스프링 계수 (kN/m/ea)	전단 스프링 계수 (kN/m/ea)	스트로크 (mm)		상부판 치수(세로_길이)										앵커 직경 x길이
	너비 x 길이 W x L	높이 H	고무 층수	상부 고무 두께(mm)	상부 고무 두께(mm)	하부 고무 두께(mm)	상시 70%	지진시 150%			상시 70%	지진시 150%	고정		일방향가동 고측면형		일방향가동 고측면형		전방향가동				
													Wp	Lp	Wp	Lp	Wp	Lp	Wp	Lp			
450	200 x 250	71	121	4	32		31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	450	350	300	350	Ø35x120		
		82	132	5	40				170,300	1,125	28	60											
		93	143	6	48				141,900	938	34	72											
550	200×300	71	121	4	32		37.8	81.0	300,700	1,666	22	48	450	400	450	400	450	400	300	400	Ø35x120		
		82	132	5	40				240,800	1,350	28	60											
		93	143	6	48				200,500	1,125	34	72											
650	200×350	71	121	4	32		44.1	94.5	395,800	1,969	22	48	450	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120		
		82	132	5	40				316,500	1,575	28	60											
		93	143	6	48				263,700	1,313	34	72											
700	250×300	71	121	4	32		47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	500	400	350	400	Ø40x120		
		82	132	5	40				395,900	1,688	28	60											
		93	143	6	48				329,900	1,406	34	72											
		104	154	7	56				282,800	1,205	39	84											
750	200×400	71	121	4	32		50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	500	300	500	Ø40x120		
		82	132	5	40				396,500	1,800	28	60											
		93	143	6	48				330,400	1,500	34	72											
1000	250×400	71	121	4	32		63	135.0	835,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120		
		82	132	5	40				668,000	2,250	28	60											
		93	143	6	48				556,700	1,875	34	72											
		104	154	7	56				477,200	1,607	39	84											
1350	300×400	84	134	3	36		75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	550	500	400	500	Ø40x150		
		100	150	4	48				408,700	2,250	34	72											
		116	166	5	60				327,000	1,800	42	90											
		132	182	6	72				272,500	1,500	50	108											
1750	300×500	84	134	3	36		94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	600	550	610	Ø50x150		
		100	150	4	48				609,800	2,813	34	72											
		116	166	5	60				487,900	2,250	42	90											
		132	182	6	72				406,500	1,875	50	108											
1900	350×450	100	150	4	48		99.2	212.6	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150		
		116	166	5	60				567,000	2,363	42	90											
		132	182	6	72				472,500	1,969	50	108											
		148	198	7	84				405,000	1,688	59	126											
2000	300×600	84	134	3	36		113.4	243.0	1,103,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	700	550	730	Ø55x150		
		100	150	4	48				827,500	3,375	34	72											
		116	166	5	60				662,000	2,700	42	90											
		132	182	6	72				551,700	2,250	50	108											
2250	400×500	100	150	4	48		126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150		
		116	166	5	60				908,900	3,000	42	90											
		132	182	6	72				757,400	2,500	50	108											
		148	198	7	84				649,200	2,143	59	126											
		164	214	8	96				568,100	1,875	67	144											
2800	400×600	100	150	4	48		151.2	324.0	1,598,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	700	650	760	Ø70x150		
		116	166	5	60				1,254,400	3,600	42	90											
		132	182	6	72				1,045,400	3,000	50	108											
		148	198	7	84				896,000	2,571	59	126											
		164	214	8	96				784,000	2,250	67	144											
3000	450×600	100	150	4	48		170.1	364.5	1,996,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150		
		116	166	5	60				1,596,300	4,050	42	90											
		132	182	6	72				1,330,800	3,375	50	108											
		148	198	7	84				1,142,400	2,893	59	126											
		164	214	8	96				999,800	2,531	67	144											
		180	230	9	108				888,500	2,250	76	162											

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 314.2 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 314.2 \times 400 = 301.6$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 314.2 \times 400 = 301.6$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

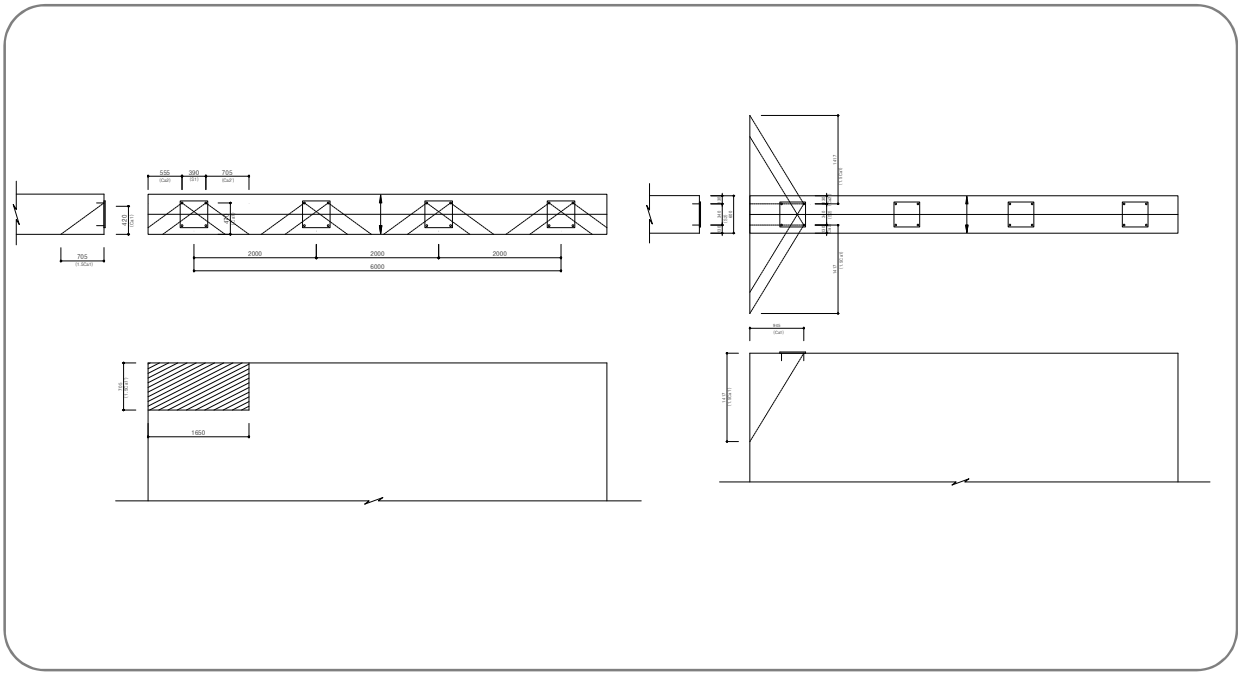
- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \frac{F^{L}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{39.3}{1} = 39.3$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \frac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{38.8}{1} = 38.8$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \frac{301.6}{39.3} = 7.667 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \frac{301.6}{38.8} = 7.765 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- $A_{Vc} = [\, C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}' \,] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\ 555 + 390 + 705\ ) \times 705 = 1,163,250$ mm²

  여기서, $C_{a1} = 470$ mm , $C_{a1}' = 470$ mm

  $C_{a21} = 555$ mm , $C_{a22} = 705$ mm

  $\sum S_i = 390$ mm , $S_{max} = 390$ mm , $h_a = 3,000$ mm

- $A_{Vco} = 4.5\,(C_{a1}')^2 = 4.5 \times 470^2 = 994,050$ mm²

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 994,050 = 1,988,100$ mm²

- $V_{cbg} = \dfrac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \dfrac{1,163,250}{994,050} \times 0.936 \times 1.00 \times 212 = 232.3$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V} = 0.936$ Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V} = 1.000$ (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  $V_b = 0.6\ (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 212$ kN

  $l_e = MIN\,[\, h_{ef}, 8d_0 \,] = MIN\,[\ 120\ ,\ 280\ ] = 120$ mm

  $d_0 = 35$ mm (앵커소켓 직경) , $h_{ef} = 120$ mm

○ 교축직각방향

- $A_{Vc} = [\, C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}' \,] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\ 130 + 340 + 130\ ) \times 1,418 = 850,500$ mm²

  여기서, $C_{a1} = 945$ mm , $C_{a1}' = 945$ mm

  $C_{a21} = 130$ mm , $C_{a22} = 130$ mm , $H = 132$ mm

  $\sum S_i = 340$ mm , $S_{max} = 390$ mm , $h_a = 3,000$ mm

- $A_{Vco} = 4.5\,(C_{a1}')^2 = 4.5 \times 945^2 = 4,018,613$ mm²

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 4,018,613 = 8,037,225$ mm²

• $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{850,500}{4,018,613} \times 0.728 \times 1.00 \times 605 = 93.1$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V} = 0.728$ Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V} = 1.000$ (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 \ (l_e / d_o)^{0.2} \ \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} \ / \ 1000 = 605$ kN

$l_e = \text{MIN} [h_{ef}, 8d_0] = \text{MIN} [120 , 280] = 120$ mm

$d_0 = 35$ mm (앵커소켓 직경) , $h_{ef} = 120$ mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 0 \times 1.00 \times 0.0 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = $\text{MIN} [(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i) , (0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})] = 768$ mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 0 \times 1.00 \times 0.0 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = $\text{MIN} [(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i) , (0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})] = 418$ mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cbg} = \text{MAX} (V^L_{cbg} , V^L_{s,as}) = \text{MAX} (232.3 , 0.0) = 232.3$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = \text{MAX} (V^T_{cbg} , V^T_{s,as}) = \text{MAX} (93.1 , 0.0) = 93.1$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

• 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 39.3 \times 1 = 39.3$ kN ($n^T_B = 1$)

• 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 38.8 \times 1 = 38.8$ kN ($n^T_B = 1$)

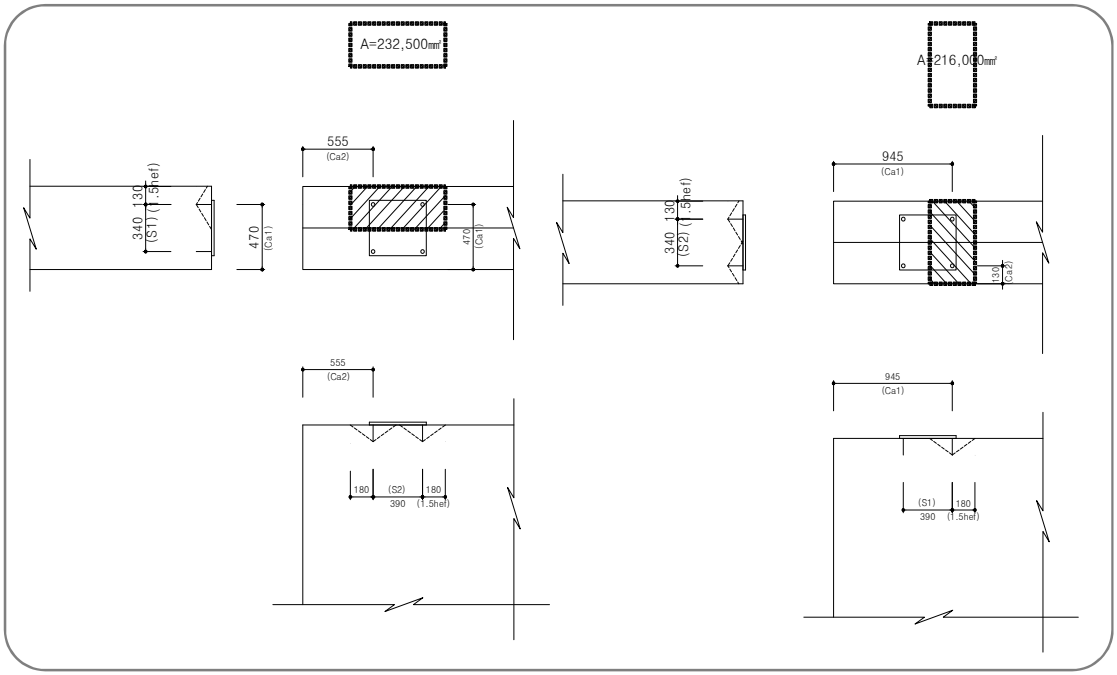
③ 평가

• 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{232.3}{39.3} = 5.906 \geq 1.00$ ∴ O.K

• 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{93.1}{38.8} = 2.397 \geq 1.00$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 232,500 mm^2

  여기서, C_{a11} = 470 mm , C_{a12} = 470 mm , $\sum S_1$ = 340 mm

  C_{a21} = 555 mm , C_{a22} = 705 mm , $\sum S_2$ = 390 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9\cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600 mm^2

- ∴ A_{Nc} < $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2

- N_{cbg} = $\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$ = $\frac{232,500}{129,600}$ × 1.000 × 1.00 × 42.2 = 75.6 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 7.0 × √ 21 × 120.0 $^{1.5}$ = 42.2 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 75.6 = 151.3 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 216,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 945 mm , C_{a12} = 945 mm , $\sum S_1$ = 390 mm

  C_{a21} = 130 mm , C_{a22} = 130 mm , $\sum S_2$ = 340 mm

  h_{ef} = 120 mm h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 120.0^{\ 2} = 129,600 \ mm^2$

$\therefore A_{Nc} < n \cdot A_{Nco} = 2 \times 129,600.0 = 259,200.0 \ mm^2$

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{216,000}{129,600} \times 0.917 \times 1.00 \times 42.2 = 64.4$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N} = 0.917$ (Ca,min < 1.5·hef 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca,min / 1.5hef))

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5} = 42.2$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 64.4 = 128.8$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX (V^L_{cpg} , V^L_{s,at}) = MAX (151.3 , 0.0) = 151.3$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX (V^T_{cpg} , V^T_{s,at}) = MAX (128.8 , 0.0) = 128.8$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 39.3 \times 1 = 39.3$ kN ($n^T_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 38.8 \times 1 = 38.8$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{151.3}{39.3} = 3.846 \geq 1.00$ ∴ 0.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{128.8}{38.8} = 3.317 \geq 1.00$ ∴ 0.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	301.6	39.3	0.K 7.667	301.6	38.8	0.K 7.765
콘크리트전단파괴	232.3	39.3	0.K 5.906	93.1	38.8	0.K 2.397
프라이아웃 파괴	151.3	39.3	0.K 3.846	128.8	38.8	0.K 3.317

3.2.3 교대 A2 받침평가

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.3.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 81.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 81.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 81.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 81.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	39.34	11.65	11.88	38.84

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [39.3 , 11.9] = 39.3 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [11.7 , 38.8] = 38.8 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{81.0}{39.3} = 2.059 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{81.0}{38.8} = 2.085 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.3.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B.C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 60.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 60.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	29.14	8.63	8.80	28.77

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [29.14 , 8.80] = 29.14 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [8.63 , 28.77] = 28.77 mm

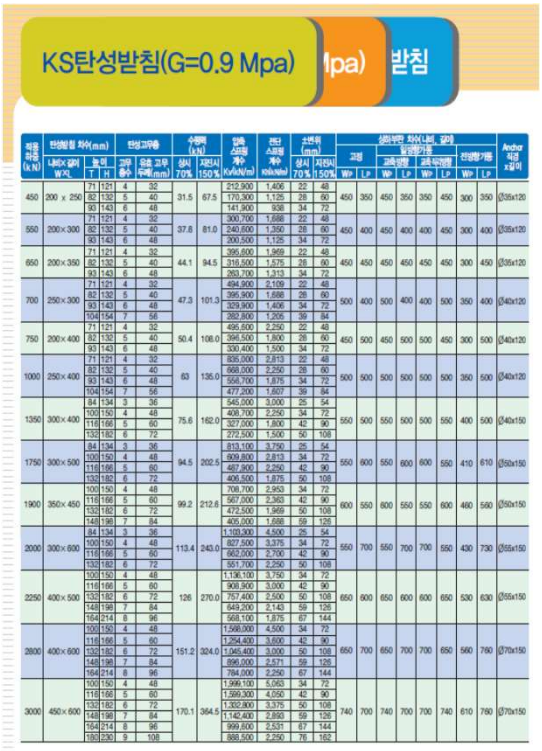
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{60.00}{29.14} = 2.059 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{60.00}{28.77} = 2.086 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.3.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (카달로그 참조)

① 본체 규격



적용 하중 (kN)	탄성받침 치수(mm) 내부 철판	탄성고무층 높이 T	탄성고무층 층수	탄성고무층 유효 고무 두께(mm)	수평력 (kN) 상시 70%	수평력 (kN) 지진시 150%	압축 강성 계수 Kv(kN/m)	전단 강성 계수 Kh(kN/m)	수평변위 (mm) 상시 70%	수평변위 (mm) 지진시 150%	상부판 치수(L, W) 및 앵커볼트 간격 교축방향	상부판 치수(L, W) 및 앵커볼트 간격 교축직각방향	하부판 치수(L, W) 및 앵커볼트 간격 교축방향	하부판 치수(L, W) 및 앵커볼트 간격 교축직각방향	Anchor 직경 x길이
											W	L	W	L	W	L	W	L	
450	200 x 250	71	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	450	300	350		Ø35x120
		82	5	40			170,300	1,125	28	60									
		93	6	48			141,900	938	34	72									
550	200×300	71	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	450	300	400		Ø35x120
		82	5	40			240,600	1,350	28	60									
		93	6	48			200,500	1,125	34	72									
650	200×350	71	4	32	44.1	94.5	396,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	300	450		Ø35x120
		82	5	40			316,500	1,575	28	60									
		93	6	48			263,700	1,313	34	72									
700	250×300	71	4	32	47.3	101.3	494,900	2,199	22	48	500	400	500	400	400	350	400		Ø40x120
		82	5	40			395,900	1,688	28	60									
		93	6	48			329,900	1,406	34	72									
		104	7	56			282,800	1,205	39	84									
750	200×400	71	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120
		82	5	40			396,500	1,800	28	60									
		93	6	48			330,400	1,500	34	72									
1000	250×400	71	4	32	63	135.0	835,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	350	500		Ø40x120
		82	5	40			668,000	2,250	28	60									
		93	6	48			556,700	1,875	34	72									
		104	7	56			477,200	1,607	39	84									
1350	300×400	84	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	500	400	500		Ø40x150
		100	4	48			408,700	2,250	34	72									
		116	5	60			327,000	1,800	42	90									
		132	6	72			272,500	1,500	50	108									
1750	300×500	84	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100	4	48			609,800	2,813	34	72									
		116	5	60			487,900	2,250	42	90									
		132	6	72			406,500	1,875	50	108									
1900	350×450	100	4	48	99.2	212.6	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150
		116	5	60			567,000	2,363	42	90									
		132	6	72			472,500	1,969	50	108									
		148	7	84			405,000	1,688	59	126									
2000	300×600	84	3	36	113.4	243.0	1,103,900	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150
		100	4	48			827,500	3,375	34	72									
		116	5	60			662,000	2,700	42	90									
		132	6	72			551,700	2,250	50	108									
2250	400×500	100	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150
		116	5	60			908,900	3,000	42	90									
		132	6	72			757,400	2,500	50	108									
		148	7	84			649,200	2,143	59	126									
		164	8	96			568,100	1,875	67	144									
2800	400×600	100	4	48	151.2	324.0	1,568,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150
		116	5	60			1,254,400	3,600	42	90									
		132	6	72			1,045,400	3,000	50	108									
		148	7	84			896,000	2,571	59	126									
		164	8	96			784,000	2,250	67	144									
3000	450×600	100	4	48	170.1	364.5	1,999,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150
		116	5	60			1,599,300	4,050	42	90									
		132	6	72			1,332,800	3,375	50	108									
		148	7	84			1,142,400	2,893	59	126									
		164	8	96			999,600	2,531	67	144									
		180	9	108			888,500	2,250	76	162									

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 314.2 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 120 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 314.2 \times 400 = 301.6$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 314.2 \times 400 = 301.6$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

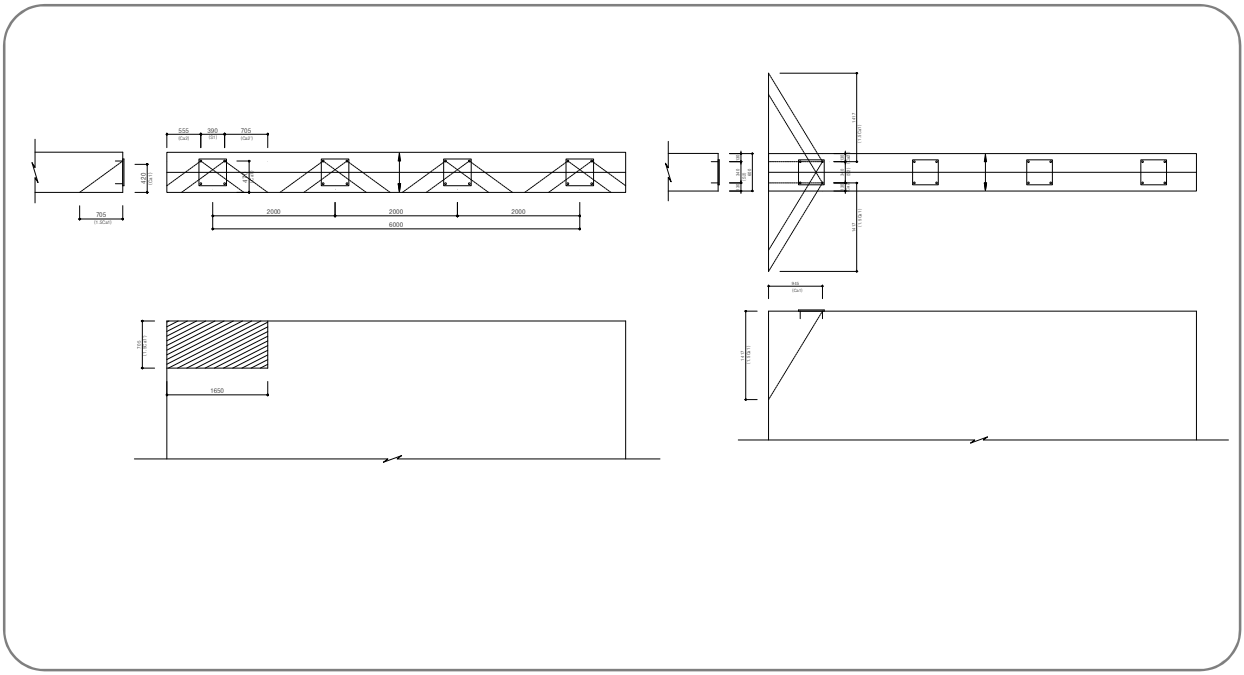
- 교축방향 $F_{AS,D}^{L} = \frac{F_{B,D}^{L}}{n_{B}^{T}} = \frac{39.3}{1} = 39.3$ kN
- 교축직각방향 $F_{AS,D}^{T} = \frac{F_{B,D}^{T}}{n_{B}^{T}} = \frac{38.8}{1} = 38.8$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F_{AS,D}^{L}} = \frac{301.6}{39.3} = 7.667 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F_{AS,D}^{T}} = \frac{301.6}{38.8} = 7.765 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- $A_{Vc} = [\, C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}' \,] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\quad 555 + 390 + 705) \times 705 = 1,163,250 \ mm^2$

  여기서, $C_{a1} = 470$ mm , $C_{a1}' = 470$ mm

  $C_{a21} = 555$ mm , $C_{a22} = 705$ mm

  $\sum S_i = 390$ mm , $S_{max} = 390$ mm , $h_a = 3,000$ mm

- $A_{Vco} = 4.5 \, (C_{a1}')^2 = 4.5 \times 470^{\,2} = 994,050 \ mm^2$

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 994,050 = 1,988,100 \ mm^2$

- $V_{cbg} = \dfrac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \dfrac{1,163,250}{994,050} \times 0.936 \times 1.00 \times 212 = 232.3$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V} = 0.936$ Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V} = 1.000$ (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  $V_b = 0.6 \ (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 212$ kN

  $l_e = MIN \, [\, h_{ef}, 8d_0 \,] = MIN \, [\quad 120 , \quad 280 \,] = 120$ mm

  $d_0 = 35$ mm (앵커소켓 직경) , $h_{ef} = 120$ mm

○ 교축직각방향

- $A_{Vc} = [\, C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}' \,] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\quad 130 + 340 + 130) \times 1,418 = 850,500 \ mm^2$

  여기서, $C_{a1} = 945$ mm , $C_{a1}' = 945$ mm

  $C_{a21} = 130$ mm , $C_{a22} = 130$ mm , $H = 132$ mm

  $\sum S_i = 340$ mm , $S_{max} = 390$ mm , $h_a = 3,000$ mm

- $A_{Vco} = 4.5 \, (C_{a1}')^2 = 4.5 \times 945^{\,2} = 4,018,613 \ mm^2$

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 4,018,613 = 8,037,225 \ mm^2$

• $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{850,500}{4,018,613} \times 0.728 \times 1.00 \times 605 = 93.1$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V} = 0.728$ Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V} = 1.000$ (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 \left(l_e / d_o \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 605$ kN

$l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [120 , 280] = 120$ mm

$d_0 = 35$ mm (앵커소켓 직경) , $h_{ef} = 120$ mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 해당 방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 0 \times 1.00 \times 0.0 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = $MIN [(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i) , (0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})] = 768$ mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 0 \times 1.00 \times 0.0 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = $MIN [(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i) , (0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})] = 418$ mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , V^L_{s,as}) = MAX (232.3 , 0.0) = 232.3$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , V^T_{s,as}) = MAX (93.1 , 0.0) = 93.1$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

• 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 39.3 \times 1 = 39.3$ kN ($n^T_B = 1$)

• 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 38.8 \times 1 = 38.8$ kN ($n^T_B = 1$)

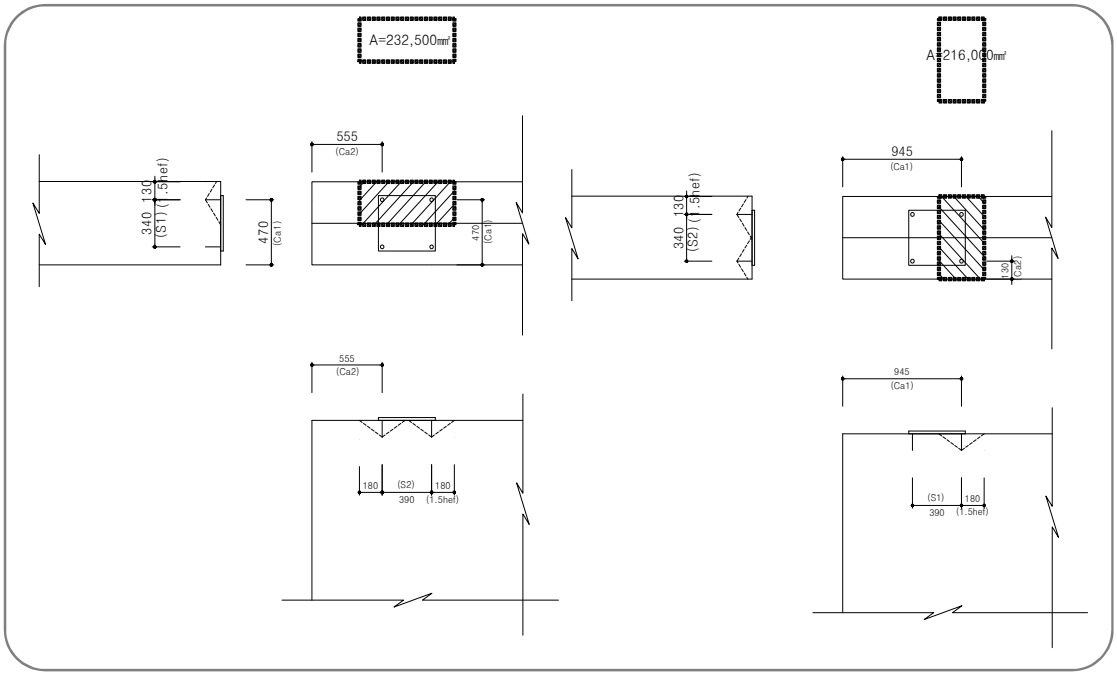
③ 평가

• 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{232.3}{39.3} = 5.906 \geq 1.00$ ∴ O.K

• 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{93.1}{38.8} = 2.397 \geq 1.00$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , $S > 1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , $S=1.5h_{ef}'$)

  = 232,500 mm^2

  여기서, C_{a11} = 470 mm , C_{a12} = 470 mm , $\sum S_1$ = 340 mm

  C_{a21} = 555 mm , C_{a22} = 705 mm , $\sum S_2$ = 390 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9 \cdot h_{ef}^2$ = 9 × 120.0 ^{2} = 129,600 mm^2
- ∴ $A_{Nc} < n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 129,600.0 = 259,200.0 mm^2
- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$ = $\frac{232,500}{129,600}$ × 1.000 × 1.00 × 42.2 = 75.6 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 7.0 × √ 21 × 120.0 $^{1.5}$ = 42.2 kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 75.6 = 151.3 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , $S > 1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , $S=1.5h_{ef}'$)

  = 216,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 945 mm , C_{a12} = 945 mm , $\sum S_1$ = 390 mm

  C_{a21} = 130 mm , C_{a22} = 130 mm , $\sum S_2$ = 340 mm

  h_{ef} = 120 mm , h_{ef}' = 120 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 120.0^{\ 2} = 129,600.0 \ mm^2$

$\therefore A_{Nc} < n \cdot A_{Nco} = 2 \times 129,600.0 = 259,200.0 \ mm^2$

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{216,000}{129,600} \times 0.917 \times 1.00 \times 42.2 = 64.4$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N} = 0.917$ (Ca,min < 1.5·hef 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca,min / 1.5hef))

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 120.0^{1.5} = 42.2$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 64.4 = 128.8$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX (V^L_{cpg} , V^L_{s,at}) = MAX (151.3 , 0.0) = 151.3$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX (V^T_{cpg} , V^T_{s,at}) = MAX (128.8 , 0.0) = 128.8$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 39.3 \times 1 = 39.3$ kN ($n^T_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 38.8 \times 1 = 38.8$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{151.3}{39.3} = 3.846 \geq 1.00$ ∴ 0.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{128.8}{38.8} = 3.317 \geq 1.00$ ∴ 0.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	301.6	39.3	0.K 7.667	301.6	38.8	0.K 7.765
콘크리트전단파괴	232.3	39.3	0.K 5.906	93.1	38.8	0.K 2.397
프라이아웃 파괴	151.3	39.3	0.K 3.846	128.8	38.8	0.K 3.317

3.3 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- N_C = 600.0 mm (현장 실측값)

2) 소요역량 N_D

○ N_D = MAX [응답변위, N_{min}] = MAX [29.14 , 284.76] = 284.76 mm

- 응답변위 = MAX [교대1 교축방향 변위, 교대2 교축방향 변위]
  = MAX [29.14 , 29.14] = 29.14 mm

- N_{min} = (200 + 1.67·L + 6.66·H) × (1 + 0.000125·θ²) = 284.76 mm
  여기서, L = 36.00 m (연속경간장)
  H = 3.70 m (교각 높이)
  θ = 0.00 ° (사각)

3) 내진성능 평가

○ $\frac{N_C}{N_D} = \frac{600.0}{284.8} = 2.107 \geq 1.00$ ∴ O.K

3.4 기초의 내진성능 평가

3.4.1 확대기초 및 지반 평가

○고정단 교각의 확대기초부 내진성능평가는 기초의 안정성 평가와 강도설계법에 의한 기초본체검토를 수행한다.

1) 지진력 산정

-. 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 계산한다.

- 기초부 교축방향

H^L_E = Min [H^L_n , $H^L_{E,comb}$] × n^L = Min [2,671 , 336] × 1 = 336.3 kN

M^L_E = Min [M^L_n , $M^L_{E,comb}$] × n^L = Min [2,671 , 1,192] × 1 = 1,192.1 kN

- 기초부 교축직각방향

H^T_E = Min [H^T_n , $H^T_{E,comb}$] × n^T = Min [2,671 , 348] × 1 = 348.1 kN

M^T_E = Min [M^T_n , $M^T_{E,comb}$] × n^T = Min [2,671 , 1,362] × 1 = 1,361.6 kN

① 교축방향 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 1,612.9 × 1 = 1,612.9 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 336.3 = 336.3 kN

-. 모멘트 M = 1,192.1 = 1,192.1 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 1,612.9 +(9.500 × 3.000 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 2,866.9 kN

-. 수평력 H_f = 336.3 kN

-. 모멘트 M_f = 1,192.1 + (336.3 × 1.000)

= 1,528.4 kN · m

② 교축직각 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 1,612.9 × 1 = 1,612.9 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 348.1 = 348.1 kN

-. 모멘트 M = 1,361.6 = 1,361.6 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 1,612.9 +(9.500 × 3.000 × (1.000 × 25 + 1.000 × 19))

= 2,866.9 kN

-. 수평력 H_f = 348.1 kN

-. 모멘트 M_f = 1,361.6 + (348.1 × 1.000)

= 1,709.7 kN · m

2) 기초하단에 작용하는 지진력

구 분	연직력 V (kN)	수평력 H (kN)	모멘트 M_o (kN · m)	저항모멘트Mr(kN · m)
교 축 방 향	2,866.87	336.32	1,528.45	4,300.30
교축직각방향	2,866.87	348.08	1,709.67	13,617.62

3.4.2 확대기초의 두께 평가

○ 확대기초 두께에 대한 강체 검토

-. 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다.

-. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 또는 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

• $\beta \cdot \lambda \leq 1.0$ 인 경우 강체로 취급

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 86,179}{24,854,151 \times 1.000^3}} = 0.319 \ (m^{-1})$$

여기서, k = 86,178.9 kN/㎥ (직접기초인 경우 : k_v , 말뚝기초인 경우 : k_p)

k_v = 86,178.9 kN/㎥ (연직방향 지반반력계수)

k_{vo} = 746,666.7 kN/㎥ (1/0.3× αE_o , 지진시 α = 2)

L = 3.000 m B = 9.500 m

B_C = 7.500 m L_C = 1.000 m

h = 1.000 m (확대기초의 두께)

D_f = 2.000 m (기초의 근입깊이)

N = 40 (기초 저면부 표준관입시험 N값)

E_0 = 112,000.0 kN/㎥ (지진시 지반변형계수, E_0=2,800N)

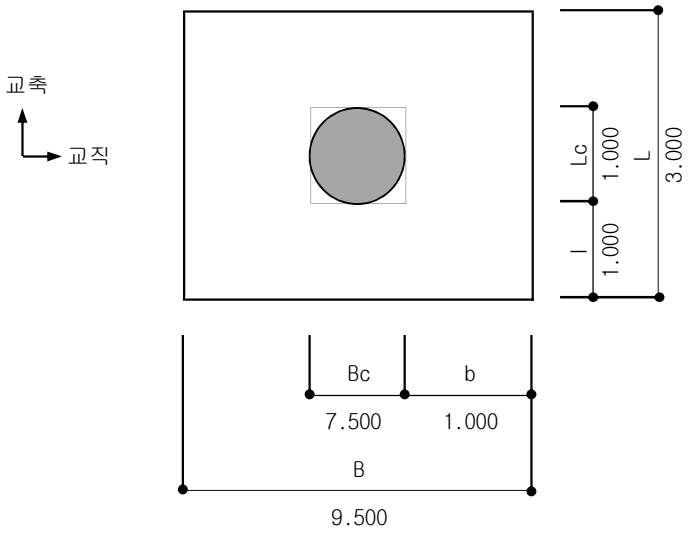
E = 24,854,150.8 kN/㎥

λ = Max(l,b) = 1.000 m

여기서, λ : 확대기초 환산 돌출길이

다만, l ≥ L/2 (= 1.500) 이면 l = L/2 적용 ⇒ l < L/2 이므로, l = 1.000 m

b ≥ B/2 (= 4.750) 이면 b = B/2 적용 ⇒ b < B/2 이므로, b = 1.000 m



• $\beta \cdot \lambda$ = 0.319 × 1.000 = 0.319 ≤ 1.0 이므로, ∴ **O.K** (강체로 취급)

3.4.3 확대기초의 안정성 평가

1) 전도에 대한 안정검토

구 분	M_r(kN·m)	M_o(kN·m)	V (kN)	S.F	편심e (m)	허용편심(m)	비 고
교 축 방 향	4,300.3	1,528.4	2,866.9	2.814	0.533	1.000	O.K
교축직각방향	13,617.6	1,709.7	2,866.9	7.965	0.596	3.167	O.K

-. 지진시 전도에 대한 안전율 S.F는 1.5 이상 (S.F ≥ 1.5)

-. 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥면의 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3 이내

-. $e = B / 2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$

2) 지지력에 대한 안정검토

① 지반의 극한지지력 (q_C)

- $Q_C = \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq$

여기서, Q_C : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한 지지력 (kN/㎡)

Nc, Nr, Nq : 지지력 계수

Ø : 기초지반의 내부마찰각 (= 35 °)

α, β : 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

C : 기초저면의 점착력 (= 0.0 kN/㎡)

γ_1 : 기초저면 암반의 단위중량 (= 20.0 kN/m³)

γ_2 : 기초의 근입깊이에 관계되는 흙의 단위중량 (= 19.0 kN/m³)

A' : 유효재하면적 (m^2)

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭 (m)

$$Nq = \frac{e^{2(3\pi/4-\emptyset/2)\tan\emptyset}}{2\cos^2(45+\emptyset/2)} = 41.440$$

$$Nc = (Nq-1)\cot\emptyset = 57.754$$

$$Nr = \frac{2(Nq+1)\tan\emptyset}{1+0.4\sin(4\emptyset)} = 47.277$$

구 분	B (m)	L (m)	형상계수 α	형상계수 β	유효폭 B'(m)	극한지지력 Q_c (kN/㎡)
교 축 방 향	3.000	9.500	1.095	0.468	1.934	2,431.2
교축직각방향	9.500	3.000	1.300	0.400	8.307	4,716.7

② 지지력에 대한 안정검토

구 분	작 용 하 중		편 심	지반반력 Q_D (KN/m^2)		극한지지력	비 고	
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Q_C (KN/m^2)	Q_C / Q_D	판정
교 축 방 향	1,528.4	2,866.9	0.533	208	0.0	2,431.2	11.68	O.K
교축직각방향	1,709.7	2,866.9	0.596	138.5	62.7	4,716.7	34.06	O.K

-. 사다리꼴 반력분포시 : $Q_{1,2} = \sum V / (B \cdot L) \times (1 \pm 6e / B)$

-. 삼각형 반력분포시 : $Q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot X)$ 여기서, $X = 3 \times (B / 2 - e)$

-. 지진시 지지력에 대한 안전율 S.F는 2 이상 ($Q_C / Q_D \geq$ 2.0)

3) 활동에 대한 안정검토

구 분	V (kN)	A'(㎡)	H_C (kN)	H_D (kN)	H_C / H_D	허용안전율	비 고
교 축 방 향	2,866.9	18.4	1,236.6	336.3	3.677	1.20	O.K
교축직각방향	2,866.9	24.9	1,236.6	348.1	3.553	1.20	O.K

- $H_c = C_b \cdot A' + V \cdot \tan\varnothing_B$ (기초저면이 암지반이면 $\tan\varnothing_B$= 0.6)

  여기서, H_c : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력 (kN)

  C_b : 기초저면과 지반과의 부착력 (= 0.0 kN/㎡)

  A' : 기초저면의 유효재하면적 (㎡)

  $\varnothing_B$: 기초저면과 지반과의 마찰각 (degree) (= 2/3 Ø)

3.4.4 확대기초의 단면력 계산

1) 위험단면 선정

- 휨에 대한 위험단면

  -. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급

  -. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 결정

  교 축 방 향 : X_b^L = 1.000 m

  교축직각방향 : X_b^T = 1.057 m

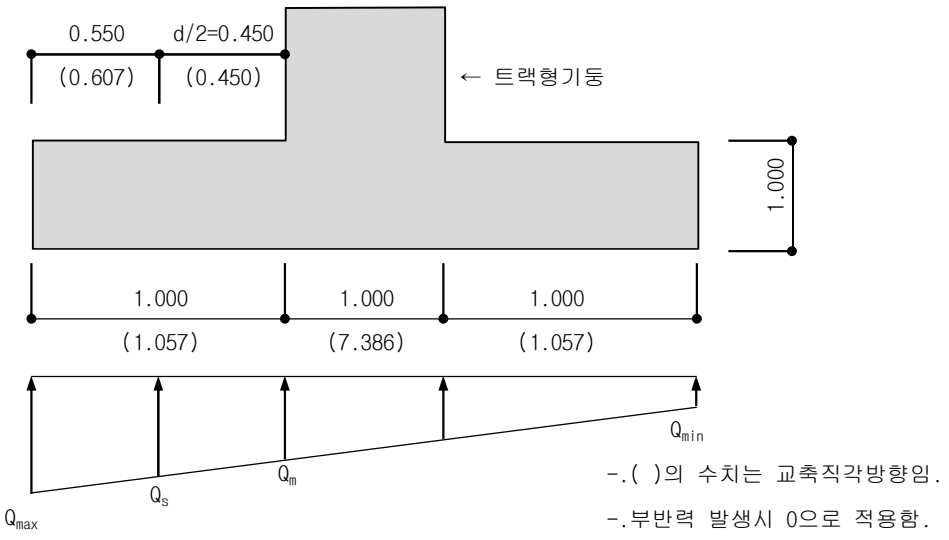
- 전단에 대한 위험단면

  -. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 d/2거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정

  교 축 방 향 : X_V^L = 1.000 - 0.450 = 0.550 m

  교축직각방향 : X_V^T = 1.057 - 0.450 = 0.607 m

2) 지반반력 계산



-.( )의 수치는 교축직각방향임.

-.부반력 발생시 0으로 적용함.

구 분	작 용 하 중		편 심	교축방향 지반반력(kN/㎡)			
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Qm	Qs
교 축 방 향	1,528.4	2,866.9	0.533	208.080	0.000	136.342	168.624
교축직각방향	1,709.7	2,866.9	0.596	138.479	62.704	130.049	133.638

3) 부재력 산정

구 분	지 반 반 력		기초자중 및 재토하중		검토부재력	
	Mb (KN.m)	V (KN)	Mb (KN.m)	V (KN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
교 축 방 향	92.084	103.594	22.000	24.200	70.084	79.394
교축직각방향	75.772	82.572	24.574	26.703	51.198	55.869

3.4.5 확대기초의 단면 평가

1) 교축방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck} =	21 Mpa	철근항복강도	fy =	300 Mpa
설계모멘트	Mu =	70.084 kN·m	휨감소계수	ϕ_f =	1.000
설계전단력	Vu =	79.394 kN	전단감소계수	ϕ_v =	1.000
부 재 높 이	h =	1000 mm	부 재 폭	b =	1000 mm
인 장 피 복	d' =	100 mm	유 효 높 이	d =	900 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.06320 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 $\varepsilon t = 0.003 \cdot (H - a/\beta 1 - Dc_min) / (a/\beta 1)$

$\varepsilon t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 $\phi Mn = \phi_f \cdot fy \cdot As \cdot (D - a/2)$ = 605596477 N·mm

= 605.596 kN·m ≥ Mu = 70.084 kN·m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 4.373 mm 로 가정

As = Mu /{$\phi_f \cdot fy \cdot (d-a/2)$} = 260.203 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 4.373 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{$\phi_f \cdot fy \cdot (D-a/2)$}] / (b · d) = 0.00029 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00039

∴ 필요철근량 req.As = 260.203 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : $\phi_v \cdot Vc = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d$ / 1000 = 687.386 kN

$\phi_v \cdot Vc$ = 687.386 kN ≥ Vu = 79.394 kN ∴ **전단철근 필요없음.**

사용 전단철근량 : Av = D 16 × 3.333 ea/m = 661.93 ㎟ (간격 s = 300.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 300.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ O.K

철근의 전단강도 : $\phi_v \cdot Vs = \phi_v \cdot Av \cdot fy \cdot D / (s \times 1000)$ = 595.740 kN

전단강도 검토 $\phi Vn = \phi_v \cdot Vc + \phi_v \cdot Vs$ = 1283.127 kN ≥ Vu = 79.394 kN ∴ O.K

2) 교축직각방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	21 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	51.198 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	55.869 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1000 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	900 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00255)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.06320 ≥ 0.004 ∴ **O.K**

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/$\beta 1$ - Dc_min) / (a/$\beta 1$)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 605596477 N·mm

= 605.596 kN·m ≥ Mu = 51.198 kN·m ∴ **O.K**

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 3.193 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 189.958 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 3.193 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00021 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00028

∴ 필요철근량 req.As = 189.958 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ **O.K**

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ **O.K**

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 900 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 687.386 kN

ϕ_v · Vc = 687.386 kN ≥ Vu = 55.869 kN ∴ **전단철근 필요없음.**

사용 전단철근량 : Av = D 16 × 5.000 ea/m = 993.00 ㎟ (간격 s = 200.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 200.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 450.0 mm ∴ **O.K**

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 1340.550 kN

전단강도 검토 ØVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 2027.936 kN ≥ Vu = 55.869 kN ∴ **O.K**

3) 확대기초의 단면력 평가

구 분		공급역량	소요역량	안전율	판 정	비 고
교축방향	휨모멘트 (kN·m)	605.60	70.08	8.641	O.K	
	전단력 (kN)	1,283.13	79.39	16.162	O.K	
교축직각방향	휨모멘트 (kN·m)	605.60	51.20	11.829	O.K	
	전단력 (kN)	2,027.94	55.87	36.298	O.K	

3.5 A1 ~ A2 구간 내진성능 평가 결과

- 교 량 명: 옥산교
- 위　　치: 경기도 용인시(지진Ⅰ구역)
- 내진등급: 내진Ⅰ등급교
- 지반종류: Ⅱ
- 설계하중: DB-
- 연속경간: 3@12 = 36.0m
- 교　　폭: 7.500m
- 사각/곡률반경: 0°/직교

- 내진성능 평가 결과 요약

구　　분	내진성능 평가구간 : A1 ~ A2
대상교량 특징	- 상부형식: RCT　　- 내진성능평가 교각: P1 - 교대형식: 중력식　　- 교대기초: 확대기초 - 교각형식: 벽식교각　　- 교각기초: 확대기초 - 교각단면: 트랙형 (1.000m×7.500m)　　- 받침제원: 탄성받침 ☞ 교각P1:550kN(8EA), 교대A1:550kN(4EA), 교대A2:550kN(4EA)
	▣ 교각부: O.K,　　기초부: O.K,　　받침부: O.K

구　　분				공급역량	소요역량	비　　고	
고정단 교각부 평가 (Rs = 교축: 1, 교직: 1)							
기둥부	전단력(kN)		교축상단	2,090.6	322.4	6.485	O.K
	전단력(kN)		교축하단	2,670.9	336.3	7.941	O.K
	전단력(kN)		교직상단	2,090.6	323.2	6.468	O.K
	전단력(kN)		교직하단	2,670.9	348.1	7.673	O.K
고정단 교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도(kN·m) (안전율 : 1.5)	교축	4,300.3	1,528.4	2.814	O.K
			교직	13,617.6	1,709.7	7.965	O.K
		지지력(kN/㎡) (안전율 : 2.0)	교축	2,431.2	208.1	11.684	O.K
			교직	4,716.7	138.5	34.061	O.K
		활동(kN) (안전율 : 1.2)	교축	1,236.6	336.3	3.677	O.K
			교직	1,236.6	348.1	3.553	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트(kN·m)	교축	605.6	70.1	8.641	O.K
			교직	605.6	51.2	11.829	O.K
		전단력(kN)	교축	1,283.1	79.4	16.162	O.K
			교직	2,027.9	55.9	36.298	O.K
받침부 평가 (교각부, 교대부, 교대부)							
P1교각부(kN)		탄성받침본체-수평력(kN)	교축	81.0	40.3	2.010	O.K
			교직	81.0	40.4	2.005	O.K
		받침본체-변위(mm)	교축	60.0	28.7	2.094	O.K
			교직	60.0	28.6	2.099	O.K
		앵커볼트-강재강도	교축	301.6	40.3	7.484	O.K
			교직	301.6	40.4	7.465	O.K
		앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	182.0	40.3	4.516	O.K
			교직	44.0	40.4	1.090	O.K
		앵커볼트-프라이아웃강도	교축	168.7	40.3	4.186	O.K
			교직	126.5	40.4	3.131	O.K

구 분			공급역량	소요역량	비 고	
A1교대부(kN)	탄성받침본체-수평력(kN)	교축	81.0	39.3	2.059	O.K
		교직	81.0	38.8	2.085	O.K
	받침본체-변위(mm)	교축	60.0	29.1	2.059	O.K
		교직	60.0	28.8	2.086	O.K
	앵커볼트-강재강도	교축	301.6	39.3	7.667	O.K
		교직	301.6	38.8	7.765	O.K
	앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	232.3	39.3	5.906	O.K
		교직	93.1	38.8	2.397	O.K
	앵커볼트-프라이아웃강도	교축	151.3	39.3	3.846	O.K
		교직	128.8	38.8	3.317	O.K
A2교대부(kN)	탄성받침본체-수평력(kN)	교축	81.0	39.3	2.059	O.K
		교직	81.0	38.8	2.085	O.K
	받침본체-변위(mm)	교축	60.0	29.1	2.059	O.K
		교직	60.0	28.8	2.086	O.K
	앵커볼트-강재강도	교축	301.6	39.3	7.667	O.K
		교직	301.6	38.8	7.765	O.K
	앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	232.3	39.3	5.906	O.K
		교직	93.1	38.8	2.397	O.K
	앵커볼트-프라이아웃강도	교축	151.3	39.3	3.846	O.K
		교직	128.8	38.8	3.317	O.K
받침지지길이(mm)			600.0	284.8	2.107	O.K

두평교

기 존 교 량 내 진 성 능 평 가

2019. 05

1. 개 요

1.1 교량현황

1.1.1 교량제원

1) 교 량 명 : 두평교

2) 교 량 등 급 : 1 종 (DB-)

3) 관 리 주 체 : 경기도 용인시

4) 소 재 지 : 경기도 용인시 처인구 백암면 가창리 234-1

5) 준 공 년 도 : 1998 년

6) 상부구조형식 : RCS (RC 슬래브교)

7) 교 량 연 장 : 30.000 m (=2@15)

8) 교 량 폭 원 : 10.000 m

9) 받 침 형 식 : 포트받침

10) 교 각 형 식 : 라멘식 교각 (기둥 2 EA, 직경 D = 1.200 m)

- 축방향철근 배근상태 : D22 (25 EA (1 단))
- 축방향철근 겹침이음 : 무
- 피 복 두 께 : 100 mm
- 횡방향철근 배근상태 : D19 @ 250 mm

11) 교 대 형 식

- A1 교대 : 역T형식 교대
- A2 교대 : 역T형식 교대

12) 기 초 형 식

- 교 대 : 확대기초 (A1, A2)
- 교 각 : 확대기초 (P1)

1.1.2 사용재료

1) 콘크리트 바닥판

콘크리트 : fck = 24.0 MPa , Ec = 25,811 MPa

철 근 : fy = 400.0 MPa , Es = 200,000 MPa

2) 거 더 (강 거 더)

주부재 강종 : SM490

부부재 강종 : SM400

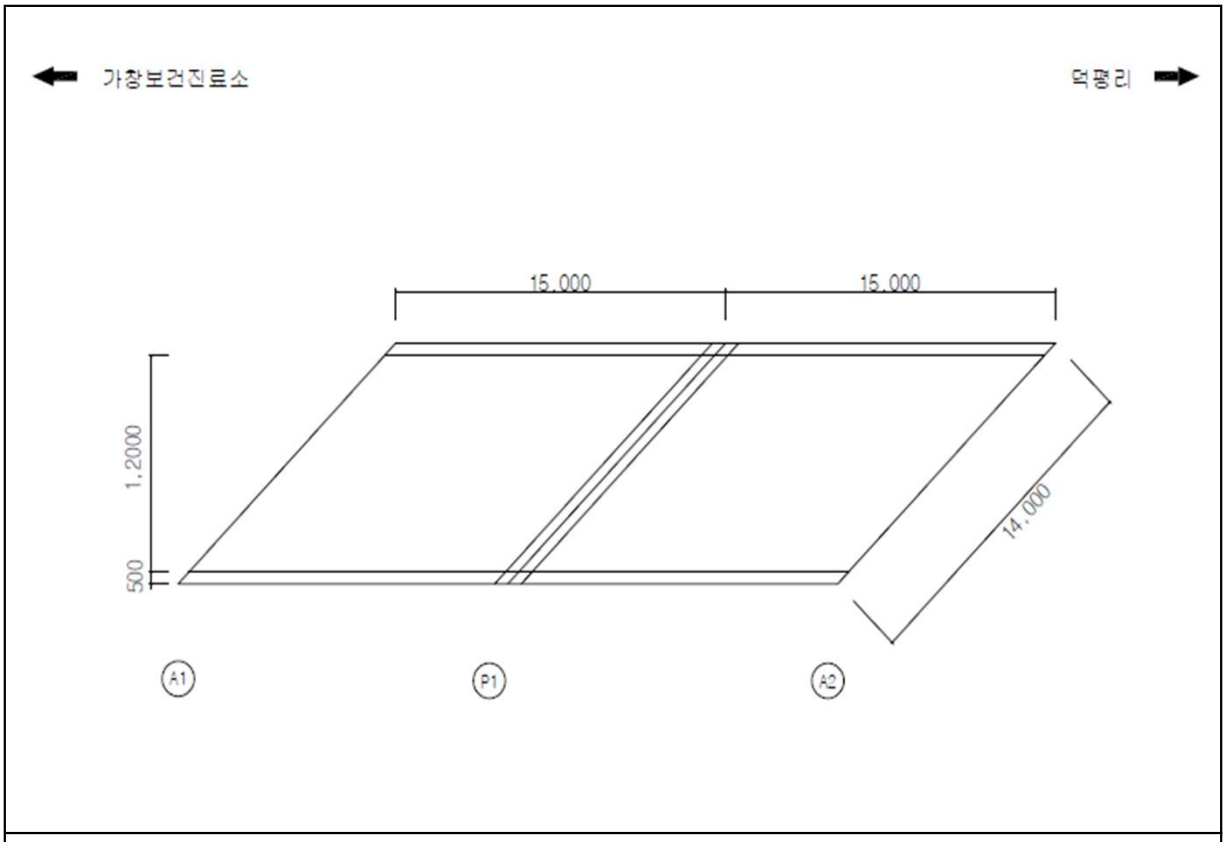
탄성계수 Es : 205,000 MPa

3) 하부구조

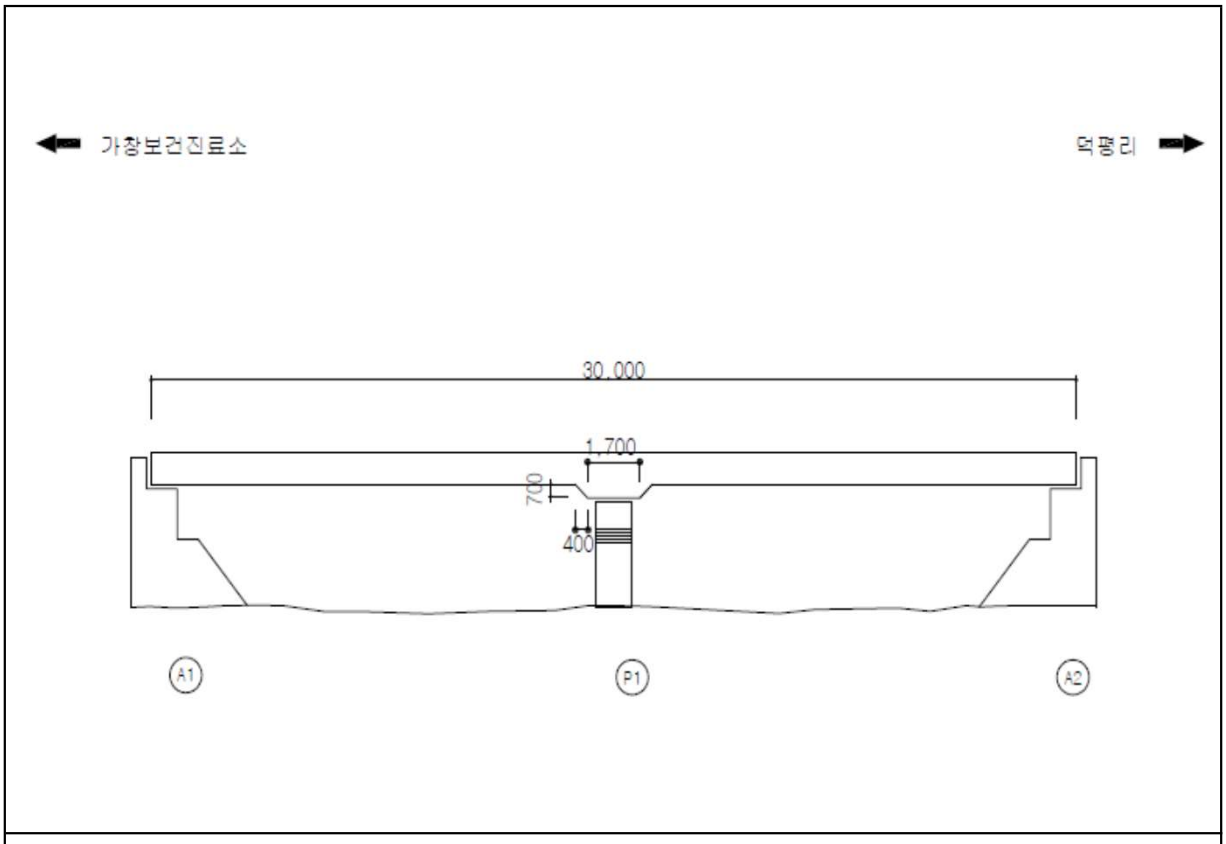
콘크리트 : fck = 21.0 MPa , Ec = 24,854.2 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000.0 MPa

1.1.3 대상교량 종 · 평면도

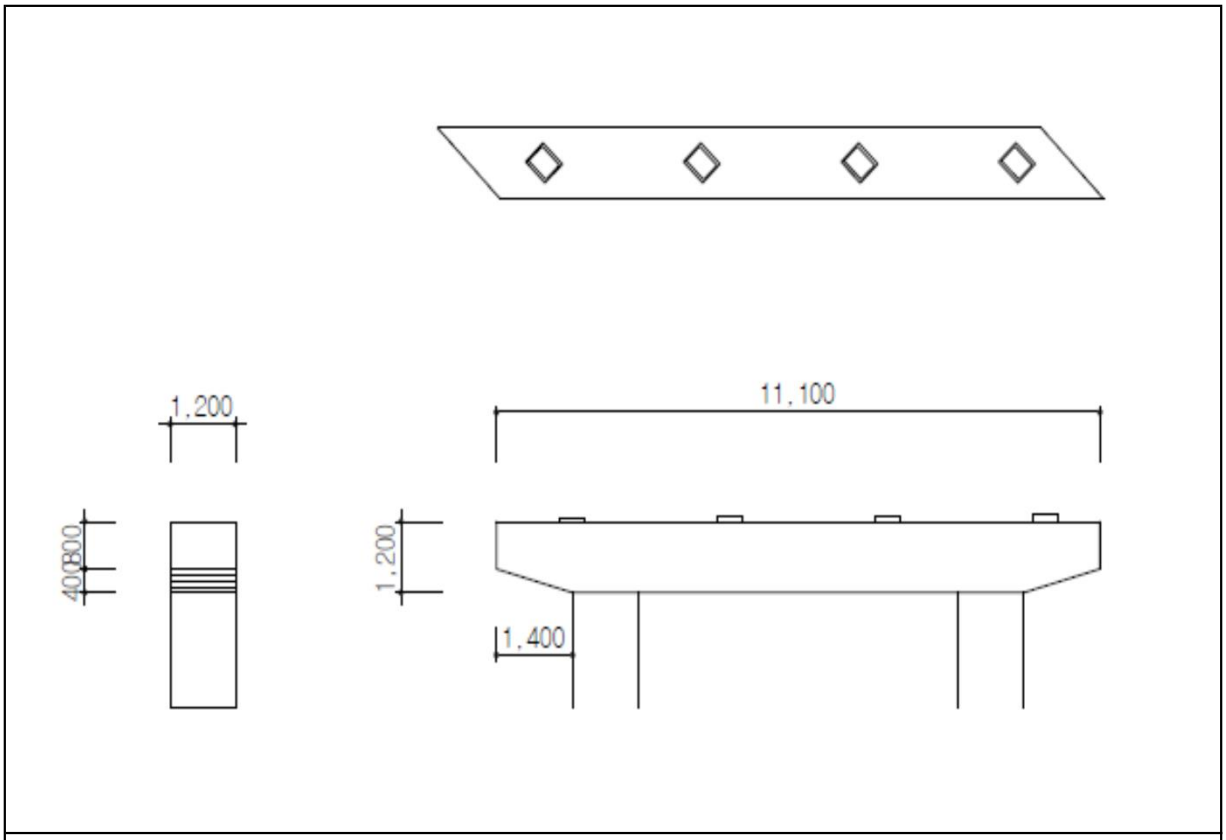


두평교 평면도



두평교 종단면도

1.1.5 교각 1(고정단) 일반도



두평교 교각 1 일반도

1.3 내진설계상수

1) 내 진 등 급 : 내진 Ⅰ 등급 교량

2) 지진구역계수 : 0.110 - 지진구역Ⅰ, 경기도 용인시

3) 위험도 계수 (I) : 1.400

4) 가속도 계수 (A) : 0.154

5) 지 반 계 수 (S) : 1.200 (지반종류 : Ⅱ)

6) 고유치해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

8) 받 침 형 식 : 교 대 부 - 포트받침 (1300 kN)

교 각 부 - 포트받침 (1300 kN)

1.4 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	-
	콘크리트 모델	MANDER 모델	-
	철근 모델	PARK 모델	-
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS	-
탄성지진력 산정	모델	3차원 프레임해석 모델	-
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성 스프링 모델	-
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	-
	질량산정	상부 고정하중은 분포질량으로, 하부 고정하중은 단위질량으로 입력	-
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS	-

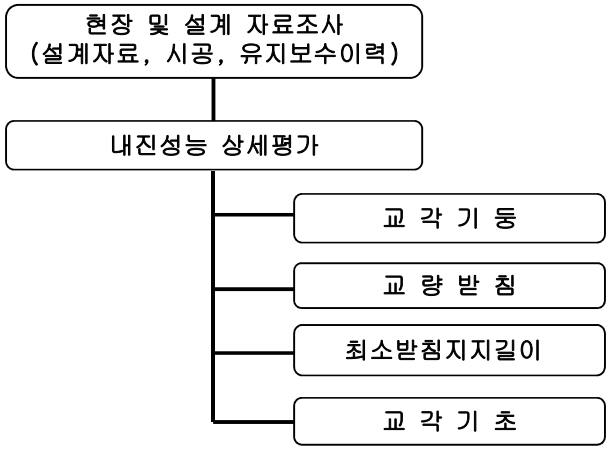
1.5 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능 상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능 상세 평가기준은 상부 구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 '기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



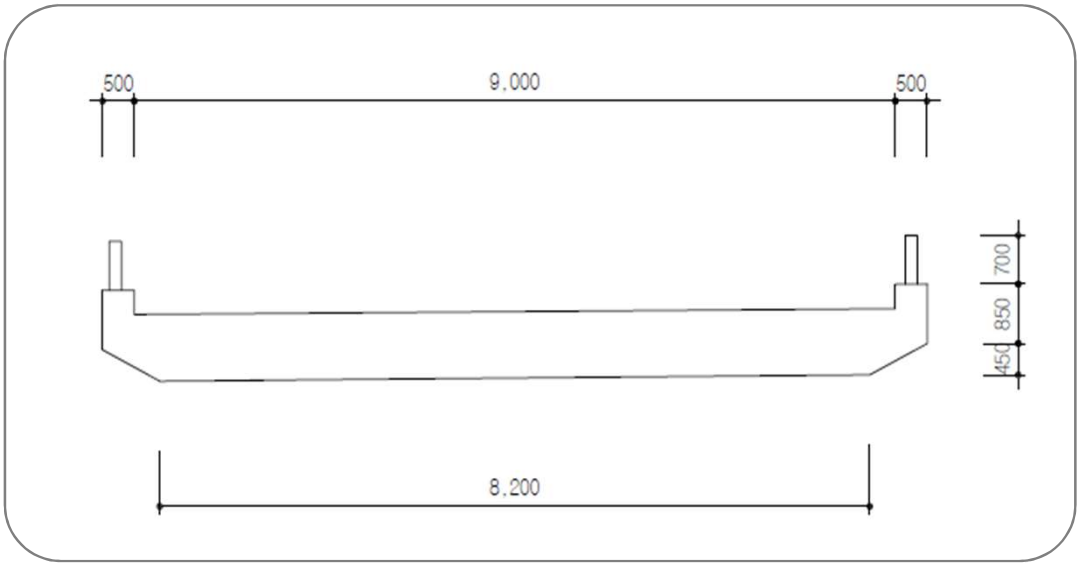
2. A1 ~ A2 구간 탄성지진력

2.1 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

- 해석대상 교량은 RCS (RC 슬래브교)교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침은 실제 거동특성과 일치되도록 NL Link를 사용하여 모델링하였다.
- 교각기둥의 강성은 축하중 산정시 전체강성을 적용 후 지진해석시 항복 유효강성을 적용하였다.

2.1.1 상부구조 특성

가. 상부구조 단면특성



구 분	A (m^2)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	비 고
슬래브	9.8950	3.032950	8.967040	8.114370	

나. 2차 고정하중

1) 포 장 : 0.7200 m^2 x 23.0 kN/m^3 = 16.5600 kN/m

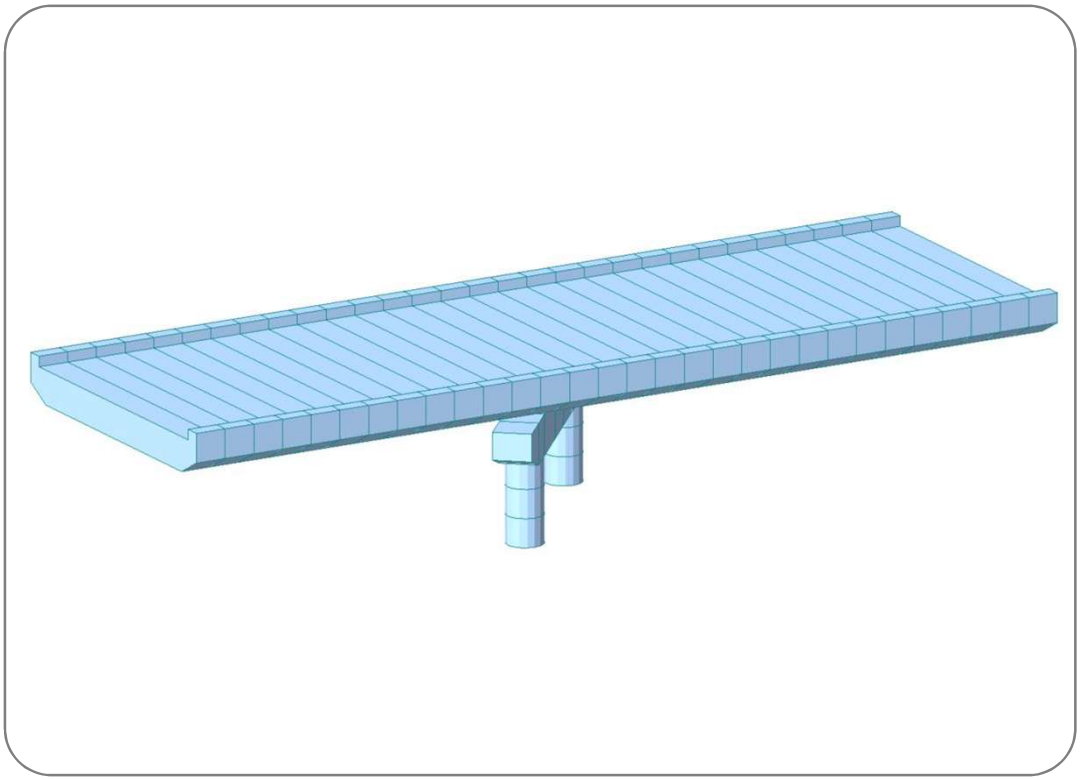
2) 현 치 부 : 12.0540 m^2 x 25.0 kN/m^3 = 301.3500 kN/ea

3) 난 간 : 1.0 kN/m x 2.0 ea = 2.0000 kN/m

2.1.2 교각 단면 특성

구 분	A (m^2)	H (m)	콘크리트 fck	철근 fy	주철근 직경	비 고
교각 P1	1.131	2.500	21 MPa	300 MPa	D 22	하단기준

2.1.3 구조해석 모델



2.1.4 자중해석에 의한 축력 산정

1) 교량 받침부 반력(교각 상부 축력)

(단위 : kN)

받침번호	A1	P1	A2				합 계
1	5.9	1,610.0	184.0				
2	1,168.1	877.0	596.3				
3	597.8	857.9	1,169.5				
4	183.5	1,614.5	6.4				
5	0.0	0.0	0.0				
6	0.0	0.0	0.0				
소 계	1,955	4,959	1,956				8,871

2) 교량 하부 축하중

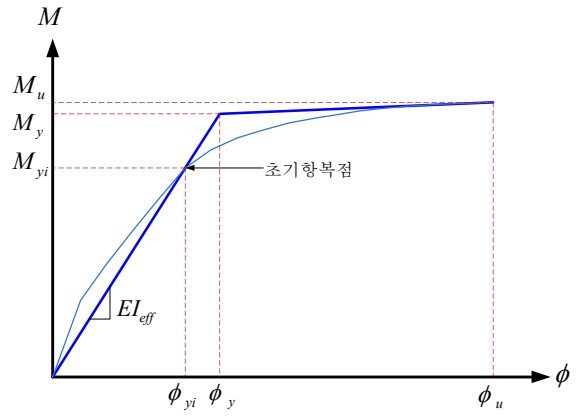
(단위 : kN)

구 분	P1-1	P1-2				비 고
교각하부	2,746.8	2,728.9				P1 선정

2.2 교각 P1(고정단) 모멘트-곡률 해석

2.2.1 개요

- 교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성을 산정하기 위하여 단면해석프로그램인 "MIDAS civil"을 통해 앞에서 구한 축력의 효과를 고려하여 아래 그림과 같은 모멘트-곡률 관계곡선을 산정한다.



< 모멘트 - 곡률 관계 곡선 >

여기서 ..

M_{yi} : 초기항복시의 초기항복휨강도

M_y : 항복시의 항복휨강도

M_u : 극한시의 휨강도

$Ø_{yi}$: 초기항복시 곡률

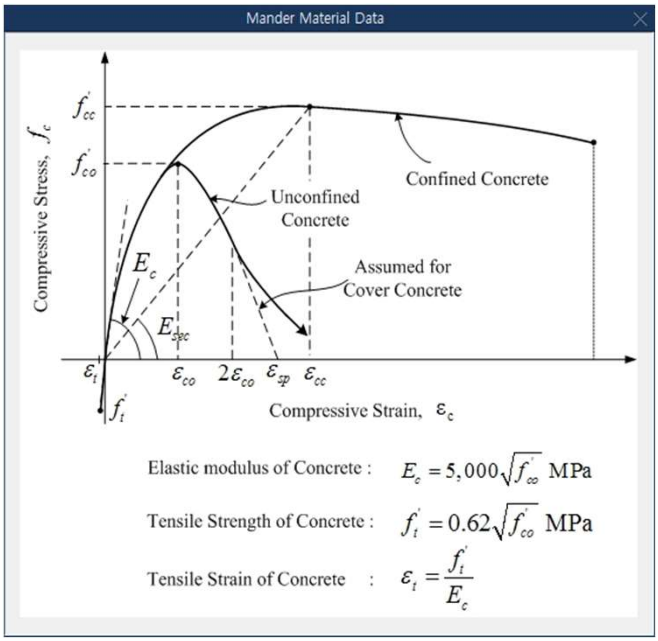
$Ø_y$: 항복시 곡률

$Ø_u$: 극한시 곡률

- 대상부재의 모멘트-곡률 관계곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선을 산정하고 초기항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형율이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다.
  단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

2.2.2 콘크리트 모델 : Mander Concrete Model

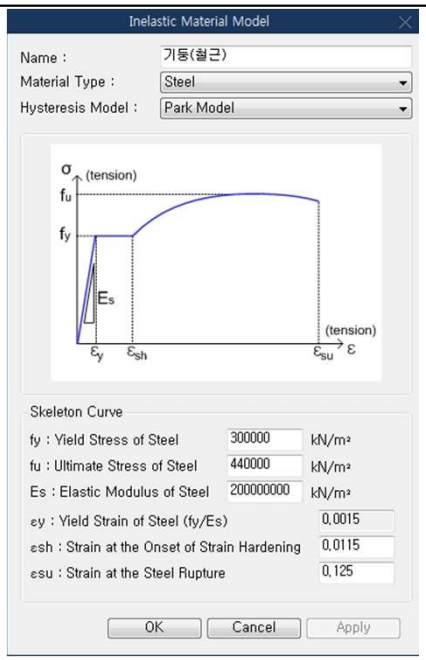
설계강도 f_{ck} (MPa)	최대압축강도 $f'_{co} = f'_{cc}$ (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_{cy} = 0.7\varepsilon_{cc}$		최대변형률 $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}$		극한변형률 ε_{cu}		탄성계수 E_c (MPa)
		교축	교직	교축	교직	교축	교직	
21	21	0.0028	0.0028	0.0040	0.0040	0.0040	0.0040	24,854



Concrete Model

2.2.3 철근모델 : Parabolic Strain Hardening Steel Model

항복강도 f_y (MPa)	극한강도 f_{su} (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_y = f_y / E_s$	경화시변형률 ε_{sh}	극한변형률 ε_{su}	탄성계수 E_s (MPa)	비 고
300	440	0.0015	0.0115	0.1250	200,000	



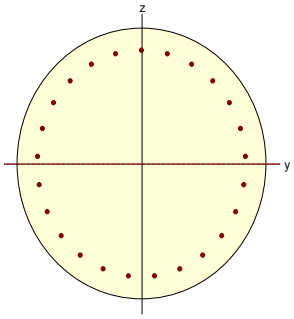
Steel Model

2.2.4 모멘트-곡률 해석 결과

1) 교축방향 해석

① 교각 하단부

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^{L} = 1,913.2	Φ_{yi}^{L} = 0.002324	
항 복 시	M_{y}^{L} = 2,361.7	Φ_{y}^{L} = 0.002868	
극 한 시	M_{u}^{L} = 2,425.4	Φ_{u}^{L} = 0.012605	



Axial Force (kN) : 2746.8

Neutral Axis Angle : 0

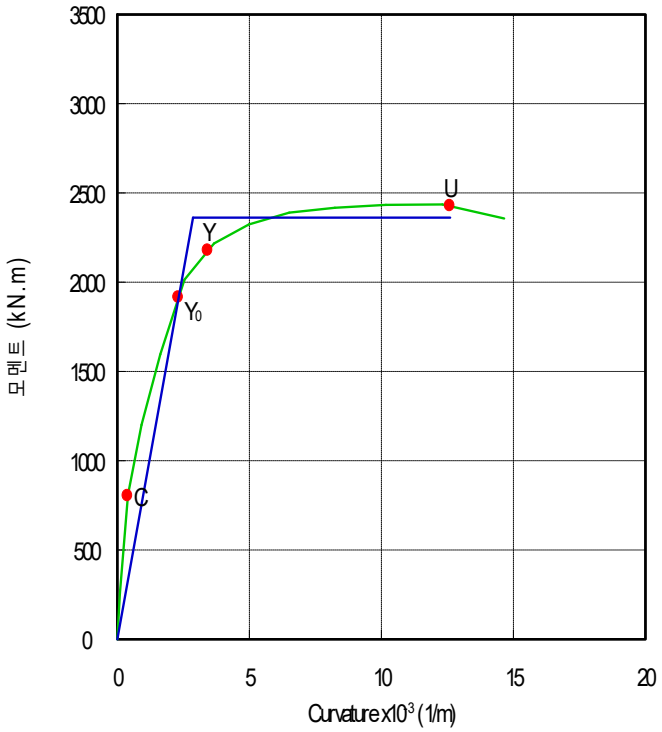
Concrete Height (m) : 1.2

Concrete Width (m) : 1.2

Concrete Area (m^2) : 1.13097

Rebar Area (m^2) : 0.0096775

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >

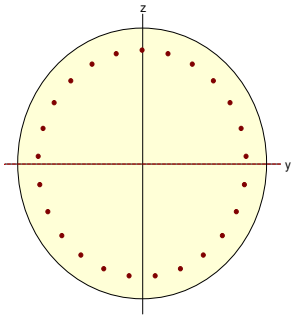


< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축방향 해석) >

2) 교축직각방향 해석

① 교각 하단부

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^T = 1,879.3	Φ_{yi}^T = 0.002309	
항 복 시	M_y^T = 2,359.9	Φ_y^T = 0.002899	
극 한 시	M_u^T = 2,411.9	Φ_u^T = 0.012580	



Axial Force (kN) : 2746.8

Neutral Axis Angle : 0

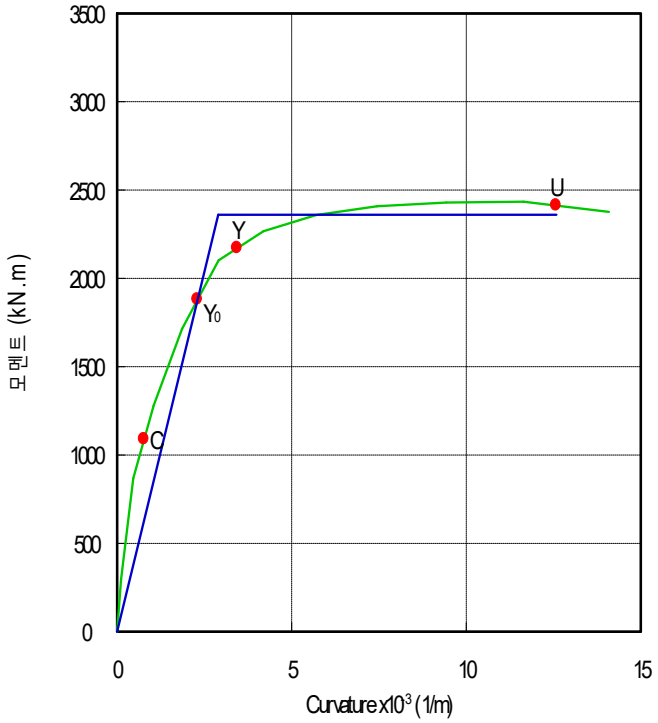
Concrete Height (m) : 1.2

Concrete Width (m) : 1.2

Concrete Area (m^2) : 1.13097

Rebar Area (m^2) : 0.0096775

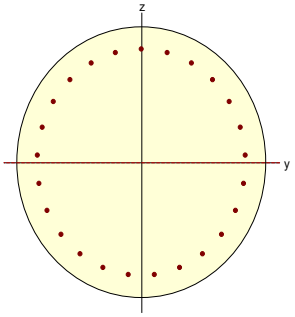
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축직각방향 해석) >

② 교각 상단부

구 분	모멘트 (kN·m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^T = 1,864.63	Φ_{yi}^T = 0.002302	
항 복 시	M_y^T = 2,345.65	Φ_y^T = 0.002896	
극 한 시	M_u^T = 2,399.45	Φ_u^T = 0.012637	



Axial Force (kN) : 2700.6

Neutral Axis Angle : 90

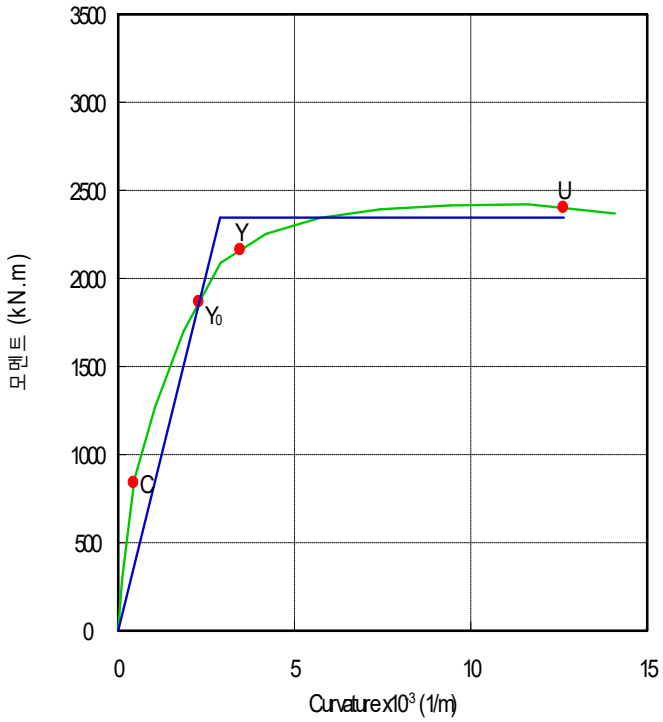
Concrete Height (m) : 1.2

Concrete Width (m) : 1.2

Concrete Area (m^2) : 1.13097

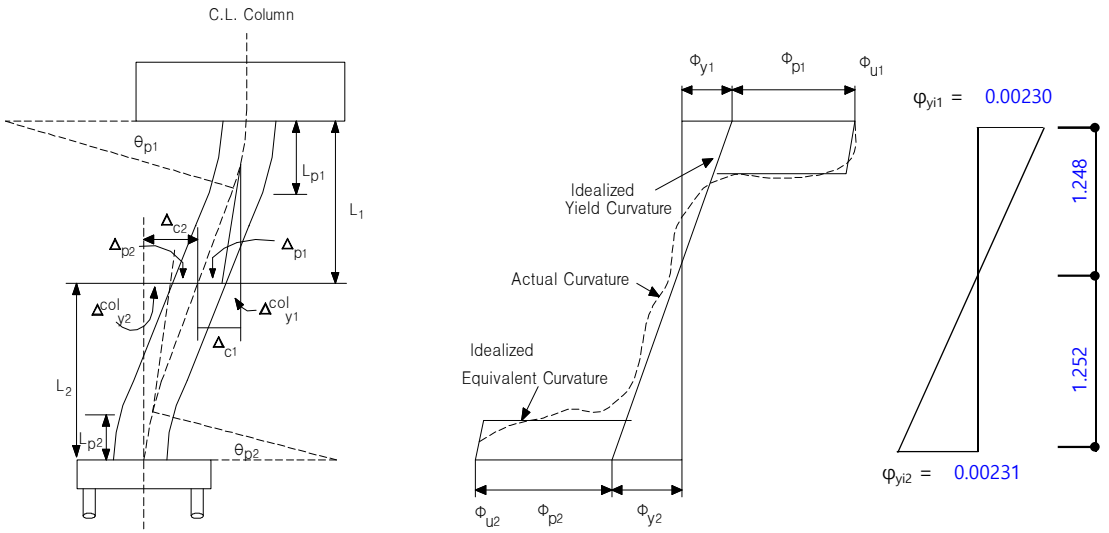
Rebar Area (m^2) : 0.0096775

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축직각방향 해석) >

③ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산정



< 이중곡률 변형에 따른 거동 특성 >

-. 교축직각방향 상단 He = 기둥길이(L) × φ_{yi1} / (φ_{yi1} + φ_{yi2})

= 2.500 × 0.00230 / (0.00230 + 0.00231) = 1.248 m

-. 교축직각방향 하단 He = 기둥길이(L) × φ_{yi1} / (φ_{yi1} + φ_{yi2})

= 2.500 × 0.00231 / (0.00230 + 0.00231) = 1.252 m

2.2.5 교각 기둥의 유효단면2차모멘트 산정

○ 모멘트-곡률 관계곡선의 기울기로 구한 항복유효강성값을 콘크리트 탄성계수로 나누어 구함

○ 기둥의 유효강성적용은 탄성지지력 산정시 "붕괴방지수준"에 적용

1) 교축방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{L} = \frac{M_y^{L}}{\Phi_y^{L}} = \frac{2,361.7}{0.002868 \times 1000} = 823.3 \ m^4$$

2) 교축직각방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{T} = \frac{M_y^{T}}{\Phi_y^{T}} = \frac{2,359.9}{0.002899 \times 1000} = 814.0 \ m^4$$

3) 유효단면2차모멘트

-. 교 축 방 향 : $I_{eff}^{L} = E_c I_{eff}^{L} / E_c =$ 0.033127 m^4 (0.32545 I_g)

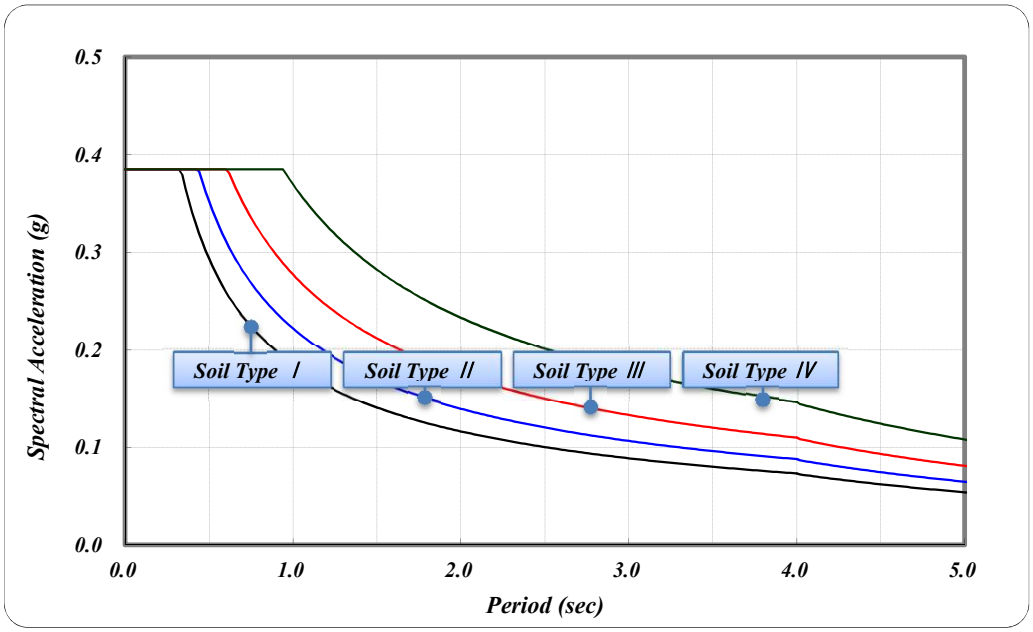
-. 교축직각방향 : $I_{eff}^{T} = E_c I_{eff}^{T} / E_c =$ 0.032749 m^4 (0.32174 I_g)

2.3 지진해석에 의한 탄성지지력 산정

○ 교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

2.3.1 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- 가속도 계수 A = 0.154 g
- 지 반 계 수 S = 1.200 (지반종류 Ⅱ)

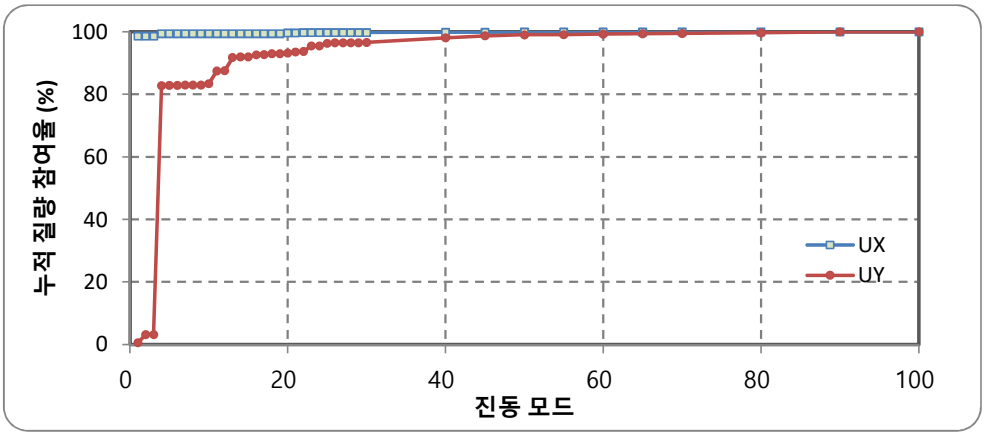


2.3.2 지진해석 결과

1) 고유치 해석결과 (Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비 고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	0.315	98.580	0.580	0.000	98.580	0.580	0.000	교축모드
2	0.129	0.010	2.630	0.000	98.590	3.210	0.000	
3	0.105	0.000	0.020	73.290	98.590	3.230	73.290	
4	0.077	0.750	79.580	0.000	99.340	82.810	73.290	교직모드
5	0.042	0.000	0.050	0.000	99.340	82.860	73.290	
6	0.040	0.000	0.010	5.120	99.340	82.880	78.410	
7	0.026	0.000	0.070	3.550	99.340	82.950	81.960	
8	0.024	0.000	0.000	9.690	99.340	82.950	91.650	
9	0.020	0.000	0.000	0.000	99.340	82.950	91.650	
10	0.019	0.000	0.510	0.000	99.340	83.460	91.650	
11	0.017	0.000	4.030	0.200	99.340	87.490	91.850	
12	0.015	0.000	0.100	0.270	99.340	87.590	92.120	
13	0.014	0.000	4.220	0.000	99.340	91.810	92.120	
14	0.013	0.030	0.150	0.020	99.370	91.960	92.150	
15	0.012	0.000	0.060	0.000	99.370	92.020	92.150	
16	0.011	0.000	0.580	0.070	99.370	92.600	92.220	
17	0.011	0.010	0.170	0.020	99.380	92.770	92.240	
18	0.011	0.000	0.260	0.080	99.380	93.030	92.310	
19	0.010	0.000	0.010	1.600	99.380	93.030	93.920	
20	0.009	0.220	0.170	0.010	99.600	93.210	93.920	
21	0.009	0.030	0.320	0.110	99.630	93.530	94.040	
22	0.009	0.120	0.230	0.000	99.740	93.760	94.040	
23	0.008	0.020	1.760	0.010	99.760	95.520	94.050	
24	0.008	0.000	0.000	0.010	99.760	95.520	94.060	
25	0.008	0.000	0.830	0.000	99.760	96.350	94.060	
26	0.008	0.000	0.110	0.350	99.760	96.460	94.420	
27	0.007	0.000	0.050	0.050	99.760	96.510	94.460	
28	0.007	0.000	0.000	0.000	99.760	96.510	94.460	
29	0.007	0.000	0.020	0.000	99.760	96.520	94.470	
30	0.007	0.000	0.030	0.170	99.760	96.560	94.630	
40	0.005	0.000	0.010	0.070	99.860	98.040	95.460	
45	0.004	0.000	0.000	0.040	99.860	98.700	95.680	
50	0.004	0.000	0.220	0.020	99.870	99.030	96.470	
55	0.003	0.000	0.010	0.050	99.870	99.100	96.800	
60	0.003	0.000	0.000	0.020	99.880	99.290	96.860	
65	0.003	0.000	0.010	0.030	99.880	99.320	96.970	
70	0.003	0.000	0.000	0.000	99.970	99.480	96.990	
80	0.002	0.000	0.000	0.010	100.000	99.670	97.060	
90	0.002	0.000	0.000	0.000	100.000	99.980	97.170	
100	0.001	0.000	0.000	0.000	100.000	100.000	99.970	

* 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90% 이상이 되도록 모드수를 결정하였다.



2) 주요 모드 형상 (Mode Shape)

교축방향 (T = 0.3149 sec)	
교축직각방향 (T = 0.0771 sec)	

3) 복합모드 해석결과 (D+E)

• 교축방향(X방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	9.707	-	-	0.311	1,551.780	-	교각상단 받침
P1-1	9.373	388.069	1,444.699	1.228	2,123.914	2,821.169	교각하단 기둥
P1-2	9.336	403.617	1,478.732	1.260	2,028.211	2,709.557	교각하단 기둥
A2	9.712	-	-	0.326	1,379.640	-	교각상단 받침

• 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	0.757	-	-	0.194	1,173.870	-	교각상단 받침
P1-1	0.727	38.238	135.203	0.695	278.765	369.417	교각하단 기둥
P1-2	0.721	36.182	131.489	0.646	269.340	358.461	교각하단 기둥
A2	0.758	-	-	0.214	1,137.030	-	교각상단 받침

4) 교각 P1 (고정단) 복합모드 해석결과

부 재 력	교축방향 작용력		교축직각방향 작용력	
	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
기둥상단축력(kN)	2,700.597		2,700.597	
기둥하단축력(kN)	2,746.810		2,746.810	
상 단 변 위 (mm)	9.336	1.260	0.721	0.646
상단 전단력 (kN)	400.919	2,024.363	34.429	263.508
하단 전단력 (kN)	403.617	2,028.211	36.182	269.340
상단모멘트(kN · m)	806.648	2,356.920	72.479	308.712
하단모멘트(kN · m)	1,478.732	2,709.557	131.489	358.461

여기서, $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

5) 교각 P1 (고정단) 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부 재 력	하중 경우 1 (Comb 1)		하중 경우 2 (Comb 2)	
	$[F_E^L]_{com\ 1}$	$[F_E^T]_{com\ 1}$	$[F_E^L]_{com\ 2}$	$[F_E^T]_{com\ 2}$
기둥상단축력(kN)	2,700.597		2,700.597	
기둥하단축력(kN)	2,746.810		2,746.810	
상 단 변 위 (mm)	9.552	1.454	3.522	1.024
상단 전단력 (kN)	411.248	2,103.415	154.705	870.817
하단 전단력 (kN)	414.472	2,109.013	157.267	877.803
상단모멘트(kN · m)	828.392	2,449.534	314.473	1,015.788
하단모멘트(kN · m)	1,518.179	2,817.095	575.109	1,171.328

여기서, $[F_E]_{com\ 1} = 1.0\times[F_E]_L + 0.3\times[F_E]_T$, $[F_E]_{com\ 2} = 0.3\times[F_E]_L + 1.0\times[F_E]_T$

6) 교각 P1 (고정단) 조합지진력

부 재 력	교축방향지진력	교축직각방향지진력	기 호
	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	
기둥상단축력(kN)	2,700.597	2,700.597	P
기둥하단축력(kN)	2,746.810	2,746.810	P_{bot}
상 단 변 위 (mm)	9.552	1.454	$[\Delta_E]_{comb}$
상단 전단력 (kN)	411.248	2,103.415	$[V_E]_{comb,Top}$
하단 전단력 (kN)	414.472	2,109.013	$[V_E]_{comb,Bot}$
상단모멘트(kN · m)	828.392	2,449.534	$[M_E]_{comb,Top}$
하단모멘트(kN · m)	1,518.179	2,817.095	$[M_E]_{comb,Bot}$

여기서, $[F_E^L]_{comb} = MAX\{[F_E^L]_{com\ 1}, [F_E^L]_{com\ 2}\}$, $[F_E^T]_{comb} = MAX\{[F_E^T]_{com\ 1}, [F_E^T]_{com\ 2}\}$

3. A1 ~ A2 구간 구성요소의 내진성능 평가

3.1 교각의 내진성능 평가

3.1.1 교각 P1 (고정단) 형식 특성값

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
교각 기둥의 거동형태	켄틸레버식	라멘식	
콘크리트 극한변형률 ε_{co}	0.0040	0.0040	
교 각 높 이 H (m)	2.500	2.500	교직-코핑제외높이
교각유효높이 He (m)	1.349 / 1.151	1.248 / 1.252	상단 He / 하단 He
진 동 주 기 (sec)	0.3149	0.0771	해석결과

3.1.2 교각 P1 (고정단)의 휨성능 곡선

3.1.2.1 휨단면강도 산정

○ 단면강도는 외부에서 작용하는 수평하중에 대하여 부재가 지지할 수 있는 최대능력(강도)을 의미한다

○ 하중작용점의 높이 : 교 축 방 향 - 기둥 변곡점까지의 높이

교축직각방향 - 기둥 변곡점까지의 높이

1) 교축방향

-. 기둥하단

- $F^L_y = M^L_y / H_e{}^L$ = 2,361.71 / 1.151 = 2,051.705 kN
- $F^L_f = M^L_n / H_e{}^L$ = 2,425.44 / 1.151 = 2,107.070 kN

2) 교축직각방향

-. 기둥하단

- $F^T_y = M^T_y / H_e{}^T$ = 2,359.94 / 1.252 = 1,885.119 kN
- $F^T_f = M^T_n / H_e{}^T$ = 2,411.92 / 1.252 = 1,926.640 kN

-. 기둥상단

- $F^T_y = M^T_y / H_e{}^T$ = 2,345.65 / 1.248 = 1,879.345 kN
- $F^T_f = M^T_n / H_e{}^T$ = 2,399.45 / 1.248 = 1,922.449 kN

여기서, F^L_y, F^T_y : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

F^L_f, F^T_f : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

M^L_y, M^T_y : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN-m)

M^L_n, M^T_n : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN-m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

- 교축방향 - 교각의 상단높이 적용(즉 교각높이로 적용)
- 교축직각방향 - 질량중심을 고려한 값 적용.

3.1.2.2 교각의 휨성능 곡선

○ 교각의 항복 및 극한시 변위는 비선형해석 또는 단면해석을 통하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 단, Caltrans에서는 하중단계에 따른 곡률분포를 등가소성힌지길이의 중심으로 한 2개의 직선으로 이상화하여 간략하게 평가할 수 있도록 하였다.

○ 소성변형과 관련 변수들의 기하학적인 특성을 이용하면 다음과 같은 관계를 구할 수 있다.

1) 교 축 방 향 - 기둥하단

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^L = \dfrac{\varnothing_y^L H_e^2}{3} = \dfrac{0.002868 \times 1.151^2}{3} = 0.001267$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^L = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 1.151 + 0.022 \times 300 \times 0.0222 = 0.239$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0222 = 0.293$ m

- $\theta_p^L = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^L = (0.012605 - 0.002868) \times 0.293 = 0.002853$

- $\Delta_p^L = (M_u^L / M_y^L - 1) \cdot \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2)$

  $= (\dfrac{2,425}{2,362} - 1) \times 0.001267 + 0.002853 \times (1.151 - \dfrac{0.239}{2})$

  $= 0.00298$ m

여기서, L_p : 등가소성힌지길이(m) θ_p : 소성회전각

f_y : 축방향철근 항복강도(MPa) d_{bl} : 교각 기둥의 축방향철근 직경(mm)

③ 극한변위(Δ_u)

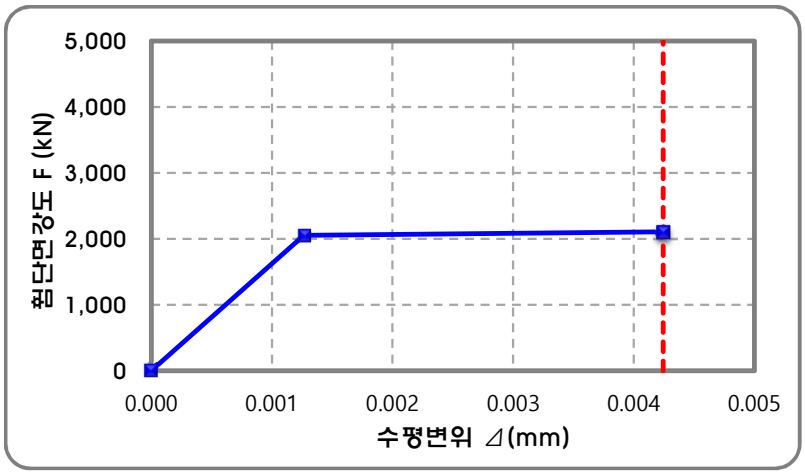
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.001267 + 0.002978 = 0.004245$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu^L_{\Delta c} = \dfrac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \dfrac{0.004245}{0.001267} = 3.351$ (제한없음)

  $= 3.351$

⑤ 휨성능 곡선



3) 교축직각방향 - 기둥하단

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^T = \dfrac{\varnothing_y^T H_e^2}{3} = \dfrac{0.002899 \times 1.252^2}{3} = 0.001515$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^T = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 1.252 + 0.022 \times 300 \times 0.0222 = 0.247$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0222 = 0.293$ m
- $\theta_p^T = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^T = (0.012580 - 0.002899) \times 0.293 = 0.002837$
- $\Delta_p^T = (M^T_u / M^T_y - 1) \cdot \Delta^T_y + \theta_p^T (H^T_e - L^T_p / 2)$

  $= \left(\dfrac{2,412}{2,360} - 1 \right) \times 0.001515 + 0.002837 \times \left(1.252 - \dfrac{0.247}{2} \right)$

  $= 0.00323$ m

③ 극한변위(Δ_u)

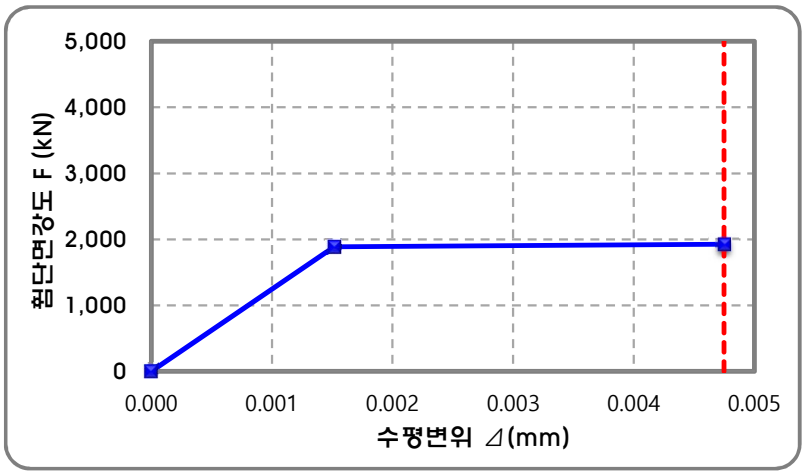
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.001515 + 0.003235 = 0.004750$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu^T_{\Delta c} = \dfrac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \dfrac{0.004750}{0.001515} = 3.136$ (제한없음)

  $= \mathbf{3.136}$

⑤ 휨성능 곡선



4) 교축직각방향 - 기둥상단

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^T = \dfrac{\varnothing_y^T \, H_e^2}{3} = \dfrac{0.002896 \times 1.248^2}{3} = 0.001504$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^T = 0.08\, H_e + 0.022\, f_y\, d_{bl} = 0.08 \times 1.248 + 0.022 \times 300 \times 0.0222 = 0.246$ m
  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0222 = 0.293$ m
- $\theta_p^T = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^T = (0.012637 - 0.002896) \times 0.293 = 0.002855$
- $\Delta_p^T = (M^T_u / M^T_y - 1) \cdot \Delta^T_y + \theta_p^T (H^T_e - L^T_p / 2)$

  $= \left(\dfrac{2,399}{2,346} - 1 \right) \times 0.001504 + 0.002855 \times \left(1.248 - \dfrac{0.246}{2} \right)$

  $= 0.00325$ m

③ 극한변위(Δ_u)

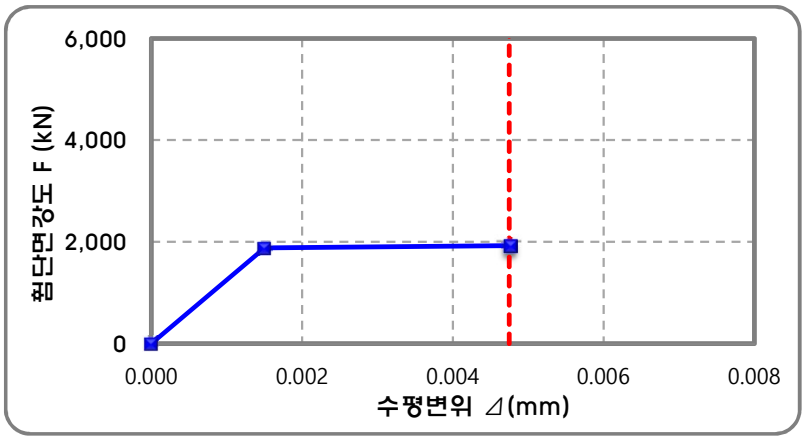
- $\Delta_u^T = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.001504 + 0.003246 = 0.004749$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu^T_{\Delta c} = \dfrac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \dfrac{0.004749}{0.001504} = 3.158$ (제한없음)

  $= 3.158$

⑤ 휨성능 곡선



3.1.3 교각 P1 (고정단)의 전단성능 곡선

1) 교축방향 - 기둥하단

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \le 2.0$ 인 경우

  V_c = k √(f_{ck}) A_e = 0.300 × √(21) × 0.905 = 1,243.9 kN

  Δ = μ_Δ · Δ_y = 2.0 × 0.001267 = 0.002534 m

  여기서, A_e : 유효 단면적 = 0.905 m^2 (Ae = 0.8×Agross)

  k = 0.300 (k = 0.3 - 0.1 ($\mu\Delta$ - 2), 단 $\mu\Delta \le 2.0$ 이면 k = 0.3)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \ge 5.0$ 인 경우

  V_c = k √(f_{ck}) A_e = 0.000 × √(21) × 0.905 = 0.0 kN

  Δ = μ_Δ · Δ_y = 5.0 × 0.001267 = 0.006335 m

  여기서, k = 0.000 (k = 0.3 - 0.1 ($\mu\Delta$ - 2), 단 $\mu\Delta \le 2.0$ 이면 k = 0.3)

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

- V_s = (π Av_1 fy D' / 2S) + (Av_2 fy D' / S)

  $$= \frac{\pi \times 286.5 \times 300 \times 1.041}{2 \times 250} + \frac{0.0 \times 300 \times 1.041}{250} = 562.3 \text{ kN}$$

  여기서, A_{v1} = 286.5 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 Hoop철근의 단면적) => (D19×1ea)

  A_{v2} = 0.0 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 내부구속철근 단면적)

  D' = D(기둥폭) - 2c(피복) + 축방향철근직경 + 횡방향철근직경

  = 1,200 - 2 × 100 + 22.2 + 19.1 = 1041.3 mm (횡철근 중심간 거리)

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

- $V_p = 0.15 \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{2{,}700.6 \times 1.200}{1.151} = 422.3$ kN

  여기서, P = 2,700.6 kN (구조해석에서 산정된 최소 계수축력)

  h = 1.200 m (=D) L_s = 1.151 m (=He)

④ 교각의 전단강도(V_n)

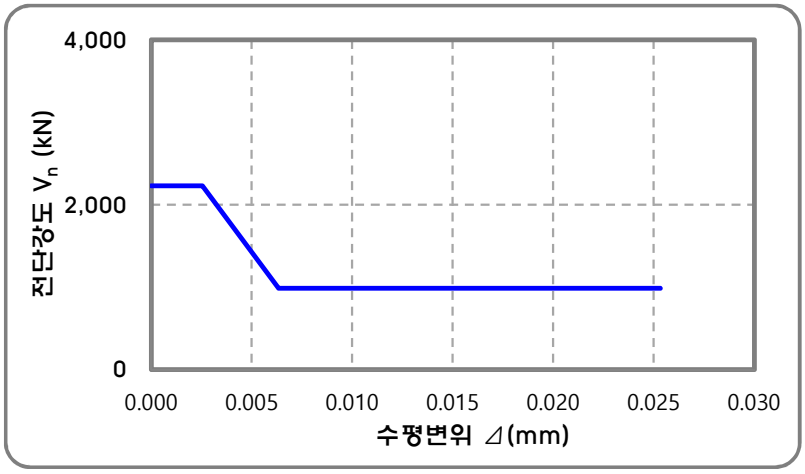
- μ_Δ = 2.0 인 경우

  V_n = V_c + V_s + V_p = 1,243.9 + 562.3 + 422.3 = 2,228.5 kN

- μ_Δ = 5.0 인 경우

  V_n = V_c + V_s + V_p = 0.0 + 562.3 + 422.3 = 984.6 kN

⑤ 전단성능 곡선



3) 교축직각방향 - 기둥하단

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우

  V_c = k √(f_{ck}) A_e = 0.300 × √(21) × 0.905 = 1,243.9 kN

  Δ = μ_Δ · Δ_y = 2.0 × 0.001515 = 0.003029 m

  여기서, A_e : 유효 단면적 = 0.905 m^2 (Ae = 0.8×Agross)

  k = 0.300 (k = 0.3 - 0.1 ($\mu\Delta$ - 2), 단 $\mu\Delta \leq 2.0$ 이면 k = 0.3)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \geq 5.0$ 인 경우

  V_c = k √(f_{ck}) A_e = 0.000 × √(21) × 0.905 = 0.0 kN

  Δ = μ_Δ · Δ_y = 5.0 × 0.001515 = 0.007573 m

  여기서, k = 0.000 (k = 0.3 - 0.1 ($\mu\Delta$ - 2), 단 $\mu\Delta \leq 2.0$ 이면 k = 0.3)

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

- V_s = (0.5π Av_1 fy D' / S) + (Av_2 fy D' / S)

  $$= \frac{0.5\pi \times 286.5 \times 300 \times 1.041}{250} + \frac{0.0 \times 300 \times 1.041}{250} = 562.3 \text{ kN}$$

  여기서, A_{v1} = 286.5 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 Hoop철근의 단면적) => (D19×1ea)

  A_{v2} = 0.0 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 내부구속철근 단면적)

  D' = D(기둥폭) - 2c(피복) + 축방향철근직경 + 횡방향철근직경

  = 1,200 - 2 × 100 + 22.2 + 19.1 = 1041.3 mm (횡철근 중심간 거리)

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

- $$V_p = 0.15 \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{2{,}700.6 \times 1.200}{1.252} = 388.3 \text{ kN}$$

여기서, P = 2,700.6 kN (구조해석에서 산정된 최소 계수축력)

h = 1.200 m (=D) L_s = 1.252 m (=He)

④ 교각의 전단강도(V_n)

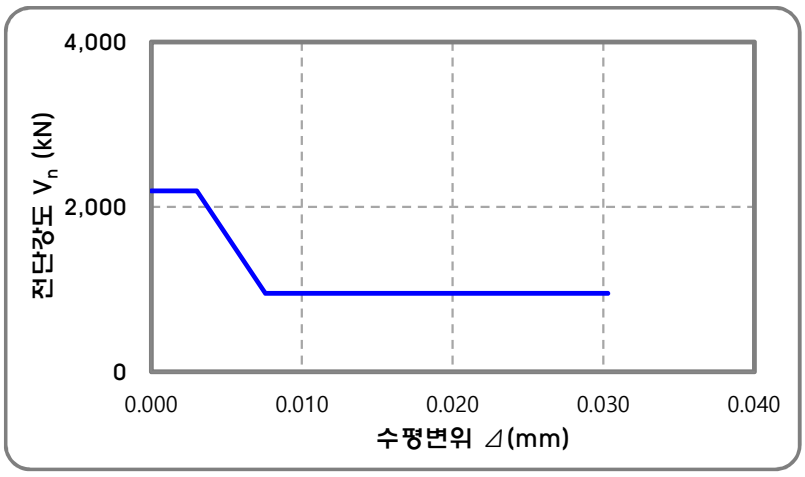
- μ_Δ = 2.0 인 경우

$V_n = V_c + V_s + V_p$ = 1,243.9 + 562.3 + 388.3 = 2,194.5 kN

- μ_Δ = 5.0 인 경우

$V_n = V_c + V_s + V_p$ = 0.0 + 562.3 + 388.3 = 950.6 kN

⑤ 전단성능 곡선



4) 교축직각방향 - 기둥상단

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \le 2.0$ 인 경우

$V_c = k\sqrt{(f_{ck})}\,A_e$ = 0.300 × √(21) × 0.905 = 1,243.9 kN

$\Delta = \mu_\Delta \cdot \Delta_y$ = 2.0 × 0.001504 = 0.003007 m

- 변위연성도 $\mu_\Delta \ge 5.0$ 인 경우

$V_c = k\sqrt{(f_{ck})}\,A_e$ = 0.000 × √(21) × 0.905 = 0.0 kN

$\Delta = \mu_\Delta \cdot \Delta_y$ = 5.0 × 0.001504 = 0.007518 m

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

- $V_s = (0.5\pi\, A_{v1}\, fy\, D' / S) + (A_{v2}\, fy\, D' / S)$

$$= \frac{0.5\pi \times 286.5 \times 300 \times 1.041}{250} + \frac{0.0 \times 300 \times 1.041}{250} = 562.3 \text{ kN}$$

여기서, A_{v1} = 286.5 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 Hoop철근의 단면적) => (D19×1ea)

A_{v2} = 0.0 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 내부구속철근 단면적) => (D16×0ea)

D' = D(기둥폭) - 2c(피복) + 축방향철근직경 + 횡방향철근직경

= 1,200 - 2 × 100 + 22.2 + 19.1 = 1041.3 mm (횡철근 중심간 거리)

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

- $V_p = 0.15 \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{2{,}700.6 \times 1.200}{1.248} =$ 389.5 kN

여기서, P = 2,700.597 kN (구조해석에서 산정된 최소 계수축력)

h = 1.200 m (=D) L_s = 1.248 m (=He)

④ 교각의 전단강도(V_n)

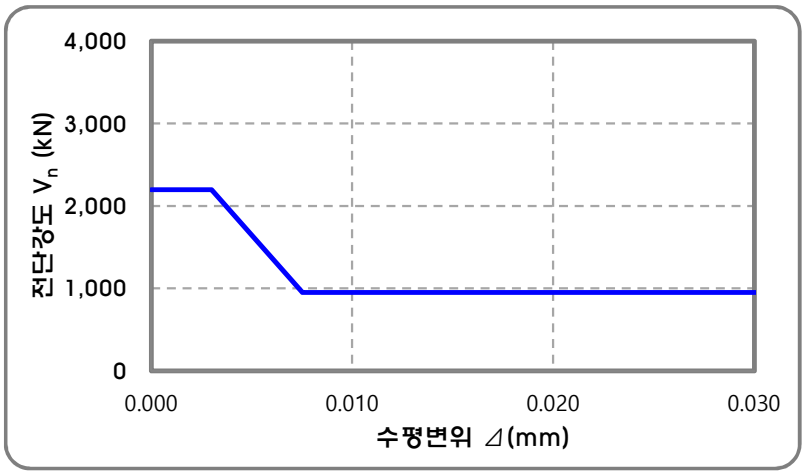
- μ_Δ = 2.0 인 경우

$V_n = V_c + V_s + V_p$ = 1,243.9 + 562.3 + 389.5 = 2,195.7 kN

- μ_Δ = 5.0 인 경우

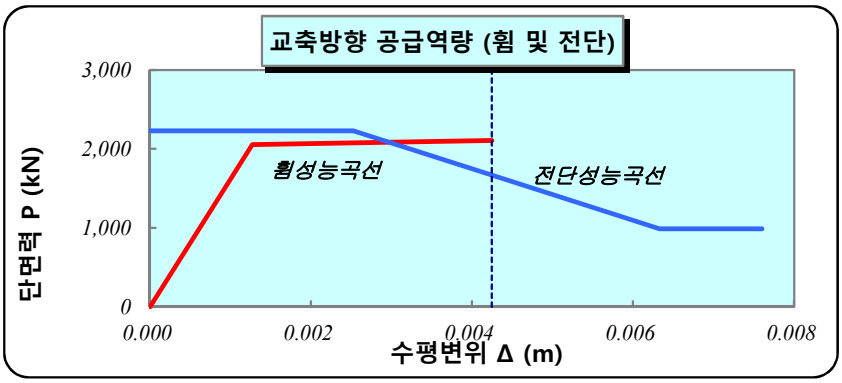
$V_n = V_c + V_s + V_p$ = 0.0 + 562.3 + 389.5 = 951.8 kN

⑤ 전단성능 곡선

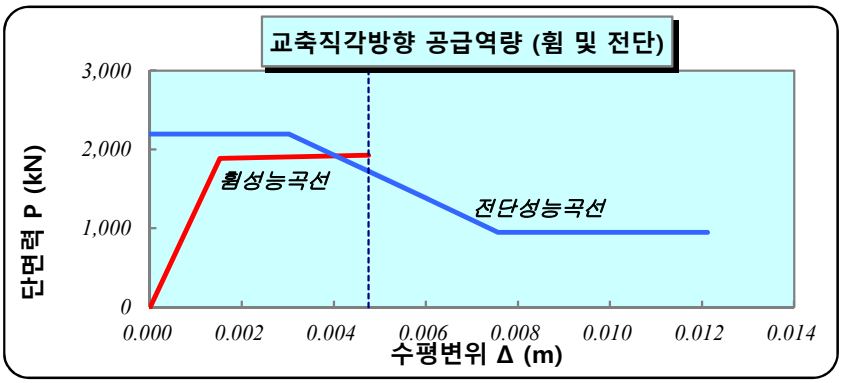


3.1.4 교각 P1 (고정단)의 파괴모드 결정

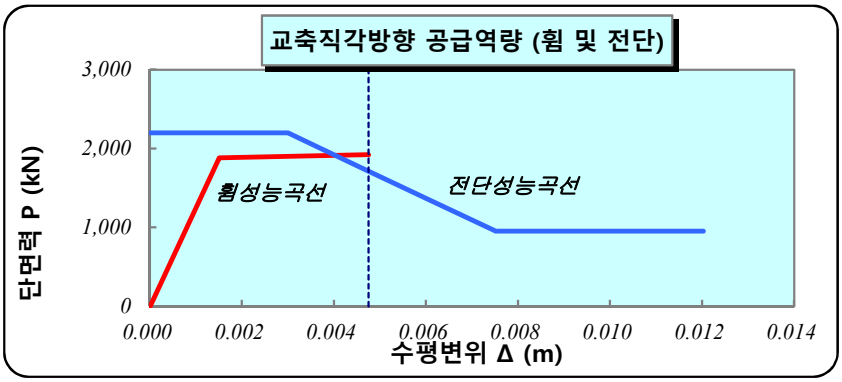
1) 교 축 방 향 - 기둥하단 : **휨-전단 파괴모드**



3) 교축직각방향 - 기둥하단 : **휨-전단 파괴모드**



4) 교축직각방향 - 기둥상단 : **휨-전단 파괴모드**



5) 교각의 파괴모드

⇒ 교각 P1(고정단)의 교축방향은 휨항복 후 연성파괴 이전에 전단파괴가 발생하는 휨-전단파괴 모드로 지배되며, 교축직각방향도 휨항복 후 연성파괴 이전에 전단파괴가 발생하는 '휨-전단파괴 모드'로 지배된다.

3.1.5 교각 P1 (고정단)의 내진성능 평가

○ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구 분	지 반 종 류				비 고
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	
Ts	0.3300	0.4400	0.6100	0.9400	도로교설계기준 2004
1.25 Ts	0.4125	0.5500	0.7625	1.1750	

1) 교축방향 (기둥하단) : 휨-전단 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P \cdot \Delta_E$ = 1,518.2 + 2,700.6 × 0.0048 = 1,531.1 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 1,531.1 kN · m
- M_y = 2,398.3 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 ∴ **탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_S}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_S}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 0.3149 초 < 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가

- 공 급 역 량 : $\mu^L_{\Delta C}$ = 3.351
- 소 요 역 량 : $\mu^L_{\Delta d}$ = 1.000
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^L_{\Delta C}}{\mu^L_{\Delta d}} = \frac{3.351}{1.000}$ = 3.351 ≥ 1.0 ∴ 0.K

(4) 전단소요역량 산정

- $F^L_{pd} = V^L_{E,comb}$ = 414.5 kN

(5) 전단 내진성능평가

- 공 급 역 량 : F^L_C = 2,083.5 kN
- 소 요 역 량 : F^L_d = 414.5 kN
- 내진성능평가 : $\frac{F^L_C}{F^L_d} = \frac{2,083.5}{414.5}$ = 5.027 ≥ 1.0 ∴ 0.K

3) 교축직각방향 (기둥하단) : 휨-전단 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P \cdot \Delta_E$ = 2,817.1 + 2,700.6 × 0.0007 = 2,819.1 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 2,819.1 kN · m

- M_y = 2,400.5 kN · m
- M_y < $M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.174 ∴ 소성영역에서 거동

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_s}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ, 주기(T)는 0.0771 초 < 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.911

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d}$ = λ_{DR} × R_S = 1.911 × 1.174 = 2.244

(5) 내진성능평가

- 공 급 역 량 : $\mu^L_{\Delta C}$ = 3.136
- 소 요 역 량 : $\mu^L_{\Delta d}$ = 2.244
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^L_{\Delta C}}{\mu^L_{\Delta d}} = \frac{3.136}{2.244}$ = 1.398 ≥ 1.0 ∴ O.K

(6) 전단소요역량 산정

- F^T_{pd} = $V^T_{E,comb}$ = 2,109.0 kN

(7) 전단 내진성능평가

- 공 급 역 량 : F^L_C = 1,917.5 kN
- 소 요 역 량 : F^L_d = 2,109.0 kN
- 내진성능평가 : $\frac{F^L_C}{F^L_d} = \frac{1,917.5}{2,109.0}$ = 0.909 < 1.0 ∴ N.G

4) 교축직각방향 (기둥상단) : 휨-전단 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd}$ = $M_E + P{\cdot}\Delta_E$ = 2,449.5 + 2,700.6 × 0.0007 = 2,451.5 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 2,451.5 kN · m
- M_y = 2,387.6 kN · m
- M_y < $M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.027 ∴ 소성영역에서 거동

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_s}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ, 주기(T)는 0.0771 초 < 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.160

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

- $\mu_{\Delta d}$ = λ_{DR} × R_S = 1.160 × 1.027 = 1.191

(5) 내진성능평가

- 공 급 역 량 : $\mu^L_{\Delta C}$ = 3.158

- 소 요 역 량 : $\mu^{L}_{\Delta d} = 1.191$
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^{L}_{\Delta C}}{\mu^{L}_{\Delta d}} = \frac{3.158}{1.191} = 2.652 \geq 1.0$ ∴ O.K

(6) 전단소요역량 산정

- $F^{T}_{pd} = V^{T}_{E,comb} = 1,697.0$ kN

(7) 전단 내진성능평가

- 공 급 역 량 : $F^{L}_{C} = 1,912.9$ kN
- 소 요 역 량 : $F^{L}_{d} = 1,697.0$ kN
- 내진성능평가 : $\frac{F^{L}_{C}}{F^{L}_{d}} = \frac{1,912.9}{1,697.0} = 1.127 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2 교량 받침의 내진성능 평가

3.2.1 교각 P1 (고정단) 받침평가 (최대 지진력 발생 교각부)

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.1.1 받침본체 (강재받침)

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 170 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 170 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B) × 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 170 × 4 = 680.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 170 × 1 = 170.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MIN [F^L_n, $[V^L_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C)
  = MIN [2,107.1 , 411.2] × 2 = 822.5 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MIN [F^T_n, $[V^T_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C)
  = MIN [1,926.6 , 2,103.4] × 2 = 3,853.3 kN

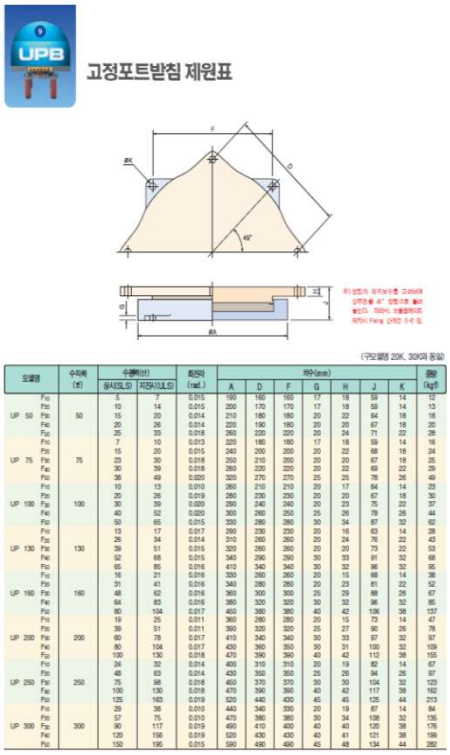
4) 내진성능 평가

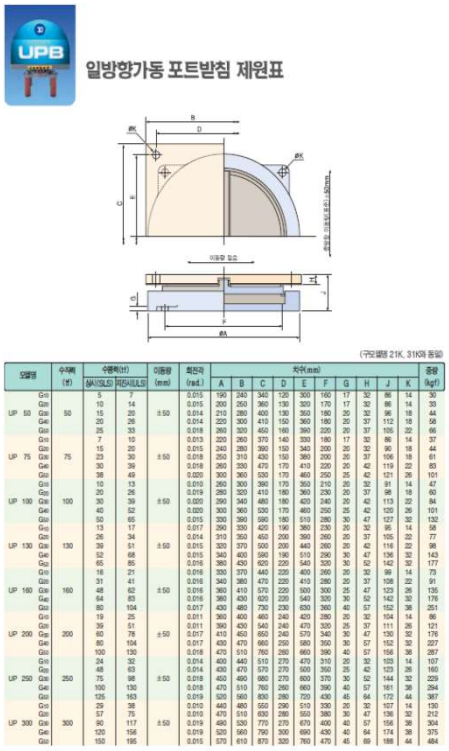
- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{680.0}{822.5} = 0.827 < 1.0$ ∴ N.G
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{170.0}{3,853.3} = 0.044 < 1.0$ ∴ N.G

3.2.1.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격





② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 113.1 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 110 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \dfrac{F^{L}_{B,D}}{n^{L}_{B}} = \dfrac{822.5}{4} = 205.6$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \dfrac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{3,853.3}{1} = 3,853.3$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\dfrac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \dfrac{108.6}{205.6} = 0.528 < 1.0$ ∴ N.G
- 교축직각방향 $\dfrac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \dfrac{108.6}{3,853.3} = 0.028 < 1.0$ ∴ N.G

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)

○ $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b$

여기서, A_{Vc} : 단일앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vc} = [\ 1.5 \cdot C_{a1} + \sum S_i + 1.5 \cdot C_{a1}\ ] \times 1.5 C_{a1}$ ($C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$, $h_a \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우)

A_{Vco} : 연단거리 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vco} = 4.5 \cdot C_{a1}^2$

$\varphi_{ed,V}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 1.0$

$C_{a2} < 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\ (\ C_{a2} / 1.5 C_{a1}\ )$

$\varphi_{c,V}$: 콘크리트 균열 및 보조철근 유유에 따른 전단강도 수정계수

비균열 콘크리트 또는 보조철근과 100mm이하 간격의 스터럽 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.4$

균열콘크리트 : 보조철근 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.2$, 보조철근 미사용시 $\varphi_{c,V} = 1.0$

V_b : 균열 콘크리트에서 전단을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트파괴강도, N

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

$V_b = 0.7\ (\ l_e / d_o\ )^{0.2}\ \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ ($d_0 \geq 10$㎜, 헤드스터드, 헤드볼트, 갈고리볼트)

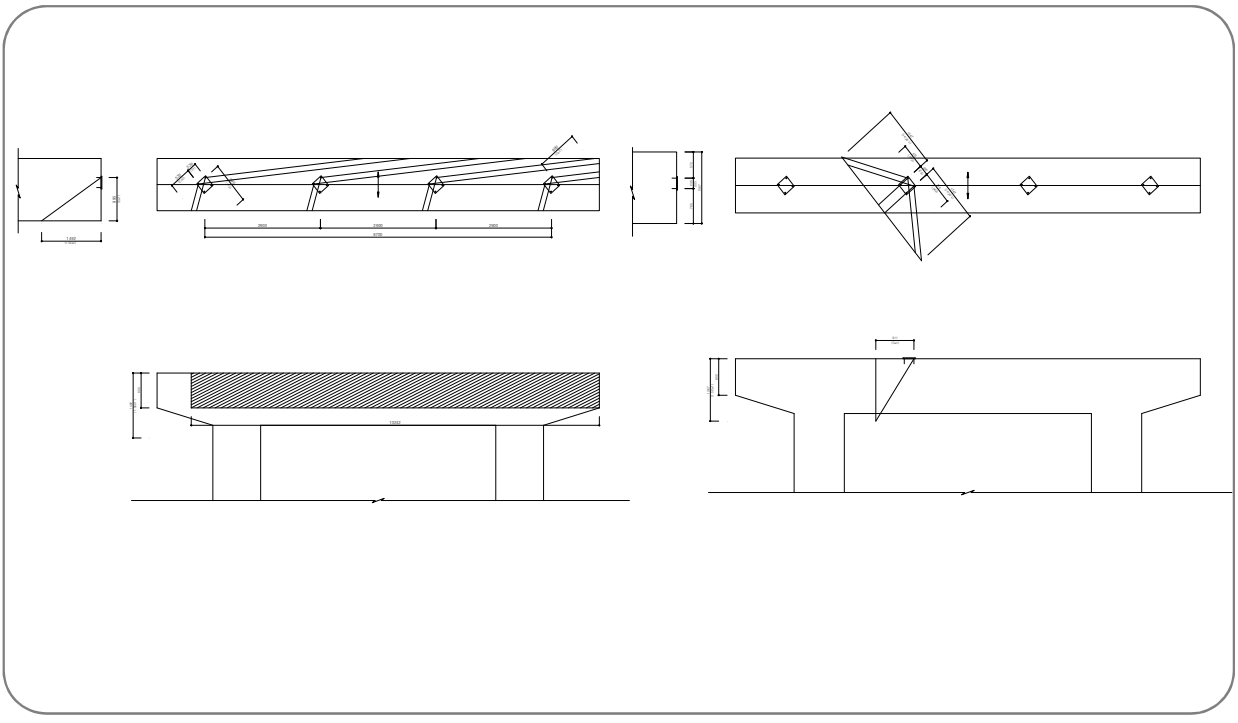
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

C_{a2} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

S_1 : 하중 작용 직각방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

S_2 : 하중 작용 방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

h_a : 앵커가 정착되는 기초(코핑)콘크리트 두께, ㎜



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (532 + 8,718 + 992) × 800 = 8,193,600 mm^2

  여기서, C_{a1} = 995 mm , C_{a1}' = 995 mm

  C_{a21} = 532 mm , C_{a22} = 992 mm , H = 63 mm

  $\sum S_i$ = 8,718 mm , S_{max} = 2,900 mm , h_a = 800 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 995 ^{2} = 4,455,113 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 4,455,113 = 8,910,225 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{8,193,600}{4,455,113} \times 0.807 \times 1.00 \times 642 = 952.7$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.807 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 642 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [110 , 280] = 110 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 110 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (765 + 230 + 572) × 800 = 1,253,600 mm^2

  여기서, C_{a1} = 911 mm , C_{a1}' = 911 mm

  C_{a21} = 765 mm , C_{a22} = 572 mm , H = 63 mm

  $\sum S_i$ = 230 mm , S_{max} = 230 mm , h_a = 800 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 911 ^{2} = 3,734,645 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 3,734,645 = 7,469,289 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{1,253,600}{3,734,645} \times 0.826 \times 1.00 \times 562 = 155.8$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.826 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 562 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [110 , 280] = 110 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 110 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 0.5C_{a1} 과 0.3C_{a2} 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as}$ = n_{as}·$\varnothing_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 9175.2 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as}$ = n_{as}·$\varnothing_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 631.1 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , $V^L_{s,as}$) = MAX (952.7 , 0.0) = 952.7 kN

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (155.8 , 0.0) = 155.8 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AC,D} = F^{L}_{AS,D} \times n^{L}_{B} = 205.6 \times 4 = 822.5$ kN ($n^{L}_{B} = 4$)
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} = 3,853.3 \times 1 = 3,853.3$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^{L}_{cbg}}{F^{L}_{AC,D}} = \frac{952.7}{822.5} = 1.158 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \frac{155.8}{3,853.3} = 0.040 < 1.0$ ∴ N.G

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)

○ $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$

여기서, k_{cp} : 콘크리트 프라이아웃 강도 계수

$h_{ef} < 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 1.0$

$h_{ef} \geq 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 2.0$

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커그룹의 콘크리트 파괴강도, N

○ $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$

여기서, A_{Nc} : 인장강도 산정을 위한 단일앵커 또는 앵커그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nc} = [2\times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_1] \times [2 \times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_2]$ ($C_{a1} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$, $C_{a2} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우)

A_{Nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도 산정을 위한 단일앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nco} = 9 \cdot h^2_{ef}$

$\varphi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 대한 인장강도 수정계수

$C_{a,min} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,N} = 1.0$

$C_{a,min} < 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 (C_{a,min} / 1.5 h_{ef})$

$\varphi_{c,N}$: 균열유무에 따른 인장강도 수정계수 (균열제어 철근 배근시 비균열 콘크리트로 간주)

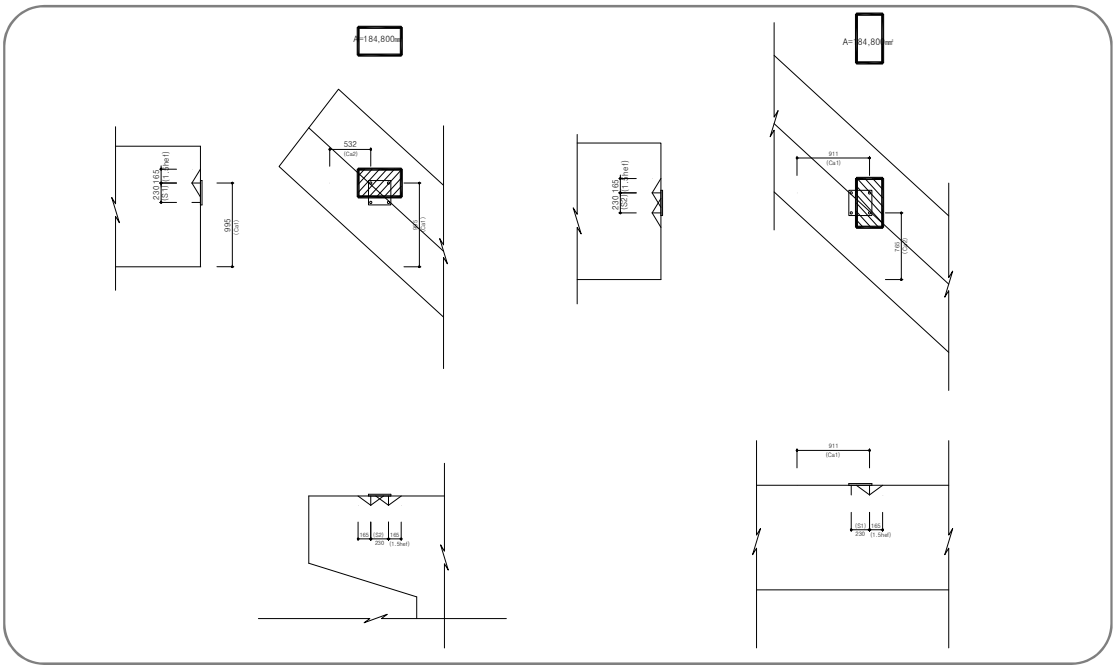
비균열 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.25$: 선설치 앵커, $\varphi_{c,N} = 1.40$: 후설치 앵커

균열(폭 0.3mm초과) 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.0$

N_b : 인장력을 받는 단일앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N

$N_b = k_c \sqrt{fck} \cdot h^{1.5}_{ef}$ ($k_c = 10$: 선설치앵커, $k_c = 7$: 후설치앵커)

$N_b = 3.9 \sqrt{fck} \cdot h^{5/3}_{ef}$ ($280 \leq h_{ef} \leq 635mm$ 인 헤드스터드와 헤드볼트)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 184,800 mm^2

  여기서, C_{a11} = 995 mm , C_{a12} = 995 mm , $\sum S_1$ = 230 mm

  C_{a21} = 532 mm , C_{a22} = 992 mm , $\sum S_2$ = 230 mm

  h_{ef} = 110 mm , h_{ef}' = 110.0 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9\cdot h_{ef}^2$ = 9 × 110.0 ^{2} = 108,900.0 mm^2

∴ A_{Nc} < $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 108,900.0 = 217,800.0 mm^2

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{184,800}{108,900} \times 1.000 \times 1.00 \times 52.9 = 89.7$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $10.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 10.0 × √ 21 × 110.0 $^{1.5}$ = 52.9 kN

- V_{cpg} = $k_{cp}\cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 89.7 = 179.4 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 184,800 mm^2

  여기서, C_{a11} = 911 mm , C_{a12} = 911 mm , $\sum S_1$ = 230 mm

  C_{a21} = 765 mm , C_{a22} = 572 mm , $\sum S_2$ = 230 mm

  h_{ef} = 110 mm , h_{ef}' = 110 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9\cdot h_{ef}^2$ = 9 × 110.0 ^{2} = 108,900.0 mm^2

∴ A_{Nc} < $n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 108,900.0 = 217,800.0 mm^2

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{184,800}{108,900} \times 1.000 \times 1.00 \times 52.9 = 89.7$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 10.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 10.0 \times \sqrt{21} \times 110.0^{1.5} = 52.9$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 89.7 = 179.4$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX(V^L_{cpg}, V^L_{s,at}) = MAX(179.4, 0.0) = 179.4$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^T_{cpg}, V^T_{s,at}) = MAX(179.4, 0.0) = 179.4$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 205.6 \times 1 = 205.6$ kN (n^L_B = 1)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 3,853.3 \times 1 = 3,853.3$ kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{179.4}{205.6} = 0.873 < 1.0$ ∴ N.G
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{179.4}{3,853.3} = 0.047 < 1.0$ ∴ N.G

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	108.6	205.6	N.G 0.528	108.6	3,853.3	N.G 0.028
콘크리트전단파괴	952.7	822.5	O.K 1.158	155.8	3,853.3	N.G 0.040
프라이아웃 파괴	179.4	205.6	N.G 0.873	179.4	3,853.3	N.G 0.047

3.2.2 교대 A1 받침평가

3.2.2.1 받침본체 (강재받침)

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 0 kN (가동단)
- 교축직각방향 f^T_B = 170 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B) × 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 0 × 0 = 0.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 170 × 1 = 170.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = 0.0 kN (가동단)
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = 1,639.4 kN

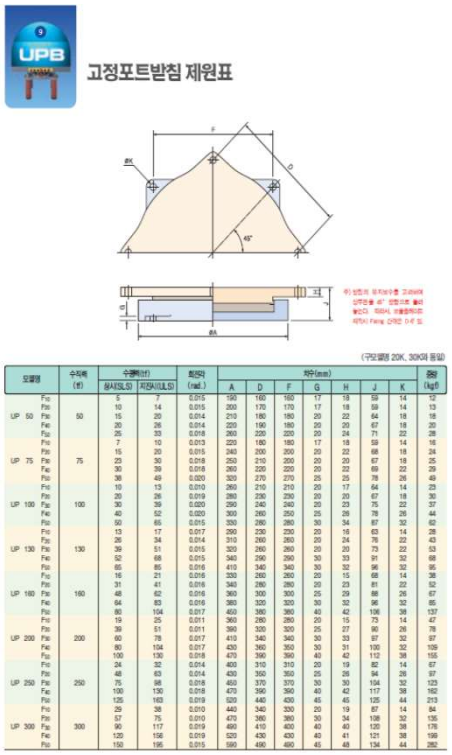
4) 내진성능 평가

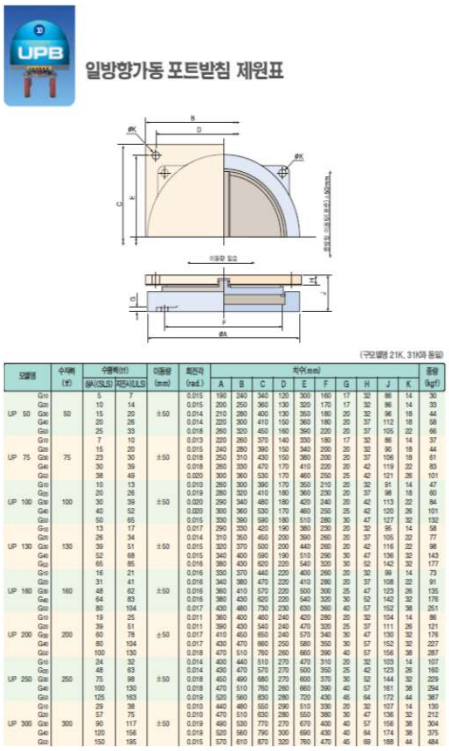
- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{0.0}{0.0}$ = 검토생략 (가동단) ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{170.0}{1,639.4}$ = 0.104 < 1.0 ∴ N.G

3.2.2.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격





② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 113.1 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 110 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

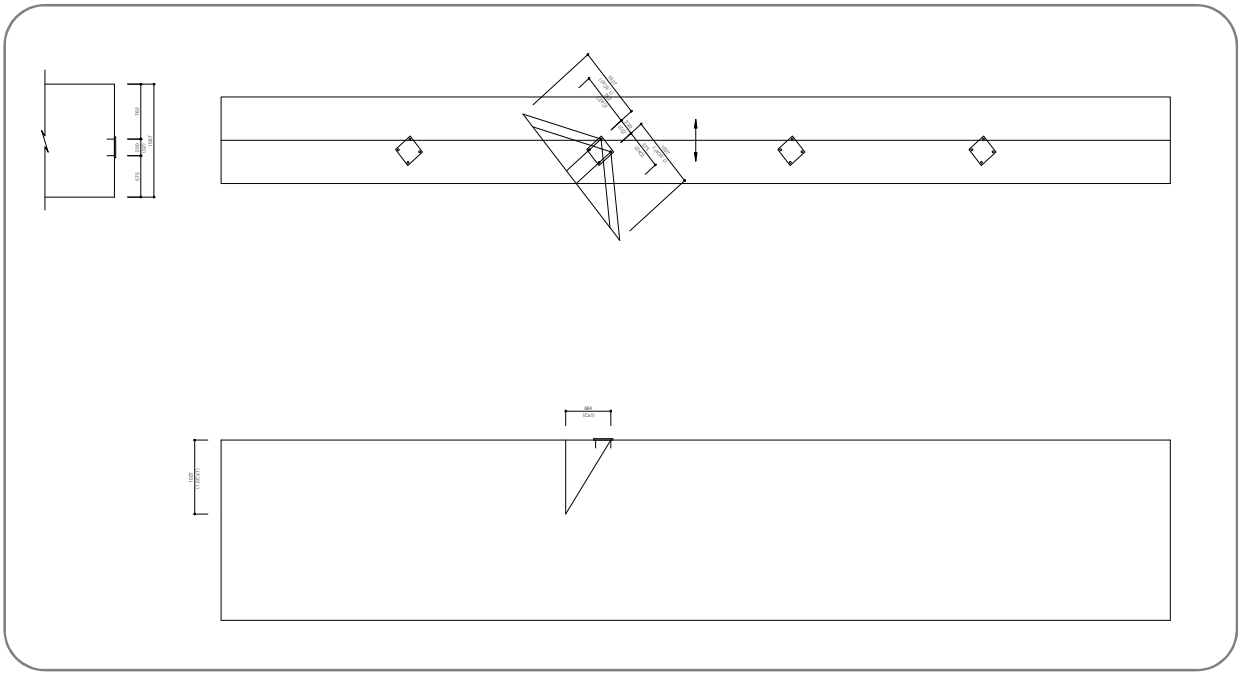
- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \frac{F^{L}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{0.0}{0} = 0.0$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \frac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{1,639.4}{1} = 1,639.4$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \frac{108.6}{0.0}$ = 검토생략 (가동단) ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \frac{108.6}{1,639.4} = 0.066 < 1.0$ ∴ N.G

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교직 방향 >

○ 교축직각방향

- $A_{Vc} = [\, C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}' \,] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\quad 575 \quad + \quad 230 \quad + \quad 762 \quad) \times \quad 1,026 \quad = \quad 1,607,742 \quad mm^2$

  여기서, $C_{a1} = 684$ mm , $C_{a1}' = 684$ mm

  $C_{a21} = 575$ mm , $C_{a22} = 762$ mm , $H = 63$ mm

  $\sum S_i = 230$ mm , $S_{max} = 230$ mm , $h_a = 2,500$ mm

- $A_{Vco} = 4.5 \, (C_{a1}')^2 = 4.5 \times 684^{\,2} = 2,105,352 \quad mm^2$

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 2,105,352 = 4,210,704 \quad mm^2$

- $V_{cbg} = \dfrac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \dfrac{1,607,742}{2,105,352} \times 0.868 \times 1.00 \times 366 = 242.6$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V} = 0.868$ Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V} = 1.000$ (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  $V_b = 0.6 \, (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 366$ kN

  $l_e = MIN \, [\, h_{ef}, 8d_0 \,] = MIN \, [\quad 110 \quad , \quad 280 \quad] = 110$ mm

  $d_0 = 35$ mm (앵커소켓 직경) , $h_{ef} = 110$ mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot \varnothing_v \cdot A_s \cdot f_y = 0 \times 1.00 \times 0.0 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = $MIN \, [(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i) \, , (0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})] = 631.1$ mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = MAX \, (V^T_{cbg} \, , V^T_{s,as}) = MAX \, (\quad 242.6 \quad , \quad 0.0 \quad) = 242.6$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

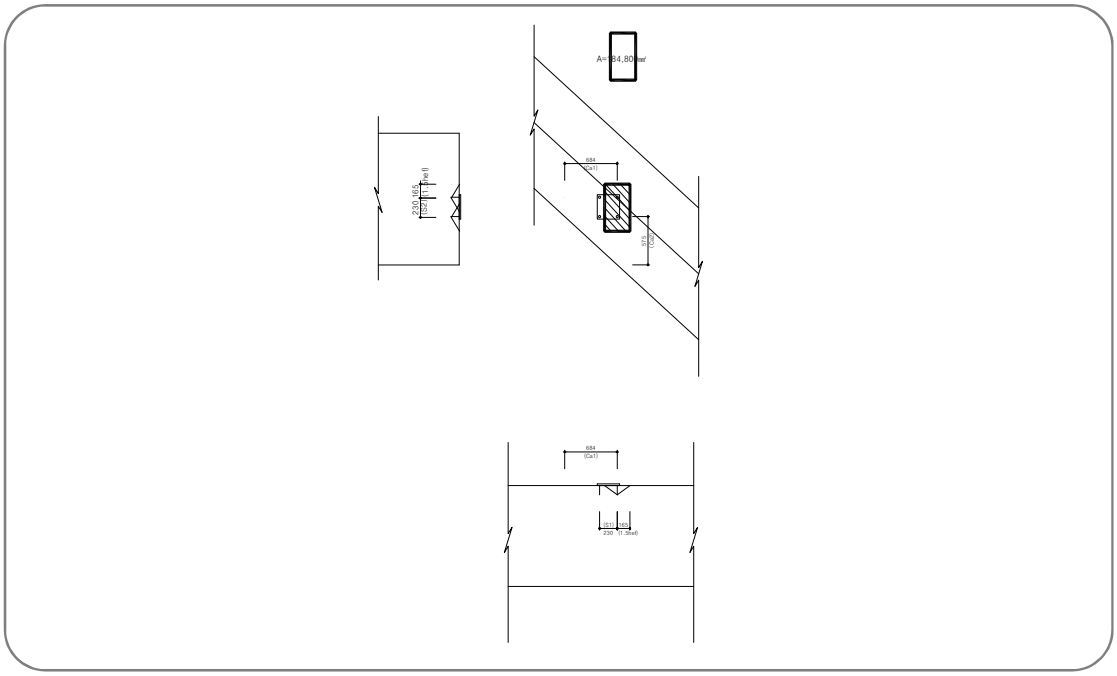
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} = 1,639.4 \times 1 = 1,639.4$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)

③ 평가

- 교축직각방향 $\dfrac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \dfrac{242.6}{1,639.4} = 0.148 < 1.00$ **∴ N.G**

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교직 방향 >

○ 교축직각방향

- $A_{Nc} = [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , $S > 1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , $S=1.5h_{ef}'$)

  $= 184,800$ mm²

  여기서, $C_{a11} = 684$ mm , $C_{a12} = 684$ mm , $\sum S_1 = 230$ mm

  $C_{a21} = 575$ mm , $C_{a22} = 762$ mm , $\sum S_2 = 230$ mm

  $h_{ef} = 110$ mm $h_{ef}' = 110$ mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h^{2}_{ef} = 9 \times 110.0^{2} = 108,900$ mm²

∴ $A_{Nc} < n\cdot A_{Nco} = 2 \times 108,900.0 = 217,800.0$ mm²

- $N_{cbg} = \dfrac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \dfrac{184,800}{108,900} \times 1.000 \times 1.00 \times 52.9 = 89.7$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  $N_b = 10.0 \sqrt{} fck \times hef^{1.5} = 10.0 \times \sqrt{} 21 \times 110.0^{1.5} = 52.9$ kN

- V_{cpg} = $k_{cp} \cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 89.7 = 179.4 kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at}$ = $\phi_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 1.00 × 0.0 × 2 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^T_{cpg}, V^T_{s,at})$ = MAX (179.4 , 0.0) = 179.4 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축직각방향 $F^T_{AP,D}$ = $F^T_{AS,D}$ × n^T_B = 1,639.4 × 1 = 1,639.4 kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{179.4}{1,639.4}$ = 0.109 < 1.00 **∴ N.G**

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴				108.6	1,639.4	N.G 0.066
콘크리트전단파괴				242.6	1,639.4	N.G 0.148
프라이아웃 파괴				179.4	1,639.4	N.G 0.109

3.2.3 교대 A2 받침평가

3.2.3.1 받침본체 (강재받침)

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 0 kN (가동단)
- 교축직각방향 f^T_B = 170 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B) × 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 0 × 0 = 0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 170 × 1 = 170 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = 0.0 kN (가동단)
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = 1,550.9 kN

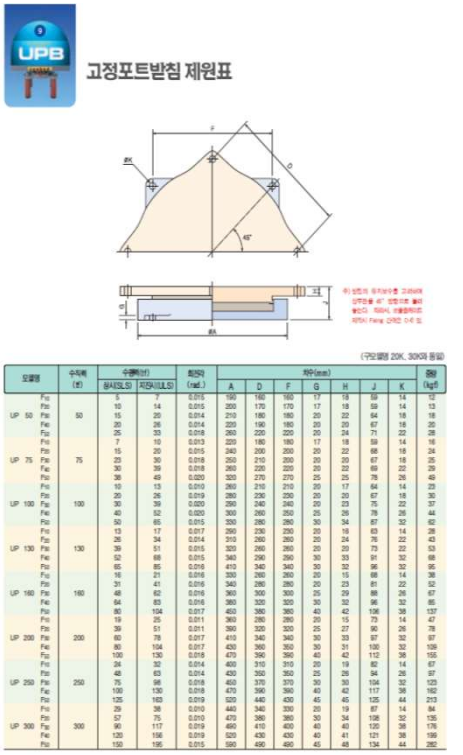
4) 내진성능 평가

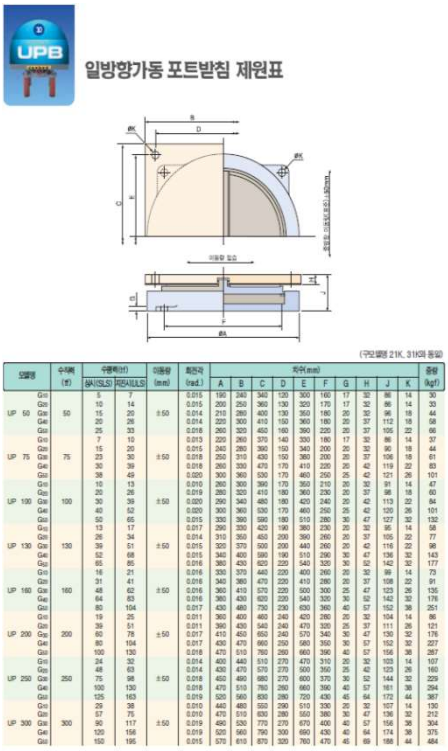
- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{0.0}{0.0}$ = 검토생략 (가동단) ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{170.0}{1,550.9}$ = 0.110 < 1.0 ∴ N.G

3.2.3.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격





② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 113.1 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 110 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 113.1 \times 400 = 108.6$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

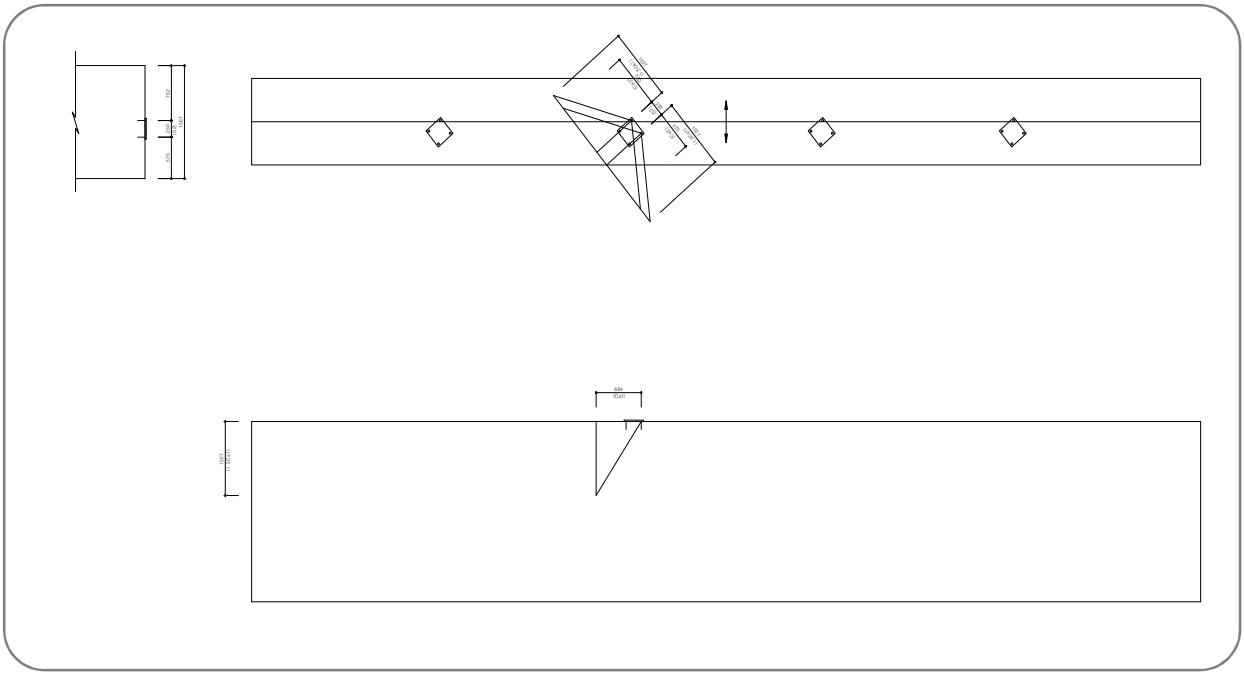
- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \dfrac{F^{L}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{0.0}{0} = 0.0$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \dfrac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \dfrac{1,550.9}{1} = 1,550.9$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\dfrac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \dfrac{108.6}{0.0}$ = 검토생략 (가동단) ∴ O.K
- 교축직각방향 $\dfrac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \dfrac{108.6}{1,550.9} = 0.070 < 1.0$ ∴ N.G

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교직 방향 >

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = $[C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}'] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  = (575 + 230 + 762) × 1,026 = 1,607,742 mm^2

  여기서, C_{a1} = 684 mm , C_{a1}' = 684 mm

  C_{a21} = 575 mm , C_{a22} = 762 mm , H = 63 mm

  $\sum S_i$ = 230 mm , S_{max} = 230 mm , h_a = 2,500 mm

- A_{Vco} = $4.5 (C_{a1}')^2$ = 4.5 × 684 ^{2} = 2,105,352 mm^2

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco}$ = 2 × 2,105,352 = 4,210,704 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{1,607,742}{2,105,352} \times 0.868 \times 1.00 \times 366 = 242.6$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.868 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = $0.6 (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 366 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [110 , 280] = 110 mm

  d_0 = 35 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 110 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 해당 방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as}$ = $n_{as} \cdot \varnothing_V \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 631.1 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (242.6 , 0.0) = 242.6 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

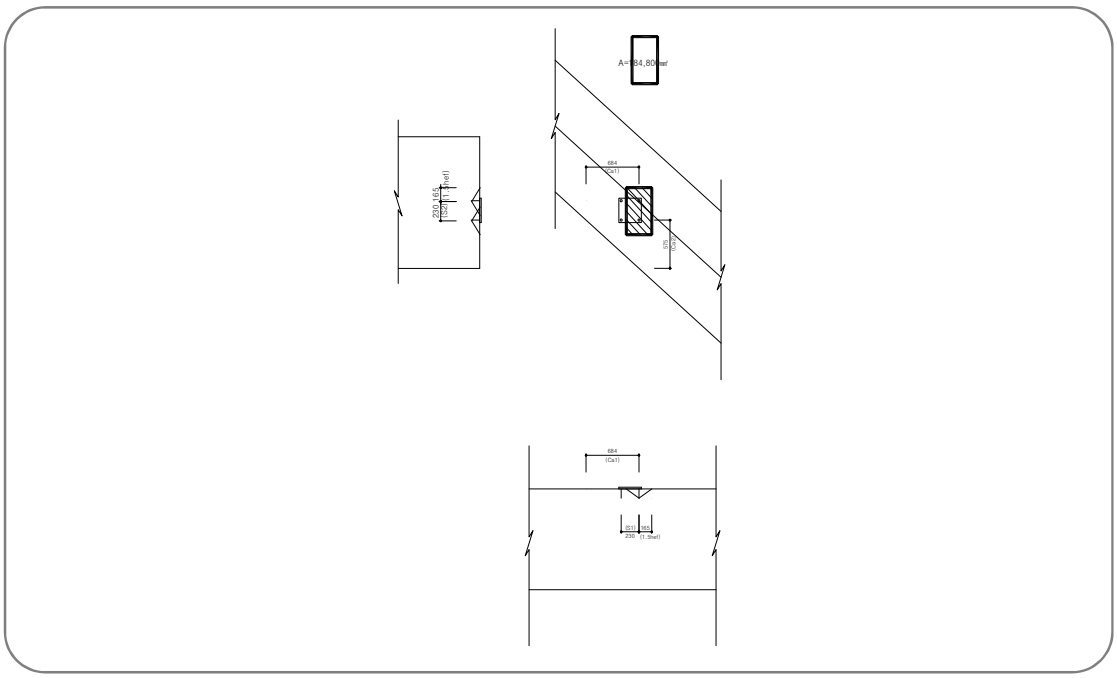
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} =$ 1,550.9 × 1 = 1,550.9 kN (n^{T}_{B} = 1)

③ 평가

- 교축직각방향 $\dfrac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \dfrac{242.6}{1,550.9} =$ 0.156 < 1.00 ∴ N.G

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교직 방향 >

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = [2×1.5·h_{ef}'] × [2×1.5·h_{ef}'] × 2 (단, 각방향 C_a , S > 1.5·h_{ef}' 인 경우, C_a , S=1.5h_{ef}')

  = 184,800 mm^2

  여기서, C_{a11} = 684 mm , C_{a12} = 684 mm , $\sum S_1$ = 230 mm

  C_{a21} = 575 mm , C_{a22} = 762 mm , $\sum S_2$ = 230 mm

  h_{ef} = 110 mm , h_{ef}' = 110 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h^{2}_{ef} = 9 \times 110.0^{2} =$ 108,900.0 mm^2
- ∴ $A_{Nc} < n \cdot A_{Nco} = 2 \times 108,900.0 =$ 217,800.0 mm^2
- $N_{cbg} = \dfrac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \dfrac{184,800}{108,900} \times 1.000 \times 1.00 \times 52.9 =$ 89.7 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  $N_b = 10.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 10.0 \times \sqrt{21} \times 110.0^{1.5} =$ 52.9 kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 89.7 =$ 179.4 kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = \varnothing_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 1.00 × 0.0 × 2 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^T_{cpg}, V^T_{s,at})$ = MAX (179.4 , 0.0) = 179.4 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B$ = 1,550.9 × 1 = 1,550.9 kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{179.4}{1,550.9}$ = 0.116 < 1.00 ∴ N.G

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴				108.6	1,550.9	N.G 0.070
콘크리트전단파괴				242.6	1,550.9	N.G 0.156
프라이아웃 파괴				179.4	1,550.9	N.G 0.116

3.3 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- N_C = 1200.0 mm (현장 실측값)

2) 소요역량 N_D

○ N_D = MAX [응답변위, N_{min}] = MAX [9.71 , 320.10] = 320.10 mm

▶ 응답변위 = 비탄성 변위 Δ_{dem} = 9.715 mm

- P-Δ 효과 및 주기를 고려한 수정 탄성변위 및 비탄성변위 산정

① P-Δ 효과를 고려한 탄성변위($[\Delta_E]_{pd}$) 산정

- 30% 규정을 적용하여 산정한 탄성 변위에 P-Δ효과를 고려하여 수정 탄성변위 산정

- 교 축 방 향 $[\Delta_E^L]_{pd} = \left(1 + \frac{P \times [\Delta_E^L]_{comb}}{[M_E^L]_{comb}}\right) \times [\Delta_E^L]_{comb}$

$= \left(1 + \frac{2{,}700.6 \times 0.00955}{1{,}518.2}\right) \times 0.00955 =$ **9.715** mm

여기서, P = 2,700.6 kN

$[\Delta_E^L]_{comb}$ = 9.55 mm

$[M_E^L]_{comb}$ = 1,518.2 kN · m

- 교축직각방향 $[\Delta_E^T]_{pd} = \left(1 + \frac{P \times [\Delta_E^T]_{comb}}{[M_E^T]_{comb}}\right) \times [\Delta_E^T]_{comb}$

$= \left(1 + \frac{2{,}700.6 \times 0.00145}{2{,}817.1}\right) \times 0.00145 =$ **1.456** mm

여기서, P = 2,700.6 kN

$[\Delta_E^T]_{comb}$ = 1.45 m

$[M_E^T]_{comb}$ = 2,817.1 kN · m

② 주기를 고려한 비탄성변위(Δ_{dem}) 산정

- 수정 탄성변위에 고유주기를 고려하여 비탄성변위 산정, 이를 소요역량 산정에 반영

- 교 축 방 향

$\Delta_{dem}^L = \lambda_{DR}^L \cdot [\Delta_E^L]_{pd} = 1.000 \times 9.715 =$ **9.715** mm

- 교축직각방향

$\Delta_{dem}^T = \lambda_{DR}^T \cdot [\Delta_E^T]_{pd} = 1.911 \times 1.456 =$ **2.782** mm

▶ $N_{min} = (200 + 1.67 \cdot L + 6.66 \cdot H) \times (1 + 0.000125 \cdot \theta^2) =$ 320.10 mm

여기서, L = 30.00 m (연속경간장)

H = 2.50 m (교각 높이)

θ = 40.00 ° (사각)

3) 내진성능 평가

○ $\frac{N_C}{N_D} = \frac{1{,}200.0}{320.1} = 3.749 \geq 1.00$ ∴ O.K

3.4 기초의 내진성능 평가

3.4.1 확대기초 및 지반 평가

○고정단 교각의 확대기초부 내진성능평가는 기초의 안정성 평가와 강도설계법에 의한 기초본체검토를 수행한다.

1) 지진력 산정

-. 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 계산한다.

- 기초부 교축방향

H^L_E = Min [H^L_n , $H^L_{E,comb}$] × n^L = Min [2,107 , 414] × 2 = 828.9 kN

M^L_E = Min [M^L_n , $M^L_{E,comb}$] × n^L = Min [2,398 , 1,518] × 2 = 3,036.4 kN

- 기초부 교축직각방향

H^T_E = Min [H^T_n , $H^T_{E,comb}$] × n^T = Min [1,927 , 2,109] × 2 = 3,853.3 kN

M^T_E = Min [M^T_n , $M^T_{E,comb}$] × n^T = Min [2,401 , 2,817] × 2 = 4,801.1 kN

① 교축방향 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 2,746.8 × 2 = 5,493.6 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 828.9 = 828.9 kN

-. 모멘트 M = 3,036.4 = 3,036.4 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 5,493.6 +(12.500 × 4.200 × (1.500 × 25 + 1.000 × 19))

= 8,459.9 kN

-. 수평력 H_f = 828.9 kN

-. 모멘트 M_f = 3,036.4 + (828.9 × 1.500)

= 4,279.8 kN · m

② 교축직각 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 2,746.8 × 2 = 5,493.6 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 3,853.3 = 3,853.3 kN

-. 모멘트 M = 4,801.1 = 4,801.1 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 5,493.6 +(12.500 × 4.200 × (1.500 × 25 + 1.000 × 19))

= 8,459.9 kN

-. 수평력 H_f = 3,853.3 kN

-. 모멘트 M_f = 4,801.1 + (3,853.3 × 1.500)

= 10,581.0 kN · m

2) 기초하단에 작용하는 지진력

구 분	연직력 V (kN)	수평력 H (kN)	모멘트 M_o (kN · m)	저항모멘트Mr(kN · m)
교 축 방 향	8,459.87	828.94	4,279.77	17,765.73
교축직각방향	8,459.87	3,853.28	10,580.99	52,874.19

3.4.2 확대기초의 두께 평가

○ 확대기초 두께에 대한 강체 검토

-. 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다.

-. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 또는 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

• $\beta \cdot \lambda \leq 1.0$ 인 경우 강체로 취급

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 85,668}{24,854,151 \times 1.500^3}} = 0.235 \ (m^{-1})$$

여기서, k = 85,667.9 kN/㎥ (직접기초인 경우 : k_v , 말뚝기초인 경우 : k_p)

k_v = 85,667.9 kN/㎥ (연직방향 지반반력계수)

k_{vo} = 933,333.3 kN/㎥ (1/0.3× αE_o , 지진시 α = 2)

L = 4.200 m B = 12.500 m

B_C = 1.200 m L_C = 1.200 m

h = 1.500 m (확대기초의 두께)

D_f = 2.500 m (기초의 근입깊이)

N = 50 (기초 저면부 표준관입시험 N값)

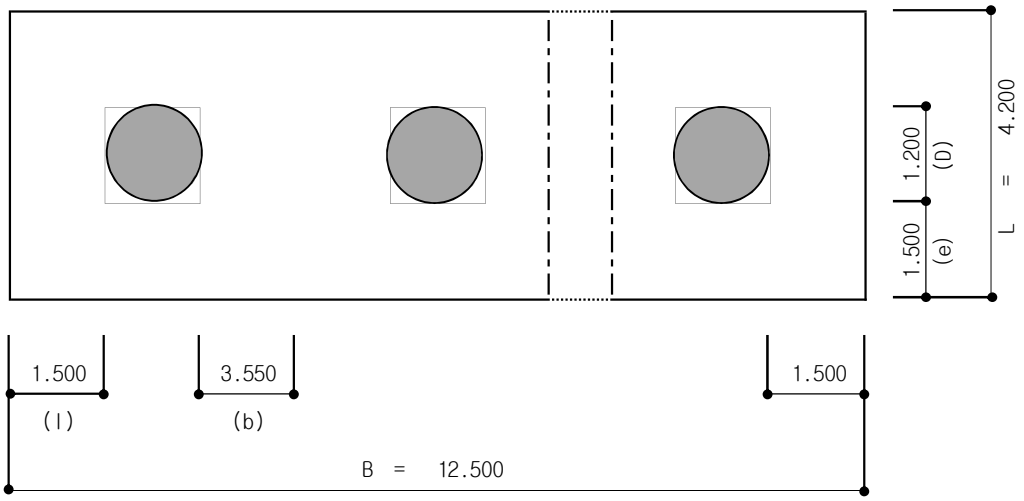
E_0 = 140,000.0 kN/㎥ (지진시 지반변형계수, E_0=2,800N)

E = 24,854,150.8 kN/㎥

$$\lambda = a \times \frac{\lambda'^2 + e^2}{\lambda' + e} = 1.30 \times \frac{12.603 + 2.250}{3.550 + 1.500} = 3.823 \ m$$

여기서, λ : 확대기초 환산 돌출길이, a = 1.300 , e = 1.500

λ' = Max(l,b) = Max(1.500 , 3.550) = 3.550 m



• $\beta \cdot \lambda$ = 0.235 × 3.823 = 0.900 ≤ 1.0 이므로, ∴ 0.K (강체로 취급)

3.4.3 확대기초의 안정성 평가

1) 전도에 대한 안정검토

구 분	M_r(kN·m)	M_o(kN·m)	V (kN)	S.F	편심e (m)	허용편심(m)	비 고
교 축 방 향	17,765.7	4,279.8	8,459.9	4.151	0.506	1.400	O.K
교축직각방향	52,874.2	10,581.0	8,459.9	4.997	1.251	4.167	O.K

-. 지진시 전도에 대한 안전율 S.F는 1.5 이상 (S.F ≥ 1.5)

-. 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥면의 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3 이내

-. $e = B / 2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$

2) 지지력에 대한 안정검토

① 지반의 극한지지력 (q_C)

- $Q_C = \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq$

여기서, q_C : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한 지지력 (kN/㎡)

Nc, Nr, Nq : 지지력 계수

Ø : 기초지반의 내부마찰각 (= 35 °)

α, β : 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

C : 기초저면의 점착력 (= 150.00 kN/㎡)

γ_1 : 기초저면 암반의 단위중량 (= 23.0 kN/m³)

γ_2 : 기초의 근입깊이에 관계되는 흙의 단위중량 (= 19.0 kN/m³)

A' : 유효재하면적 (m^2)

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭 (m)

$$Nq = \frac{e^{2(3\pi/4-\emptyset/2)\tan\emptyset}}{2\cos^2(45+\emptyset/2)} = 41.440$$

$$Nc = (Nq-1)\cot\emptyset = 57.754$$

$$Nr = \frac{2(Nq+1)\tan\emptyset}{1+0.4\sin(4\emptyset)} = 47.277$$

구 분	B (m)	L (m)	형상계수 α	형상계수 β	유효폭 B'(m)	극한지지력 Q_c (kN/㎡)
교 축 방 향	4.200	12.500	1.101	0.466	3.188	13,121.6
교축직각방향	12.500	4.200	1.300	0.400	9.999	17,579.3

② 지지력에 대한 안정검토

구 분	작 용 하 중		편 심	지반반력 Q_D (KN/m^2)		극한지지력	비 고	
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Q_C (KN/m^2)	Q_C / Q_D	판정
교 축 방 향	4,279.8	8,459.9	0.506	277.6	44.684	13,121.6	47.27	O.K
교축직각방향	10,581.0	8,459.9	1.251	257.9	64.400	17,579.3	68.17	O.K

-. 사다리꼴 반력분포시 : $Q_{1,2} = \sum V / (B \cdot L) \times (1 \pm 6e / B)$

-. 삼각형 반력분포시 : $Q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot X)$ 여기서, $X = 3 \times (B / 2 - e)$

-. 지진시 지지력에 대한 안전율 S.F는 2 이상 ($Q_C / Q_D \geq$ 2.0)

3) 활동에 대한 안정검토

구 분	V (kN)	A'(㎡)	H_C (kN)	H_D (kN)	H_C / H_D	허용안전율	비 고
교 축 방 향	8,459.87	39.85	5,075.92	828.94	6.123	1.20	O.K
교축직각방향	8,459.87	41.99	5,075.92	3,853.28	1.317	1.20	O.K

- $H_c = C_b \cdot A' + V \cdot \tan\varnothing_B$ (기초저면이 암지반이면 $\tan\varnothing_B$= 0.6)

  여기서, H_c : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력 (kN)

  C_b : 기초저면과 지반과의 부착력 (= 0.0 kN/㎡)

  A' : 기초저면의 유효재하면적 (㎡)

  $\varnothing_B$: 기초저면과 지반과의 마찰각 (degree) (= 2/3 Ø)

3.4.4 확대기초의 단면력 계산

1) 위험단면 선정

- 휨에 대한 위험단면

  -. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급

  -. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 결정

  교 축 방 향 : X_b^L = 1.568 m

  교축직각방향 : X_b^T = 1.568 m

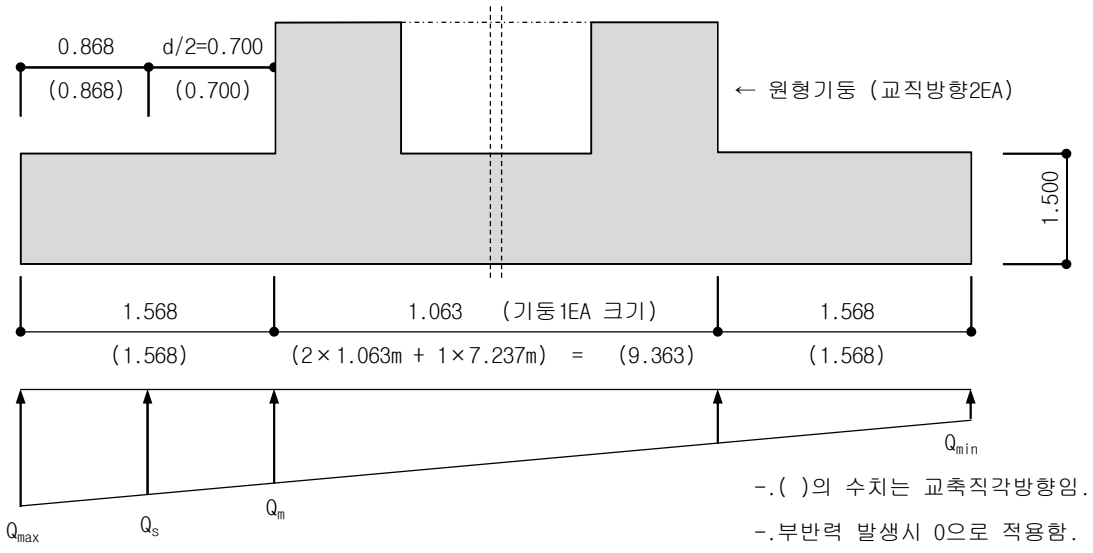
- 전단에 대한 위험단면

  -. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 d/2거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정

  교 축 방 향 : X_V^L = 1.568 - 0.700 = 0.868 m

  교축직각방향 : X_V^T = 1.568 - 0.700 = 0.868 m

2) 지반반력 계산



구 분	작 용 하 중		편 심	교축방향 지반반력(kN/㎡)			
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Qm	Qs
교 축 방 향	4,279.77	8,459.87	0.506	277.597	44.684	190.618	229.442
교축직각방향	10,580.99	8,459.87	1.251	257.881	64.400	233.607	244.442

3) 부재력 산정

구 분	지 반 반 력		기초자중 및 재토하중		검토부재력	
	Mb (KN.m)	V (KN)	Mb (KN.m)	V (KN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
교 축 방 향	305.715	220.122	69.480	49.057	236.235	171.065
교축직각방향	307.173	218.074	69.480	49.057	237.693	169.017

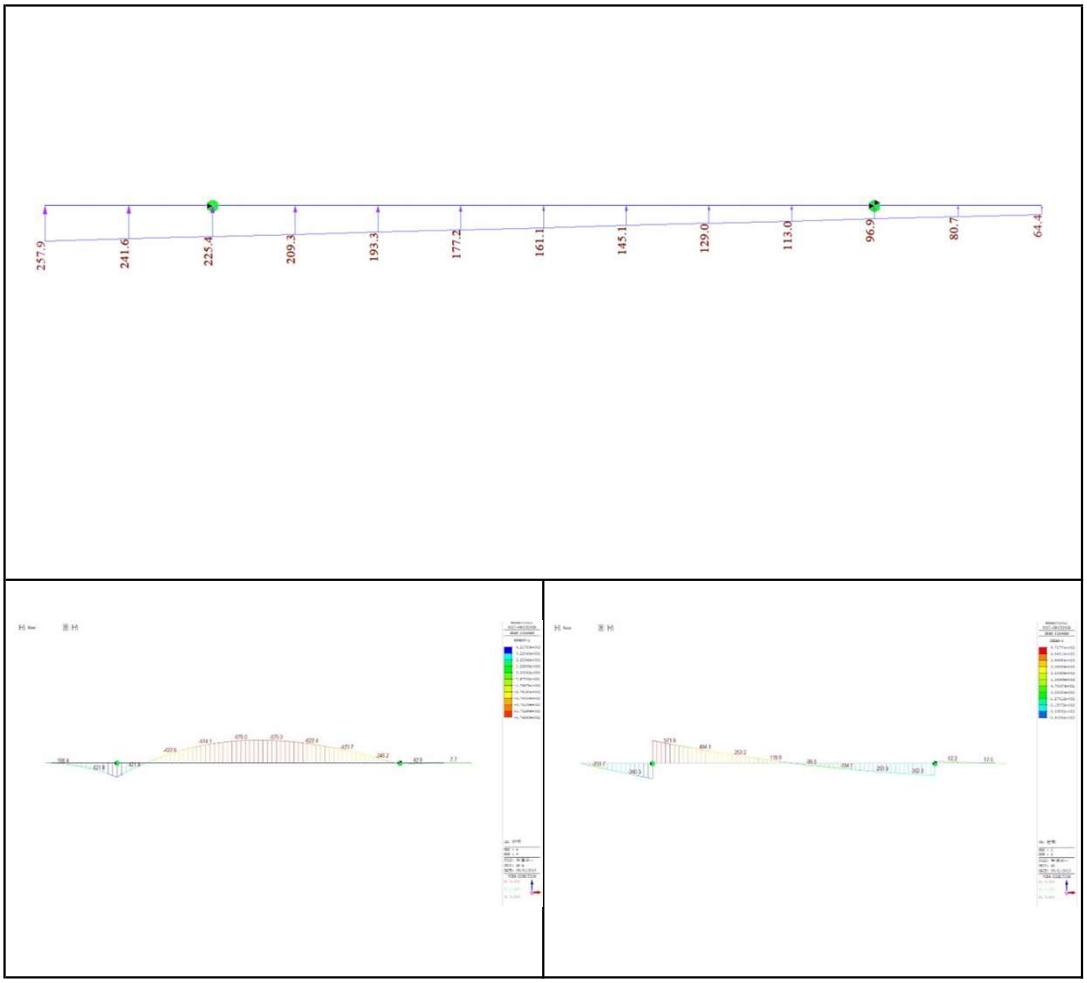
※ 교축직각방향은 켄틸레버부 부재력임

4) 교축직각방향 연속보 해석

○ 연속보 구조해석

-. 기둥을 지지점으로하고 지반반력과 자중이 작용하는 연속보를 해석하여 부재력을 산정한다.

-. 교축방향 단위폭으로 모델링하고 작용하는 모든 하중을 단위폭 당으로 재하하여 해석한다.



절점수(ea)	요소수(ea)	요소단면적A(㎡)	단면2차모멘트I(m^4)	최대모멘트(kN.m)	최대전단력(kN)
13	12	1.500	0.281250	674.998	571.770

5) 확대기초 검토 단면력

구 분	휨모멘트 (kN·m)	전 단 력 (kN)	비 고
교 축 방 향	236.235	171.065	단위폭당 작용 단면력
교축직각방향	674.998	571.770	

3.4.5 확대기초의 단면 평가

1) 교축방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	21 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	236.235 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	171.065 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1500 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	1400 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00164)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.09630 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003 · (H − a/$\beta 1$ − Dc_min) / (a/$\beta 1$)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D − a/2) = 949396477 N·mm

= 949.396 kN·m ≥ Mu = 236.235 kN·m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 9.485 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 564.377 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 9.485 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00040 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00054

∴ 필요철근량 req.As = 564.377 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 1400 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 1069.268 kN

ϕ_v · Vc = 1069.268 kN ≥ Vu = 171.065 kN ∴ 전단철근 필요없음.

사용 전단철근량 : Av = D 16 × 1.667 ea/m = 331.066 ㎟ (간격 s = 600.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 600.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 600.0 mm ∴ O.K

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 231.746 kN

전단강도 검토 ØVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 1301.014 kN ≥ Vu = 171.065 kN ∴ O.K

2) 교축직각방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	21 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	674.998 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	571.770 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1500 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	1400 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00164)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.09630 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/$\beta 1$ - Dc_min) / (a/$\beta 1$)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 949396477 N·mm

= 949.396 kN·m ≥ Mu = 674.998 kN·m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 27.276 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 1622.948 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 27.276 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00116 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00155

∴ 필요철근량 req.As = 1622.948 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 1400 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 1069.268 kN

ϕ_v · Vc = 1069.268 kN ≥ Vu = 571.770 kN ∴ 전단철근 필요없음.

사용 전단철근량 : Av = D 16 × 1.667 ea/m = 331.066 ㎟ (간격 s = 600.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 600.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 600.0 mm ∴ O.K

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 231.746 kN

전단강도 검토 ØVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 1301.014 kN ≥ Vu = 571.770 kN ∴ O.K

3) 확대기초의 단면력 평가

구 분		공급역량	소요역량	안전율	판 정	비 고
교축방향	휨모멘트 (kN·m)	949.40	236.24	4.019	O.K	
	전단력 (kN)	1,301.01	171.07	7.605	O.K	
교축직각방향	휨모멘트 (kN·m)	949.40	675.00	1.407	O.K	
	전단력 (kN)	1,301.01	571.77	2.275	O.K	

3.5 A1 ~ A2 구간 내진성능 평가 결과

- 교 량 명: 두평교
- 위 치: 경기도 용인시(지진 I 구역)
- 내진등급: 내진 I 등급교
- 지반종류: II
- 설계하중: DB-
- 연속경간: 2@15 = 30.0m
- 교 폭: 10.000m
- 사각/곡률반경: 40 ° /직교

- 내진성능 평가 결과 요약

구 분	내진성능 평가구간 : A1 ~ A2
대상교량 특징	- 상부형식: RCS - 교대형식: 역T형식 - 교각형식: 라멘식교각 - 교각단면: 원형 (D=1.200m) ☞ 교각P1:1300kN(4EA), 교대A1:1300kN(1EA), 교대A2:1300kN(1EA) - 내진성능평가 교각: P1 (고정단) - 교대기초: 확대기초 - 교각기초: 확대기초 - 받침제원: 포트받침
	▣ 교각부: N.G, 기초부: O.K, 받침부: N.G

구 분				공급역량	소요역량	비 고	
고정단 교각부 평가 (Rs = 교축: 1, 교직하단: 1.174, 교직상단: 1.027)							
기둥부	휨-전단파괴모드 (kN,m)		교축하단	3.351	1.000	3.351	O.K
	휨파괴모드(변위연성도)		교축상단	3.1	1.0	3.136	O.K
	휨-전단파괴모드 (kN,m)		교직하단	1,917.545	2,109.013	0.909	N.G
	휨-전단파괴모드 (kN,m)		교직상단	1,912.9	1,697.0	1.127	O.K
고정단 교각기초부 평가							
직접 기초	안정성	전도(kN · m) (안전율 : 1.5)	교축	17,765.7	4,279.8	4.151	O.K
			교직	52,874.2	10,581.0	4.997	O.K
		지지력(kN/㎡) (안전율 : 2.0)	교축	13,121.6	277.6	47.269	O.K
			교직	17,579.3	257.9	68.168	O.K
		활동(kN) (안전율 : 1.2)	교축	5,075.9	828.9	6.123	O.K
			교직	5,075.9	3,853.3	1.317	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트(kN · m)	교축	949.4	236.2	4.019	O.K
			교직	949.4	675.0	1.407	O.K
		전단력(kN)	교축	1,301.0	171.1	7.605	O.K
			교직	1,301.0	571.8	2.275	O.K
받침부 평가 (교각부, 교대부, 교대부)							
P1교각부(kN)		받침본체	교축	680.0	822.5	0.827	N.G
			교직	170.0	3,853.3	0.044	N.G
		앵커볼트- 강재강도	교축	108.6	205.6	0.528	N.G
			교직	108.6	3,853.3	0.028	N.G
		앵커볼트- Con'c 파괴강도	교축	952.7	822.5	1.158	O.K
			교직	155.8	3,853.3	0.040	N.G
		앵커볼트- 프라이아웃강도	교축	179.4	205.6	0.873	N.G
			교직	179.4	3,853.3	0.047	N.G

구 분			공급역량	소요역량	비 고	
A1교대부(kN)	받침본체	교축			가동단	O.K
		교직	170.0	1,639.4	0.104	N.G
	앵커볼트- 강재강도	교축			-	O.K
		교직	108.6	1,639.4	0.066	N.G
	앵커볼트- Con'c 파괴강도	교축			-	O.K
		교직	242.6	1,639.4	0.148	N.G
	앵커볼트- 프라이아웃강도	교축			-	O.K
		교직	179.4	1,639.4	0.109	N.G
A2교대부(kN)	받침본체	교축			가동단	O.K
		교직	170.0	1,550.9	0.110	N.G
	앵커볼트- 강재강도	교축			-	O.K
		교직	108.6	1,550.9	0.070	N.G
	앵커볼트- Con'c 파괴강도	교축			-	O.K
		교직	242.6	1,550.9	0.156	N.G
	앵커볼트- 프라이아웃강도	교축			-	O.K
		교직	179.4	1,550.9	0.116	N.G
받침지지길이(mm)			1,200	320	3.749	O.K

두평교

보 강 후 내 진 성 능 평 가

2019. 06

1. 개 요

1.1 교량현황

1.1.1 교량제원

1) 교 량 명 : 두평교

2) 교 량 등 급 : 1 종 (DB-)

3) 관 리 주 체 : 경기도 용인시

4) 소 재 지 : 경기도 용인시 처인구 백암면 가창리 234-1

5) 준 공 년 도 : 1998 년

6) 상부구조형식 : RCS (RC 슬래브교)

7) 교 량 연 장 : 30.000 m (=2@15)

8) 교 량 폭 원 : 10.000 m

9) 받 침 형 식 : 탄성받침

10) 교 각 형 식 : 라멘식 교각 (기둥 2 EA, 직경 D = 1.200 m)

- 축방향철근 배근상태 : D22 (25 EA (1 단))
- 축방향철근 겹침이음 : 무
- 피 복 두 께 : 100 mm
- 횡방향철근 배근상태 : D19 @ 250 mm

11) 교 대 형 식

- A1 교대 : 역T형식 교대
- A2 교대 : 역T형식 교대

12) 기 초 형 식

- 교 대 : 확대기초 (A1, A2)
- 교 각 : 확대기초 (P1)

1.1.2 사용재료

1) 콘크리트 바닥판

콘크리트 : fck = 24.0 MPa , Ec = 25,811 MPa

철 근 : fy = 400.0 MPa , Es = 200,000 MPa

2) 거 더 (강 거 더)

주부재 강종 : SM490

부부재 강종 : SM400

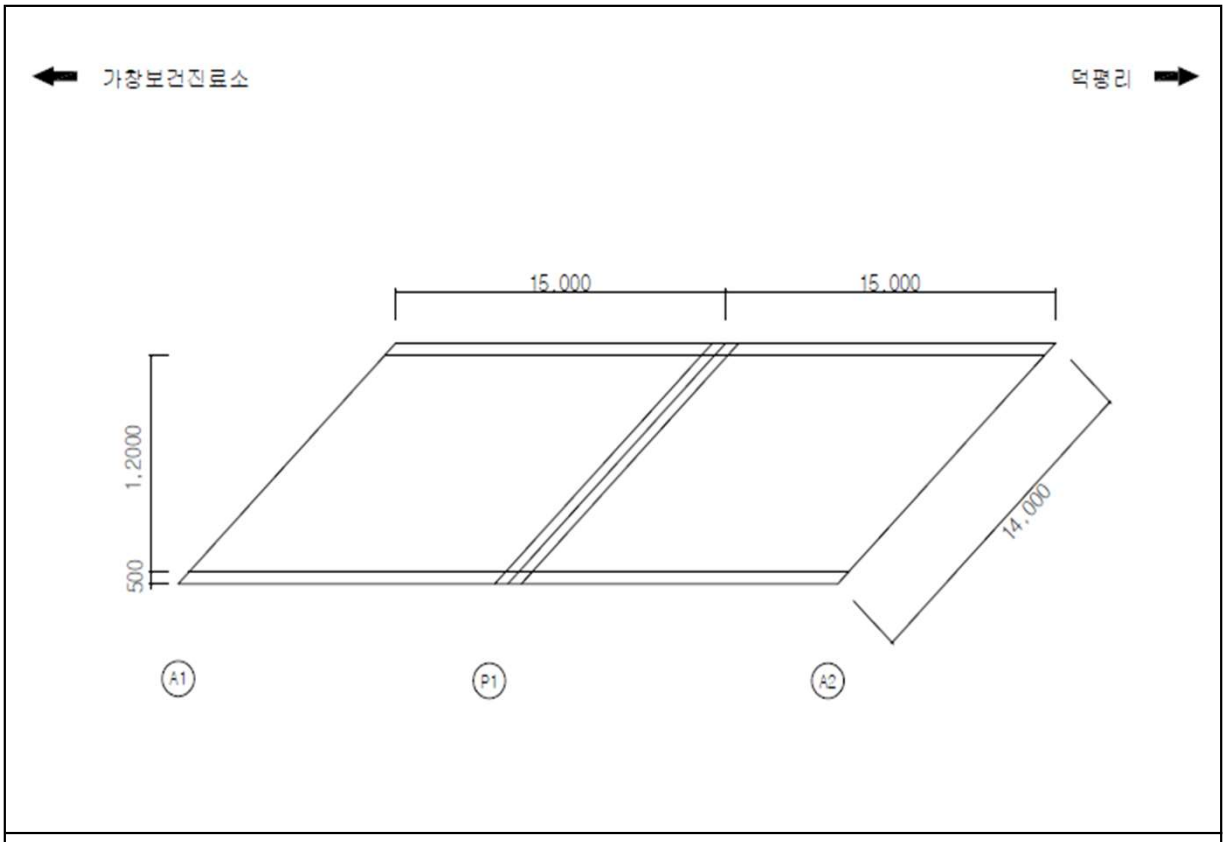
탄성계수 Es : 205,000 MPa

3) 하부구조

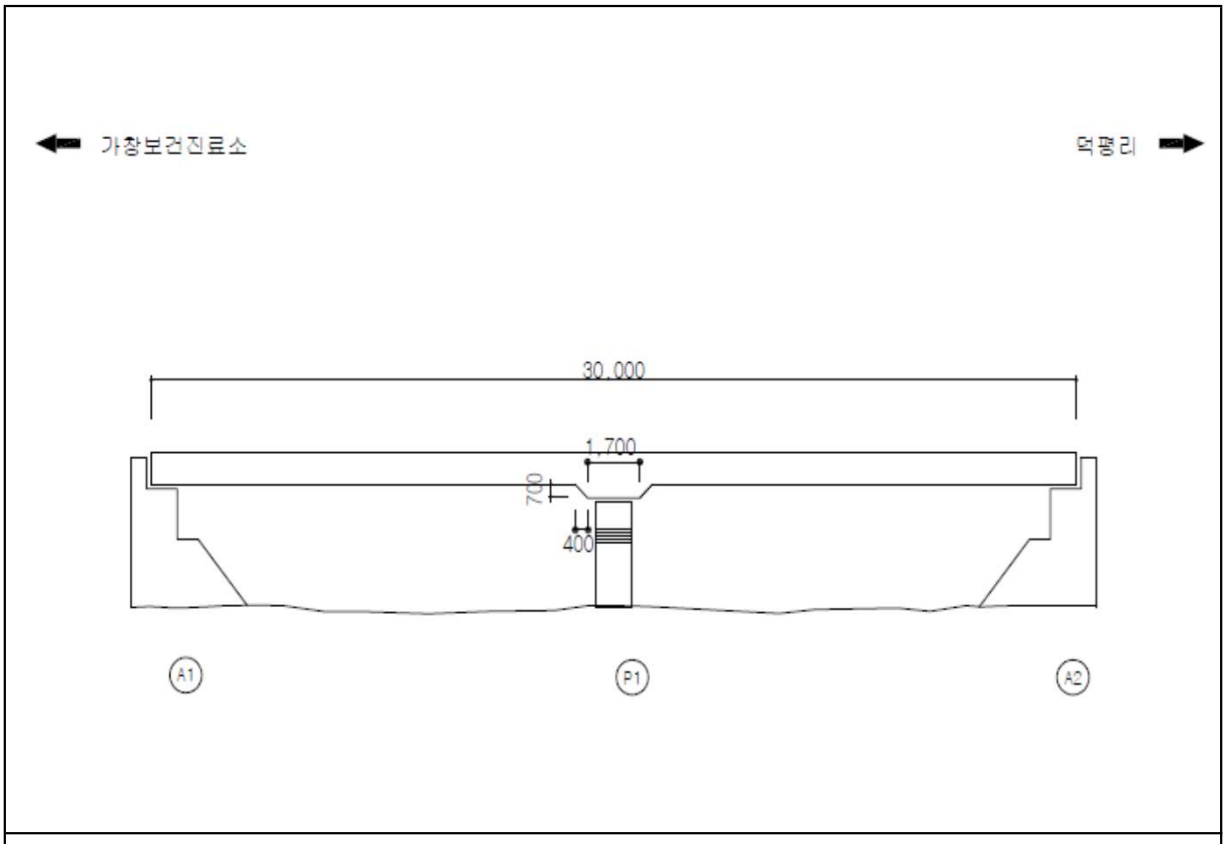
콘크리트 : fck = 21.0 MPa , Ec = 24,854.2 MPa

철 근 : fy = 300.0 MPa , Es = 200,000.0 MPa

1.1.3 대상교량 종 · 평면도

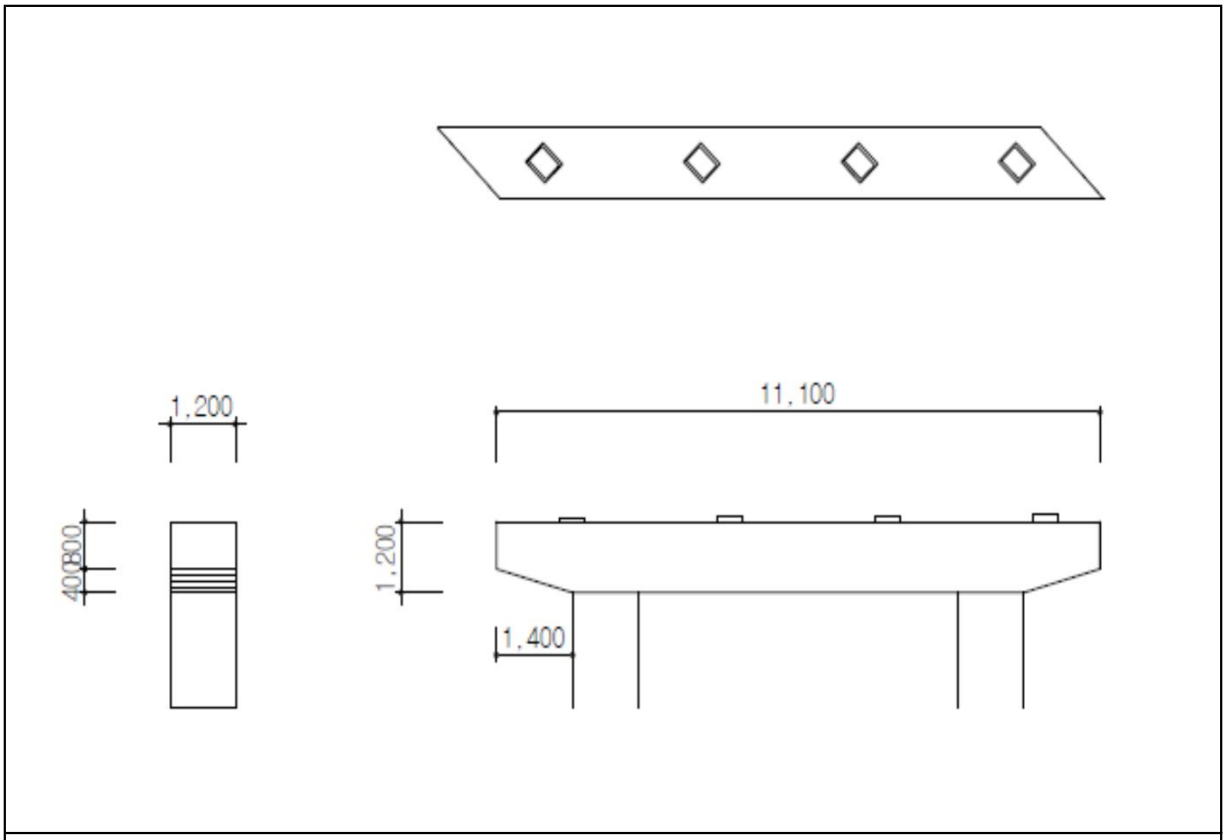


두평교 평면도



두평교 종단면도

1.1.5 교각 1(고정단) 일반도



두평교 교각 1 일반도

1.3 내진설계상수

1) 내 진 등 급 : 내진 Ⅰ 등급 교량

2) 지진구역계수 : 0.110 - 지진구역Ⅰ, 경기도 용인시

3) 위험도 계수 (I) : 1.400

4) 가속도 계수 (A) : 0.154

5) 지 반 계 수 (S) : 1.200 (지반종류 : Ⅱ)

6) 고유치해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

8) 받 침 형 식 : 교 대 부 - 탄성받침 (1350 kN)

교 각 부 - 탄성받침 (1350 kN)

1.4 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적 용 내 용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	-
	콘크리트 모델	MANDER 모델	-
	철근 모델	PARK 모델	-
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS	-
탄성지진력 산정	모델	3차원 프레임해석 모델	-
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성 스프링 모델	-
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	-
	질량산정	상부 고정하중은 분포질량으로, 하부 고정하중은 단위질량으로 입력	-
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS	-

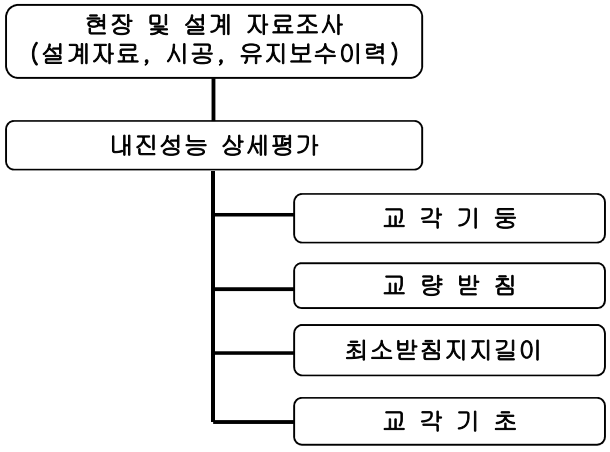
1.5 내진성능 평가방법 및 항목

1) 내진성능 상세평가 방법

내진성능 상세평가는 다음에 기술된 항목에 대해 수행하며, 내진성능 상세 평가기준은 상부 구조물의 낙교뿐만 아니라 교각을 비롯한 교량의 구성요소(받침 등)의 내진성능을 평가하여야 한다.

내진성능상세평가는 '기존교량의 내진성능 평가 및 향상 요령'에 규정된 기준에 준하여 교량 구성부재를 평가하는 방법을 채택하였다.

2) 내진성능 평가항목



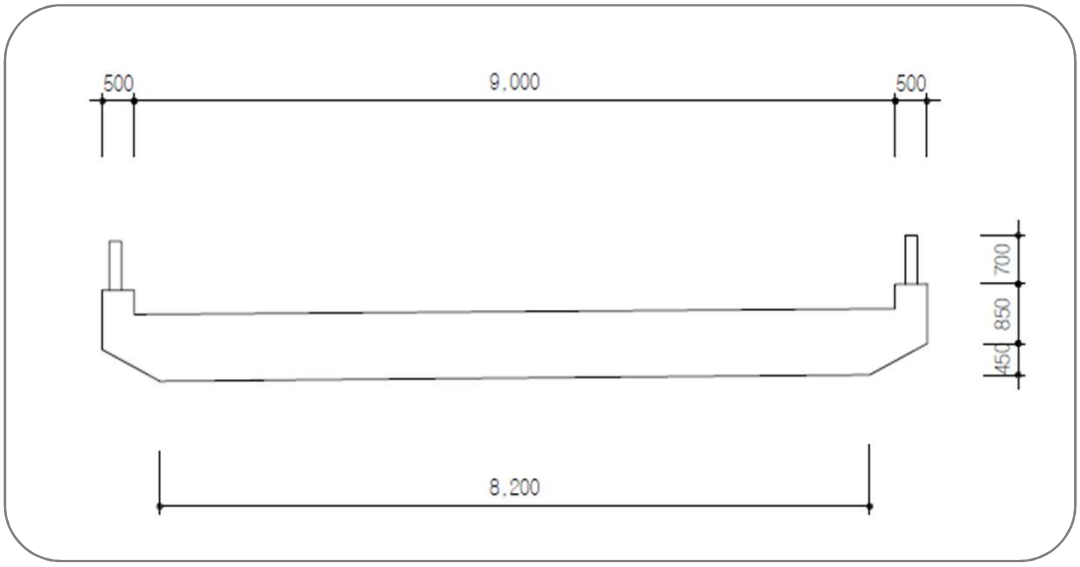
2. A1 ~ A2 구간 탄성지진력

2.1 교량 해석모델 작성 및 교각 축력 산정

- 해석대상 교량은 RCS (RC 슬래브교)교로써 3차원 격자요소로 모델링하였다.
- 지반은 구조물의 거동에 충분히 견딜수 있는 강성을 갖고 있다고 가정하여 고정단으로 모델링하였다.
- 받침은 실제 거동특성과 일치되도록 NL Link를 사용하여 모델링하였다.
- 교각기둥의 강성은 축하중 산정시 전체강성을 적용 후 지진해석시 항복 유효강성을 적용하였다.

2.1.1 상부구조 특성

가. 상부구조 단면특성



구 분	A (m^2)	Ixx (m^4)	Iyy (m^4)	Izz (m^4)	비 고
슬래브	9.8950	3.032950	8.967040	8.114370	

나. 2차 고정하중

1) 포 장 : 0.7200 m^2 x 23.0 kN/m^3 = 16.5600 kN/m

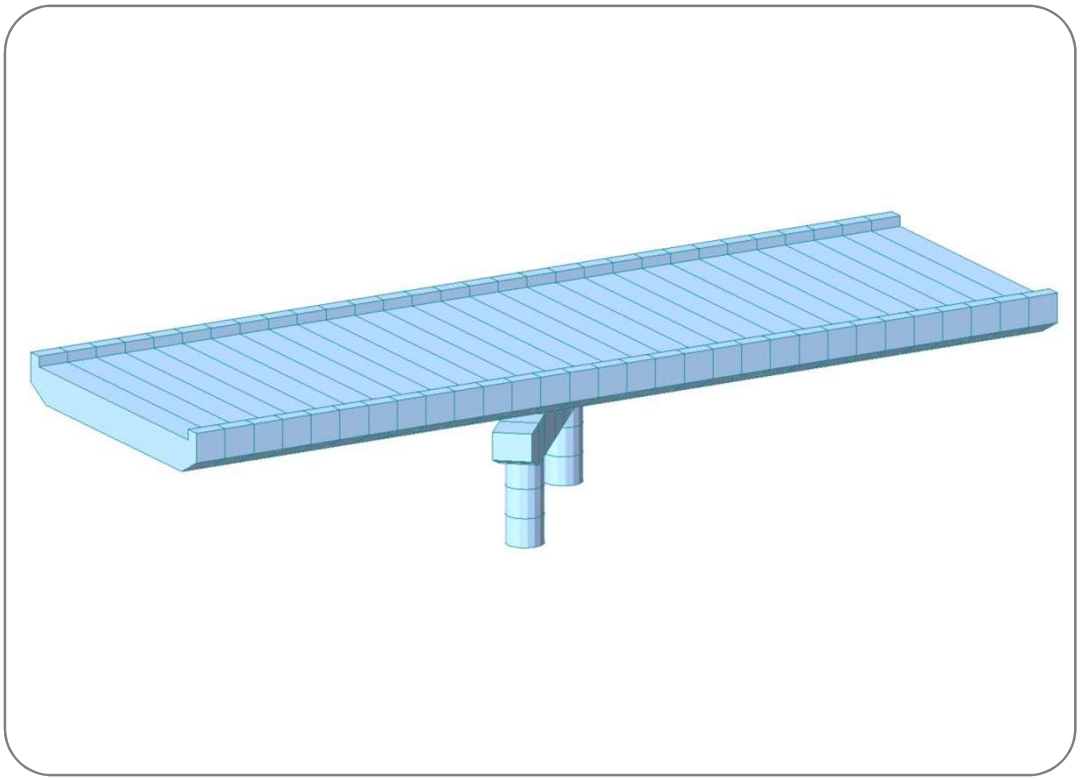
2) 현 치 부 : 12.0540 m^2 x 25.0 kN/m^3 = 301.3500 kN/ea

3) 난 간 : 1.0 kN/m x 2.0 ea = 2.0000 kN/m

2.1.2 교각 단면 특성

구 분	A (m^2)	H (m)	콘크리트 fck	철근 fy	주철근 직경	비 고
교각 P1	1.131	2.500	21 MPa	300 MPa	D 22	하단기준

2.1.3 구조해석 모델



2.1.4 자중해석에 의한 축력 산정

1) 교량 받침부 반력(교각 상부 축력)

(단위 : kN)

받침번호	A1	P1	A2				합 계
1	5.9	1,610.0	184.0				
2	1,168.1	877.0	596.3				
3	597.8	857.9	1,169.5				
4	183.5	1,614.5	6.4				
5	0.0	0.0	0.0				
6	0.0	0.0	0.0				
소 계	1,955	4,959	1,956				8,871

2) 교량 하부 축하중

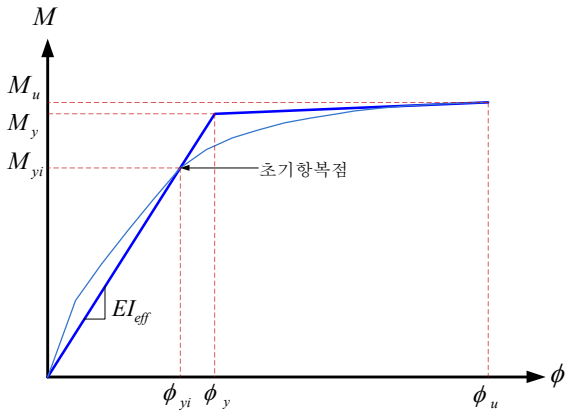
(단위 : kN)

구 분	P1-1	P1-2				비 고
교각하부	2,746.8	2,728.9				P1 선정

2.2 교각 P1 모멘트-곡률 해석

2.2.1 개요

- 교각의 단면강도, 수평변위 및 유효강성을 산정하기 위하여 단면해석프로그램인 "MIDAS civil"을 통해 앞에서 구한 축력의 효과를 고려하여 아래 그림과 같은 모멘트-곡률 관계곡선을 산정한다.



< 모멘트 - 곡률 관계 곡선 >

여기서 ..

M_{yi} : 초기항복시의 초기항복휨강도

M_y : 항복시의 항복휨강도

M_u : 극한시의 휨강도

$Ø_{yi}$: 초기항복시 곡률

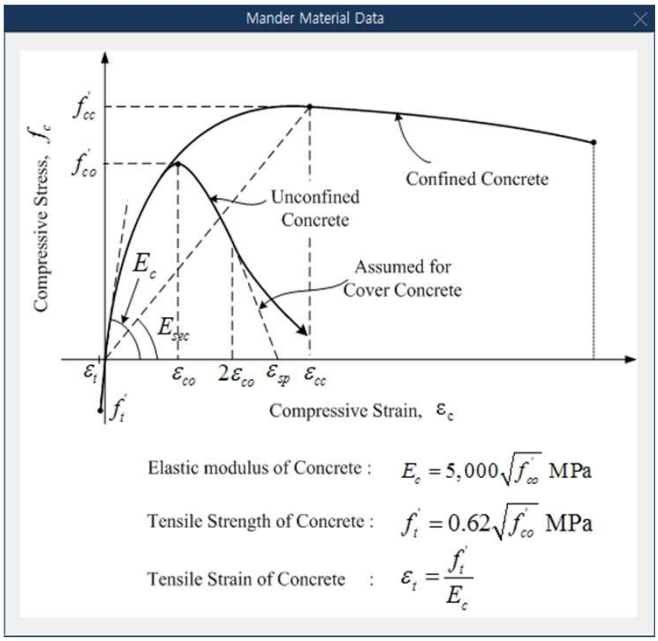
$Ø_y$: 항복시 곡률

$Ø_u$: 극한시 곡률

- 대상부재의 모멘트-곡률 관계곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선을 산정하고 초기항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형율이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다.
  단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 관계곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

2.2.2 콘크리트 모델 : Mander Concrete Model

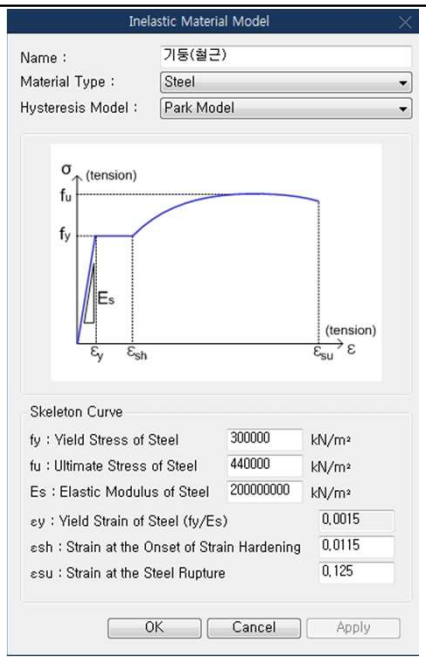
설계강도 f_{ck} (MPa)	최대압축강도 $f'_{co} = f'_{cc}$ (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_{cy} = 0.7\varepsilon_{cc}$		최대변형률 $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}$		극한변형률 ε_{cu}		탄성계수 E_c (MPa)
		교축	교직	교축	교직	교축	교직	
21	21	0.0028	0.0028	0.0040	0.0040	0.0040	0.0040	24,854



Concrete Model

2.2.3 철근모델 : Parabolic Strain Hardening Steel Model

항복강도 f_y (MPa)	극한강도 f_{su} (MPa)	항복변형률 $\varepsilon_y = f_y / E_s$	경화시변형률 ε_{sh}	극한변형률 ε_{su}	탄성계수 E_s (MPa)	비 고
300	440	0.0015	0.0115	0.1250	200,000	



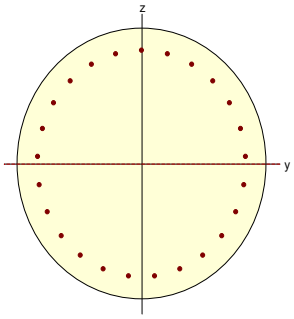
Steel Model

2.2.4 모멘트-곡률 해석 결과

1) 교축방향 해석

① 교각 하단부

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^{L} = 1,913.2	Φ_{yi}^{L} = 0.002324	
항 복 시	M_{y}^{L} = 2,361.7	Φ_{y}^{L} = 0.002868	
극 한 시	M_{u}^{L} = 2,425.4	Φ_{u}^{L} = 0.012605	



Axial Force (kN) : 2746.8

Neutral Axis Angle : 0

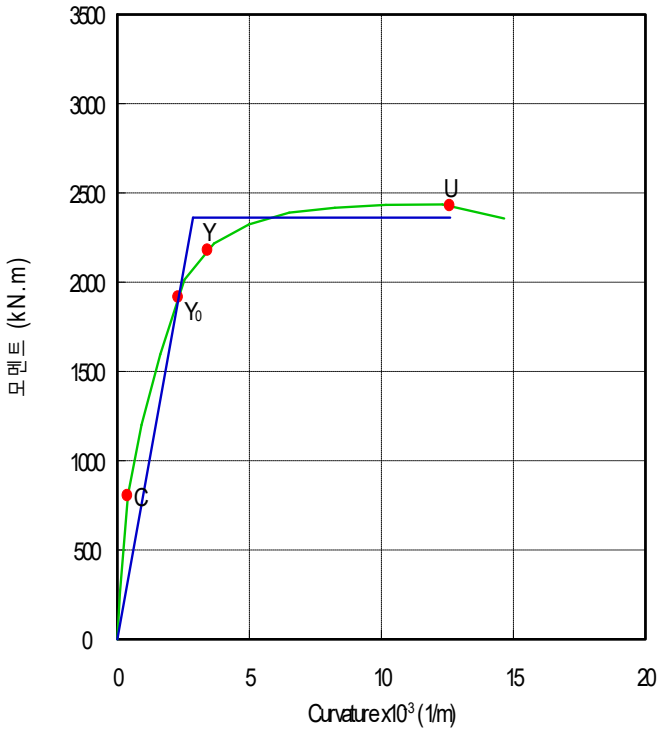
Concrete Height (m) : 1.2

Concrete Width (m) : 1.2

Concrete Area (m^2) : 1.13097

Rebar Area (m^2) : 0.0096775

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >

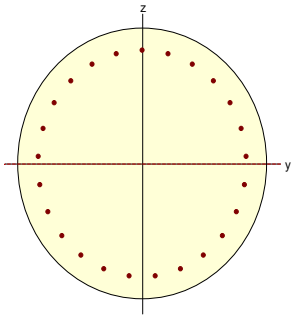


< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축방향 해석) >

2) 교축직각방향 해석

① 교각 하단부

구 분	모멘트 (kN · m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^T = 1,879.3	Φ_{yi}^T = 0.002309	
항 복 시	M_y^T = 2,359.9	Φ_y^T = 0.002899	
극 한 시	M_u^T = 2,411.9	Φ_u^T = 0.012580	



Axial Force (kN) : 2746.8

Neutral Axis Angle : 0

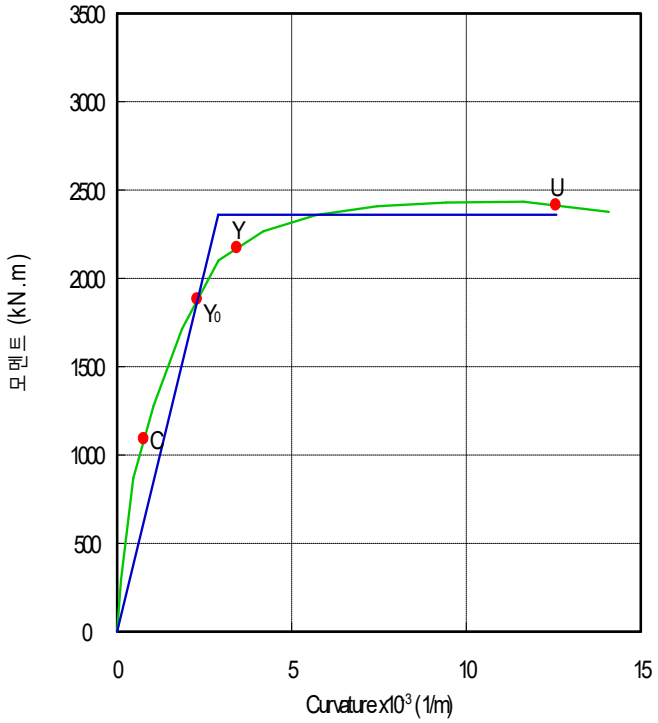
Concrete Height (m) : 1.2

Concrete Width (m) : 1.2

Concrete Area (m^2) : 1.13097

Rebar Area (m^2) : 0.0096775

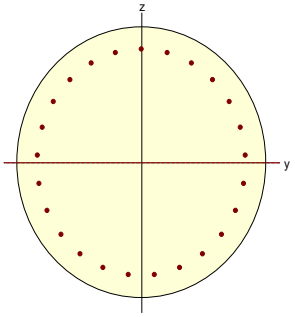
< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축직각방향 해석) >

② 교각 상단부

구 분	모멘트 (kN·m)	곡 률 (m^{-1})	비 고
초기항복시	M_{yi}^T = 1,864.63	Φ_{yi}^T = 0.002302	
항 복 시	M_y^T = 2,345.65	Φ_y^T = 0.002896	
극 한 시	M_u^T = 2,399.45	Φ_u^T = 0.012637	



Axial Force (kN) : 2700.6

Neutral Axis Angle : 90

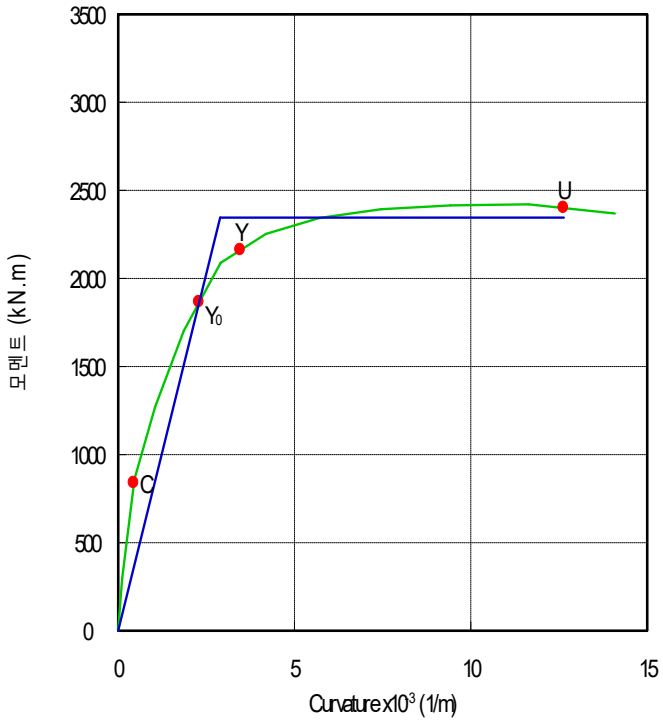
Concrete Height (m) : 1.2

Concrete Width (m) : 1.2

Concrete Area (m^2) : 1.13097

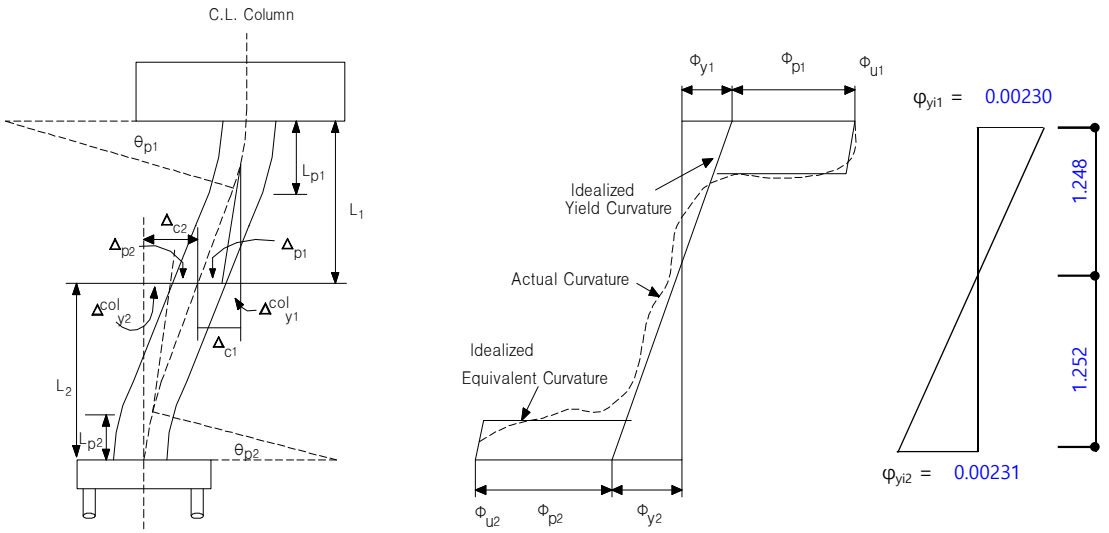
Rebar Area (m^2) : 0.0096775

< 기둥 단면 및 입력값 상세 >



< 이상화된 모멘트-곡률 곡선 (교축직각방향 해석) >

③ 교축직각방향-이중곡률 변형에 따른 모멘트 팔길이(He) 산정



< 이중곡률 변형에 따른 거동 특성 >

-. 교축직각방향 상단 He = 기둥길이(L) × φ_{yi1} / (φ_{yi1} + φ_{yi2})

= 2.500 × 0.00230 / (0.00230 + 0.00231) = 1.248 m

-. 교축직각방향 하단 He = 기둥길이(L) × φ_{yi1} / (φ_{yi1} + φ_{yi2})

= 2.500 × 0.00231 / (0.00230 + 0.00231) = 1.252 m

2.2.5 교각 기둥의 유효단면2차모멘트 산정

○ 모멘트-곡률 관계곡선의 기울기로 구한 항복유효강성값을 콘크리트 탄성계수로 나누어 구함

○ 기둥의 유효강성적용은 탄성지지력 산정시 "붕괴방지수준"에 적용

1) 교축방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{L} = \frac{M_y^{L}}{\Phi_y^{L}} = \frac{2,361.7}{0.002868 \times 1000} = 823.3 \ m^4$$

2) 교축직각방향 유효강성

$$E_c I_{eff}^{T} = \frac{M_y^{T}}{\Phi_y^{T}} = \frac{2,359.9}{0.002899 \times 1000} = 814.0 \ m^4$$

3) 유효단면2차모멘트

-. 교 축 방 향 : $I_{eff}^{L} = E_c I_{eff}^{L} / E_c =$ 0.033127 m^4 (0.32545 I_g)

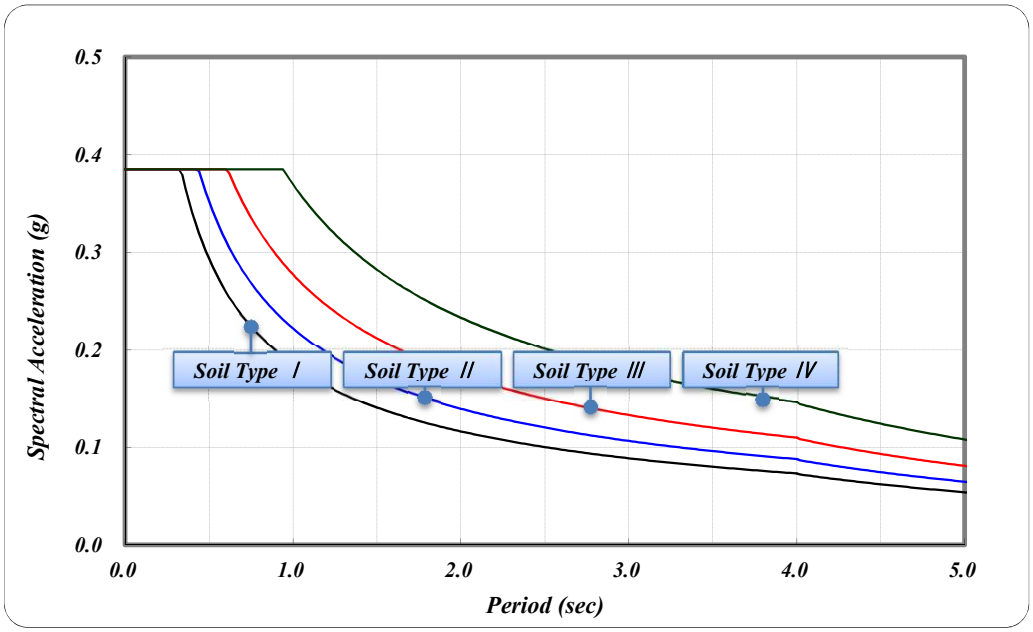
-. 교축직각방향 : $I_{eff}^{T} = E_c I_{eff}^{T} / E_c =$ 0.032749 m^4 (0.32174 I_g)

2.3 지진해석에 의한 탄성지지력 산정

○ 교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

2.3.1 입력지진하중 (평가응답스펙트럼)

- 가속도 계수 A = 0.154 g
- 지 반 계 수 S = 1.200 (지반종류 Ⅱ)

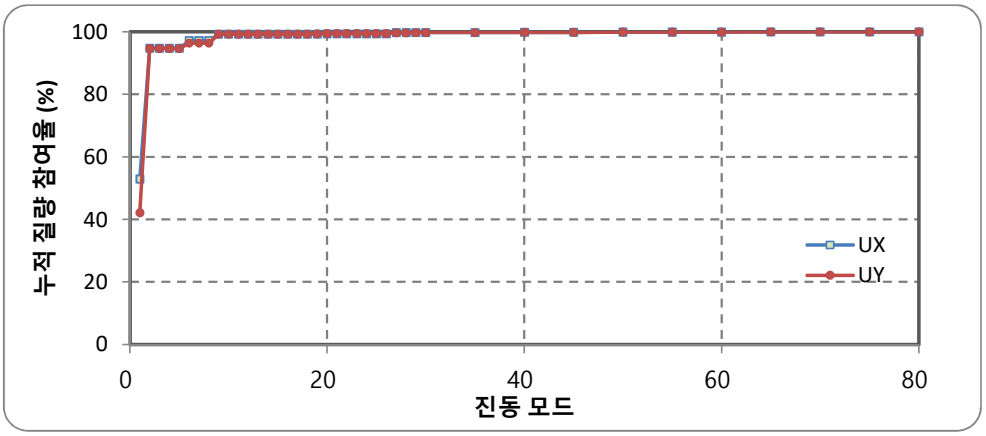


2.3.2 지진해석 결과

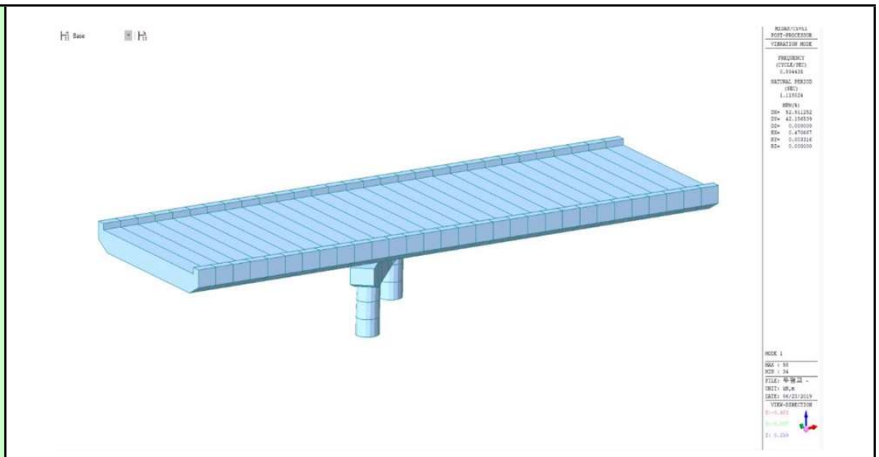
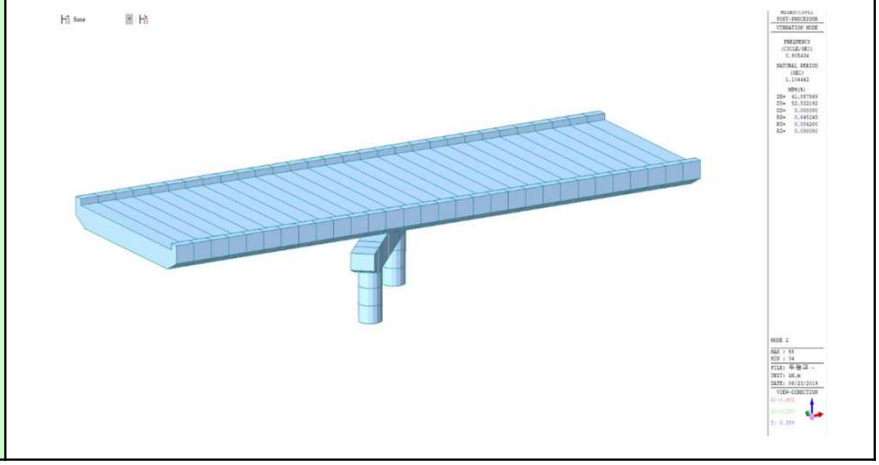
1) 고유치 해석결과 (Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (%)			CUMULATIVE SUM (%)			비 고
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	
1	1.118	52.910	42.160	0.000	52.910	42.160	0.000	교축모드
2	1.104	41.890	52.530	0.000	94.800	94.690	0.000	교직모드
3	0.740	0.000	0.000	0.000	94.800	94.690	0.000	
4	0.144	0.000	0.000	0.000	94.800	94.690	0.000	
5	0.139	0.000	0.000	87.340	94.800	94.690	87.340	
6	0.124	2.430	1.710	0.000	97.230	96.400	87.340	
7	0.066	0.000	0.000	0.010	97.230	96.400	87.350	
8	0.059	0.000	0.000	0.000	97.230	96.400	87.350	
9	0.051	2.010	2.860	0.000	99.240	99.250	87.350	
10	0.049	0.040	0.060	0.000	99.280	99.310	87.350	
11	0.036	0.000	0.000	0.000	99.280	99.310	87.350	
12	0.035	0.000	0.000	7.670	99.280	99.310	95.020	
13	0.027	0.000	0.000	0.000	99.280	99.310	95.020	
14	0.027	0.000	0.000	0.000	99.280	99.310	95.020	
15	0.021	0.000	0.000	0.050	99.280	99.310	95.070	
16	0.020	0.000	0.000	0.000	99.280	99.310	95.070	
17	0.020	0.000	0.000	0.440	99.280	99.310	95.510	
18	0.016	0.000	0.000	0.000	99.280	99.310	95.510	
19	0.016	0.010	0.010	0.000	99.280	99.320	95.510	
20	0.014	0.110	0.150	0.000	99.390	99.470	95.510	
21	0.013	0.000	0.000	2.040	99.390	99.470	97.550	
22	0.013	0.000	0.000	0.310	99.390	99.470	97.870	
23	0.013	0.000	0.000	0.100	99.390	99.470	97.970	
24	0.011	0.000	0.000	0.000	99.390	99.470	97.970	
25	0.011	0.000	0.000	0.000	99.390	99.470	97.970	
26	0.010	0.000	0.000	0.000	99.390	99.470	97.970	
27	0.009	0.310	0.220	0.000	99.700	99.680	97.970	
28	0.009	0.000	0.000	0.020	99.700	99.680	97.990	
29	0.008	0.070	0.050	0.000	99.770	99.730	97.990	
30	0.008	0.010	0.010	0.000	99.770	99.740	97.990	
35	0.007	0.000	0.000	0.000	99.770	99.740	98.220	
40	0.006	0.030	0.050	0.000	99.800	99.780	99.550	
45	0.005	0.000	0.000	0.000	99.800	99.780	99.560	
50	0.004	0.000	0.000	0.000	99.870	99.870	99.570	
55	0.003	0.000	0.000	0.000	99.870	99.870	99.580	
60	0.003	0.000	0.000	0.000	99.880	99.890	99.780	
65	0.002	0.000	0.000	0.000	100.000	100.000	99.780	
70	0.002	0.000	0.000	0.000	100.000	100.000	99.800	
75	0.001	0.000	0.000	0.030	100.000	100.000	100.000	
80	0.001	0.000	0.000	0.030	100.000	100.000	100.000	

* 유효모드 질량의 합이 전체질량의 90% 이상이 되도록 모드수를 결정하였다.



2) 주요 모드 형상 (Mode Shape)

교축방향 (T = 1.1180 sec)	
교축직각방향 (T = 1.1044 sec)	

3) 복합모드 해석결과 (D+E)

• 교축방향(X방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	63.362	570.240	-	5.440	48.950	-	교각상단 받침
P1-1	59.783	211.920	782.694	3.135	187.619	265.652	교각하단 기둥
P1-2	59.783	211.920	782.694	3.135	187.620	265.652	교각하단 기둥
A2	63.362	570.240	-	5.440	48.950	-	교각상단 받침

• 교축직각방향(Y방향) 지진하중 재하시 해석결과

구분	교축방향			교축직각방향			비 고
	교각상단	교각하단		교각상단	교각하단		
	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	변위(mm)	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	
A1	5.449	49.040	-	63.120	567.630	-	교각상단 받침
P1-1	3.016	178.201	657.973	60.453	223.599	320.608	교각하단 기둥
P1-2	3.016	178.200	657.973	60.453	223.606	320.611	교각하단 기둥
A2	5.449	49.040	-	63.120	567.630	-	교각상단 받침

• 탄성받침 1개당 최대발생력(kN)

구분	교축방향 지진하중 재하시		교축직각방향 지진하중 재하시		비 고
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	
A1	142.560	12.250	12.270	142.020	
P1-1	134.730	12.330	12.270	136.180	
A2	142.560	12.250	12.270	142.020	

• 탄성받침 1개당 최대발생변위(mm)

구분	교축방향 지진하중 재하시		교축직각방향 지진하중 재하시		비 고
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	
A1	63.362	5.440	5.449	63.120	
P1-1	59.783	3.135	3.016	60.453	
A2	63.362	5.440	5.449	63.120	

4) 교각 P1 복합모드 해석결과

부 재 력	교축방향 작용력		교축직각방향 작용력	
	$[F_E^L]_L$	$[F_E^T]_L$	$[F_E^L]_T$	$[F_E^T]_T$
기둥상단축력(kN)	2,700.597		2,700.597	
기둥하단축력(kN)	2,746.810		2,746.810	
상 단 변 위 (mm)	59.783	3.135	3.016	60.453
상단 전단력 (kN)	211.124	186.434	177.534	222.191
하단 전단력 (kN)	211.920	187.620	178.200	223.606
상단모멘트(kN · m)	429.868	202.114	361.286	236.856
하단모멘트(kN · m)	782.694	265.652	657.973	320.611

여기서, $[F_E^L]_L$, $[F_E^T]_L$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

$[F_E^L]_T$, $[F_E^T]_T$: 복합모드 해석시 교축방향 지진하중 재하시 교축 및 교축직각방향 부재력

5) 교각 P1 하중경우별 해석결과 (30% 규정 적용)

부 재 력	하중 경우 1 (Comb 1)		하중 경우 2 (Comb 2)	
	$[F_E^L]_{com\ 1}$	$[F_E^T]_{com\ 1}$	$[F_E^L]_{com\ 2}$	$[F_E^T]_{com\ 2}$
기둥상단축력(kN)	2,700.597		2,700.597	
기둥하단축력(kN)	2,746.810		2,746.810	
상 단 변 위 (mm)	60.688	21.271	20.951	61.394
상단 전단력 (kN)	264.384	253.091	240.871	278.121
하단 전단력 (kN)	265.380	254.702	241.776	279.892
상단모멘트(kN · m)	538.254	273.171	490.246	297.490
하단모멘트(kN · m)	980.086	361.835	892.781	400.307

여기서, $[F_E]_{com\ 1} = 1.0\times[F_E]_L + 0.3\times[F_E]_T$, $[F_E]_{com\ 2} = 0.3\times[F_E]_L + 1.0\times[F_E]_T$

6) 교각 P1 조합지진력

부 재 력	교축방향지진력 $[F_E^L]_{comb}$	교축직각방향지진력 $[F_E^T]_{comb}$	기 호
기둥상단축력(kN)	2,700.597	2,700.597	P
기둥하단축력(kN)	2,746.810	2,746.810	P_{bot}
상 단 변 위 (mm)	60.688	61.394	$[\Delta_E]_{comb}$
상단 전단력 (kN)	264.384	278.121	$[V_E]_{comb,Top}$
하단 전단력 (kN)	265.380	279.892	$[V_E]_{comb,Bot}$
상단모멘트(kN · m)	538.254	297.490	$[M_E]_{comb,Top}$
하단모멘트(kN · m)	980.086	400.307	$[M_E]_{comb,Bot}$

여기서, $[F_E^L]_{comb} = MAX\{ [F_E^L]_{com\ 1}, [F_E^L]_{com\ 2} \}$, $[F_E^T]_{comb} = MAX\{ [F_E^T]_{com\ 1}, [F_E^T]_{com\ 2} \}$

3. A1 ~ A2 구간 구성요소의 내진성능 평가

3.1 교각의 내진성능 평가

3.1.1 교각 P1 형식 특성값

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
교각 기둥의 거동형태	켄틸레버식	라멘식	
콘크리트 극한변형률 ε_{co}	0.0040	0.0040	
교 각 높 이 H (m)	2.500	2.500	교직-코핑제외높이
교각유효높이 He (m)	1.349 / 1.151	1.248 / 1.252	상단 He / 하단 He
진 동 주 기 (sec)	1.1180	1.1044	해석결과

3.1.2 교각 P1 의 휨성능 곡선

3.1.2.1 휨단면강도 산정

○ 단면강도는 외부에서 작용하는 수평하중에 대하여 부재가 지지할 수 있는 최대능력(강도)을 의미한다

○ 하중작용점의 높이 : 교 축 방 향 - 기둥 변곡점까지의 높이

교축직각방향 - 기둥 변곡점까지의 높이

1) 교축방향

-. 기둥하단

- $F^L_y = M^L_y / H_e{}^L$ = 2,361.71 / 1.151 = 2,051.705 kN
- $F^L_f = M^L_n / H_e{}^L$ = 2,425.44 / 1.151 = 2,107.070 kN

2) 교축직각방향

-. 기둥하단

- $F^T_y = M^T_y / H_e{}^T$ = 2,359.94 / 1.252 = 1,885.119 kN
- $F^T_f = M^T_n / H_e{}^T$ = 2,411.92 / 1.252 = 1,926.640 kN

-. 기둥상단

- $F^T_y = M^T_y / H_e{}^T$ = 2,345.65 / 1.248 = 1,879.345 kN
- $F^T_f = M^T_n / H_e{}^T$ = 2,399.45 / 1.248 = 1,922.449 kN

여기서, F^L_y, F^T_y : 교각의 항복시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

F^L_f, F^T_f : 교각의 극한상태시 교축 및 교축직각방향 휨단면강도(kN)

M^L_y, M^T_y : 교각의 항복시 항복휨모멘트(kN-m)

M^L_n, M^T_n : 교각의 극한상태시 공칭휨모멘트(kN-m)

H_e : 교각의 하중작용점 높이, m

- 교축방향 - 교각의 상단높이 적용(즉 교각높이로 적용)
- 교축직각방향 - 질량중심을 고려한 값 적용.

3.1.2.2 교각의 휨성능 곡선

○ 교각의 항복 및 극한시 변위는 비선형해석 또는 단면해석을 통하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 단, Caltrans에서는 하중단계에 따른 곡률분포를 등가소성힌지길이의 중심으로 한 2개의 직선으로 이상화하여 간략하게 평가할 수 있도록 하였다.

○ 소성변형과 관련 변수들의 기하학적인 특성을 이용하면 다음과 같은 관계를 구할 수 있다.

1) 교 축 방 향 - 기둥하단

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^L = \dfrac{\varnothing_y^L \, H_e^2}{3} = \dfrac{0.002868 \times 1.151^2}{3} = 0.001267$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^L = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} = 0.08 \times 1.151 + 0.022 \times 300 \times 0.0222 = 0.239$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0222 = 0.293$ m

- $\theta_p^L = (\varnothing_U - \varnothing_y) L_p^L = (0.012605 - 0.002868) \times 0.293 = 0.002853$

- $\Delta_p^L = (M_u^L / M_y^L - 1) \cdot \Delta_y^L + \theta_p^L (H_e^L - L_p^L / 2)$

  $= \left(\dfrac{2,425}{2,362} - 1 \right) \times 0.001267 + 0.002853 \times \left(1.151 - \dfrac{0.239}{2} \right)$

  $= 0.00298$ m

여기서, L_p : 등가소성힌지길이(m) θ_p : 소성회전각

f_y : 축방향철근 항복강도(MPa) d_{bl} : 교각 기둥의 축방향철근 직경(mm)

③ 극한변위(Δ_u)

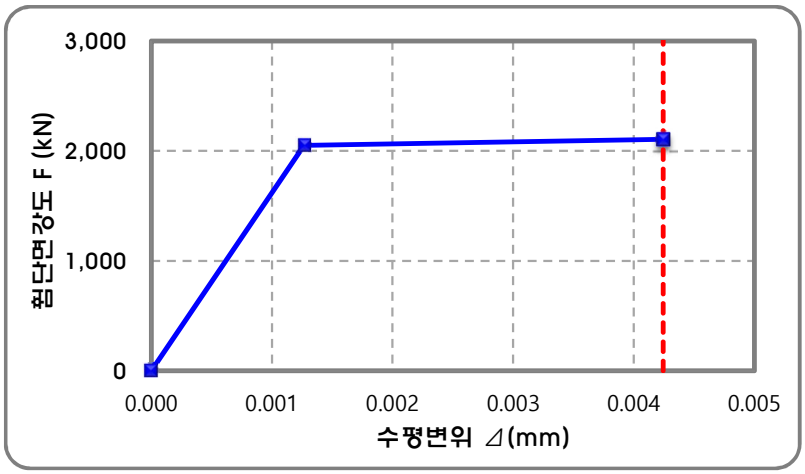
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.001267 + 0.002978 = 0.004245$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu^L{}_{\Delta c} = \dfrac{\Delta_u^L}{\Delta_y^L} = \dfrac{0.004245}{0.001267} = 3.351$ (제한없음)

  $= \mathbf{3.351}$

⑤ 휨성능 곡선



3) 교축직각방향 - 기둥하단

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^T = \dfrac{\varnothing_y^T \, H_e^2}{3} = \dfrac{0.002899 \times 1.252^2}{3} = 0.001515$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^T = 0.08 \, H_e + 0.022 \, f_y \, d_{bl} = 0.08 \times 1.252 + 0.022 \times 300 \times 0.0222 = 0.247$ m

  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0222 = 0.293$ m
- $\theta_p^T = (\varnothing_U - \varnothing_y) \, L_p^T = (0.012580 - 0.002899) \times 0.293 = 0.002837$
- $\Delta_p^T = (M^T_u / M^T_y - 1) \cdot \Delta^T_y + \theta_p^T (H^T_e - L^T_p / 2)$

  $= \left(\dfrac{2,412}{2,360} - 1 \right) \times 0.001515 + 0.002837 \times \left(1.252 - \dfrac{0.247}{2} \right)$

  $= 0.00323$ m

③ 극한변위(Δ_u)

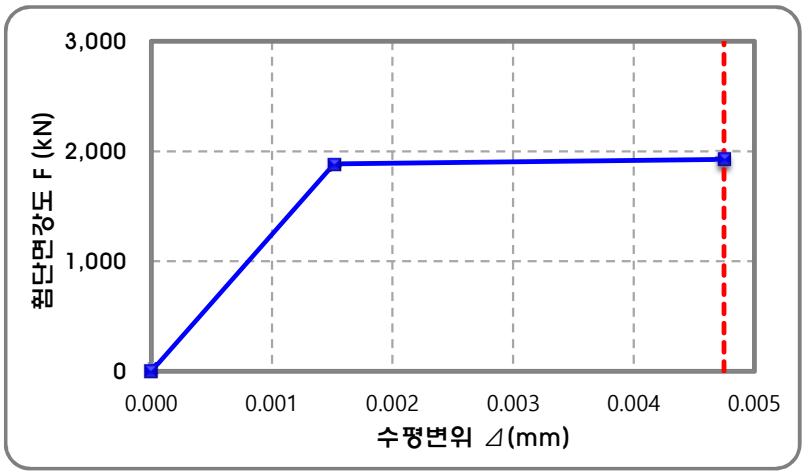
- $\Delta_u^L = \Delta_y^L + \Delta_p^L = 0.001515 + 0.003235 = 0.004750$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu^T_{\Delta c} = \dfrac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \dfrac{0.004750}{0.001515} = 3.136$ (제한없음)

  $= \mathbf{3.136}$

⑤ 휨성능 곡선



4) 교축직각방향 - 기둥상단

① 항복변위 (Δ_y)

- $\Delta_y^T = \dfrac{\varnothing_y^T \, H_e^2}{3} = \dfrac{0.002896 \times 1.248^2}{3} = 0.001504$ m

② 소성변위(Δ_p)

- $L_p^T = 0.08 \, H_e + 0.022 \, f_y \, d_{bl} = 0.08 \times 1.248 + 0.022 \times 300 \times 0.0222 = 0.246$ m
  $\geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.044 \times 300 \times 0.0222 = 0.293$ m
- $\theta_p^T = (\varnothing_U - \varnothing_y) \, L_p^T = (0.012637 - 0.002896) \times 0.293 = 0.002855$
- $\Delta_p^T = (M^T_u / M^T_y - 1) \cdot \Delta^T_y + \theta_p^T (H^T_e - L^T_p / 2)$

  $= \left(\dfrac{2,399}{2,346} - 1 \right) \times 0.001504 + 0.002855 \times \left(1.248 - \dfrac{0.246}{2} \right)$

  $= 0.00325$ m

③ 극한변위(Δ_u)

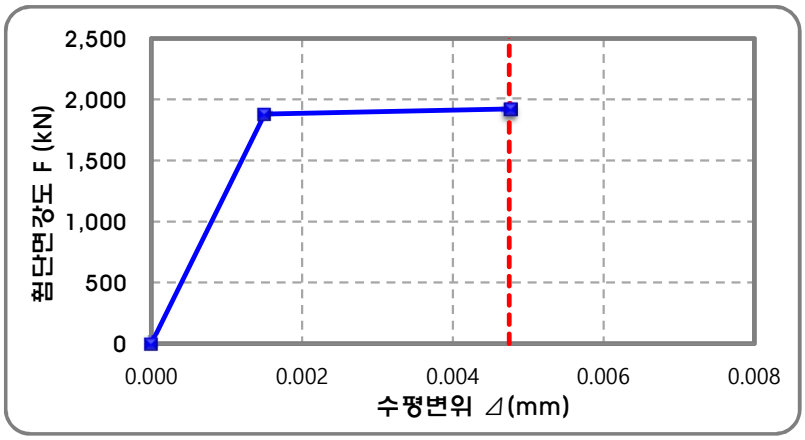
- $\Delta_u^T = \Delta_y^T + \Delta_p^T = 0.001504 + 0.003246 = 0.004749$ m

④ 공급연성도($\mu_{\Delta c}$)

- 공급변위연성도 $\mu^T_{\Delta c} = \dfrac{\Delta_u^T}{\Delta_y^T} = \dfrac{0.004749}{0.001504} = 3.158$ (제한없음)

  $= 3.158$

⑤ 휨성능 곡선



3.1.3 교각 P1 의 전단성능 곡선

1) 교축방향 - 기둥하단

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \le 2.0$ 인 경우

  V_c = k √(f_{ck}) A_e = 0.300 × √(21) × 0.905 = 1,243.9 kN

  Δ = μ_Δ · Δ_y = 2.0 × 0.001267 = 0.002534 m

  여기서, A_e : 유효 단면적 = 0.905 m^2 (Ae = 0.8×Agross)

  k = 0.300 (k = 0.3 - 0.1 ($\mu\Delta$ - 2), 단 $\mu\Delta \le 2.0$ 이면 k = 0.3)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \ge 5.0$ 인 경우

  V_c = k √(f_{ck}) A_e = 0.000 × √(21) × 0.905 = 0.0 kN

  Δ = μ_Δ · Δ_y = 5.0 × 0.001267 = 0.006335 m

  여기서, k = 0.000 (k = 0.3 - 0.1 ($\mu\Delta$ - 2), 단 $\mu\Delta \le 2.0$ 이면 k = 0.3)

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

- V_s = (π Av_1 fy D' / 2S) + (Av_2 fy D' / S)

  $$= \frac{\pi \times 286.5 \times 300 \times 1.041}{2 \times 250} + \frac{0.0 \times 300 \times 1.041}{250} = 562.3 \text{ kN}$$

  여기서, A_{v1} = 286.5 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 Hoop철근의 단면적) => (D19×1ea)

  A_{v2} = 0.0 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 내부구속철근 단면적)

  D' = D(기둥폭) - 2c(피복) + 축방향철근직경 + 횡방향철근직경

  = 1,200 - 2 × 100 + 22.2 + 19.1 = 1041.3 mm (횡철근 중심간 거리)

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

- $V_p = 0.15 \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{2{,}700.6 \times 1.200}{1.151} = 422.3$ kN

  여기서, P = 2,700.6 kN (구조해석에서 산정된 최소 계수축력)

  h = 1.200 m (=D) L_s = 1.151 m (=He)

④ 교각의 전단강도(V_n)

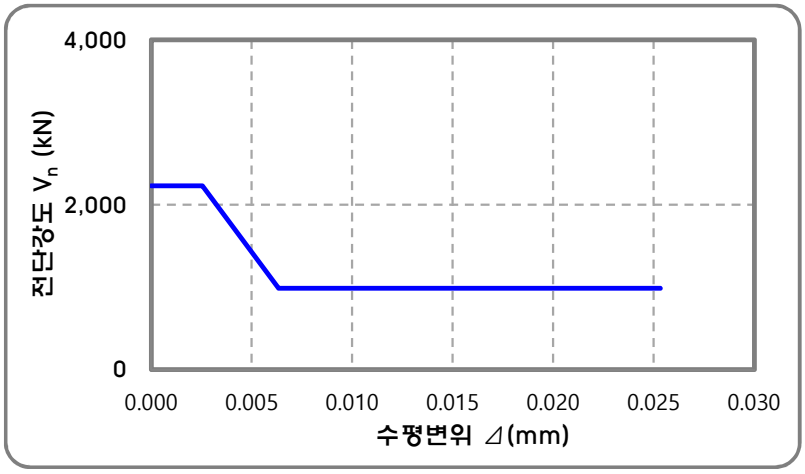
- μ_Δ = 2.0 인 경우

  V_n = V_c + V_s + V_p = 1,243.9 + 562.3 + 422.3 = 2,228.5 kN

- μ_Δ = 5.0 인 경우

  V_n = V_c + V_s + V_p = 0.0 + 562.3 + 422.3 = 984.6 kN

⑤ 전단성능 곡선



3) 교축직각방향 - 기둥하단

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우

  V_c = k √(f_{ck}) A_e = 0.300 × √(21) × 0.905 = 1,243.9 kN

  Δ = μ_Δ · Δ_y = 2.0 × 0.001515 = 0.003029 m

  여기서, A_e : 유효 단면적 = 0.905 m^2 (Ae = 0.8×Agross)

  k = 0.300 (k = 0.3 - 0.1 ($\mu\Delta$ - 2), 단 $\mu\Delta \leq 2.0$ 이면 k = 0.3)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \geq 5.0$ 인 경우

  V_c = k √(f_{ck}) A_e = 0.000 × √(21) × 0.905 = 0.0 kN

  Δ = μ_Δ · Δ_y = 5.0 × 0.001515 = 0.007573 m

  여기서, k = 0.000 (k = 0.3 - 0.1 ($\mu\Delta$ - 2), 단 $\mu\Delta \leq 2.0$ 이면 k = 0.3)

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

- V_s = (0.5π Av_1 fy D' / S) + (Av_2 fy D' / S)

  $$= \frac{0.5\pi \times 286.5 \times 300 \times 1.041}{250} + \frac{0.0 \times 300 \times 1.041}{250} = 562.3 \text{ kN}$$

  여기서, A_{v1} = 286.5 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 Hoop철근의 단면적) => (D19×1ea)

  A_{v2} = 0.0 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 내부구속철근 단면적)

  D' = D(기둥폭) - 2c(피복) + 축방향철근직경 + 횡방향철근직경

  = 1,200 - 2 × 100 + 22.2 + 19.1 = 1041.3 mm (횡철근 중심간 거리)

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

- $$V_p = 0.15 \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{2{,}700.6 \times 1.200}{1.252} = 388.3 \text{ kN}$$

여기서, P = 2,700.6 kN (구조해석에서 산정된 최소 계수축력)

h = 1.200 m (=D) L_s = 1.252 m (=He)

④ 교각의 전단강도(V_n)

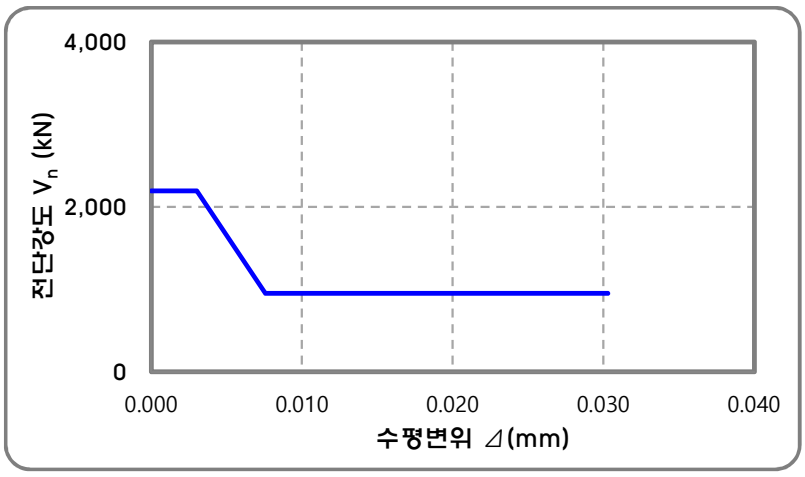
- μ_Δ = 2.0 인 경우

$V_n = V_c + V_s + V_p$ = 1,243.9 + 562.3 + 388.3 = 2,194.5 kN

- μ_Δ = 5.0 인 경우

$V_n = V_c + V_s + V_p$ = 0.0 + 562.3 + 388.3 = 950.6 kN

⑤ 전단성능 곡선



4) 교축직각방향 - 기둥상단

① 콘크리트가 부담하는 전단강도 (V_c)

- 변위연성도 $\mu_\Delta \le 2.0$ 인 경우

$V_c = k\sqrt{(f_{ck})}\,A_e$ = 0.300 × √(21) × 0.905 = 1,243.9 kN

$\Delta = \mu_\Delta \cdot \Delta_y$ = 2.0 × 0.001504 = 0.003007 m

- 변위연성도 $\mu_\Delta \ge 5.0$ 인 경우

$V_c = k\sqrt{(f_{ck})}\,A_e$ = 0.000 × √(21) × 0.905 = 0.0 kN

$\Delta = \mu_\Delta \cdot \Delta_y$ = 5.0 × 0.001504 = 0.007518 m

② 전단철근이 부담하는 전단강도(V_s)

- $V_s = (0.5\pi\, A_{v1}\, fy\, D' / S) + (A_{v2}\, fy\, D' / S)$

$$= \frac{0.5\pi \times 286.5 \times 300 \times 1.041}{250} + \frac{0.0 \times 300 \times 1.041}{250} = 562.3 \text{ kN}$$

여기서, A_{v1} = 286.5 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 Hoop철근의 단면적) => (D19×1ea)

A_{v2} = 0.0 mm^2 (전단력 작용 방향의 횡방향 내부구속철근 단면적) => (D16×0ea)

D' = D(기둥폭) - 2c(피복) + 축방향철근직경 + 횡방향철근직경

= 1,200 - 2 × 100 + 22.2 + 19.1 = 1041.3 mm (횡철근 중심간 거리)

③ 축력에 의한 전단강도(V_p)

- $V_p = 0.15 \frac{P \cdot h}{L_s} = 0.15 \times \frac{2{,}700.6 \times 1.200}{1.248} =$ 389.5 kN

여기서, P = 2,700.597 kN (구조해석에서 산정된 최소 계수축력)

h = 1.200 m (=D) L_s = 1.248 m (=He)

④ 교각의 전단강도(V_n)

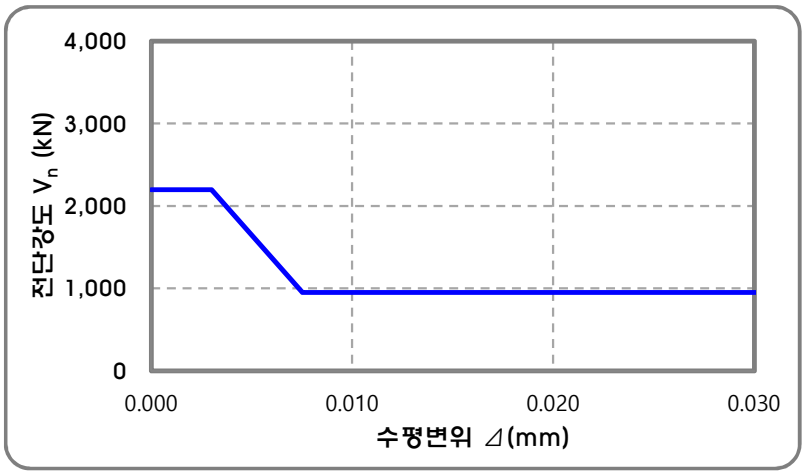
- μ_Δ = 2.0 인 경우

$V_n = V_c + V_s + V_p$ = 1,243.9 + 562.3 + 389.5 = 2,195.7 kN

- μ_Δ = 5.0 인 경우

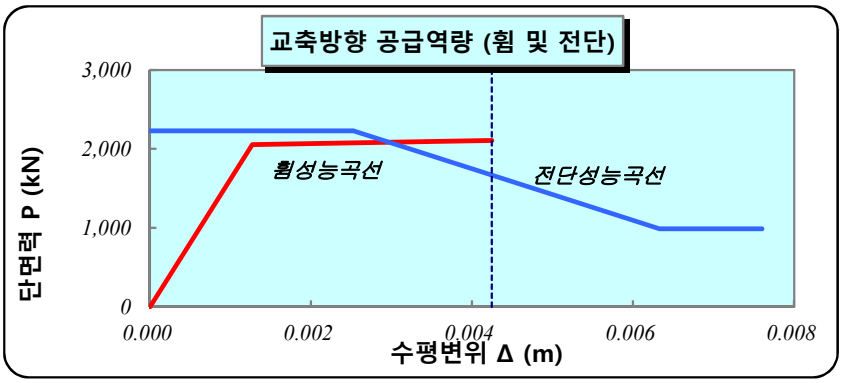
$V_n = V_c + V_s + V_p$ = 0.0 + 562.3 + 389.5 = 951.8 kN

⑤ 전단성능 곡선

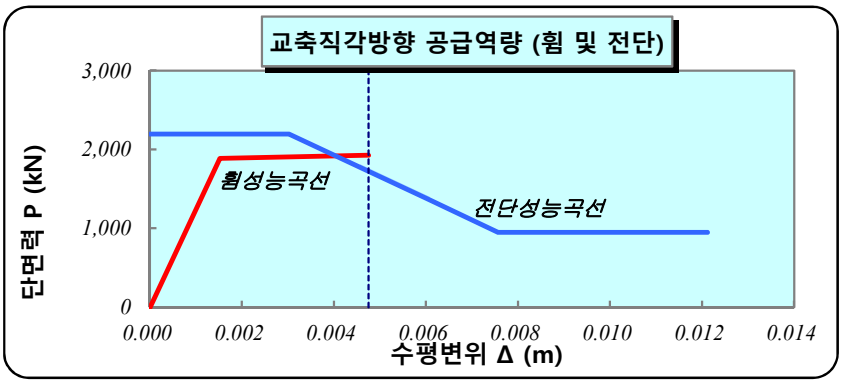


3.1.4 교각 P1 의 파괴모드 결정

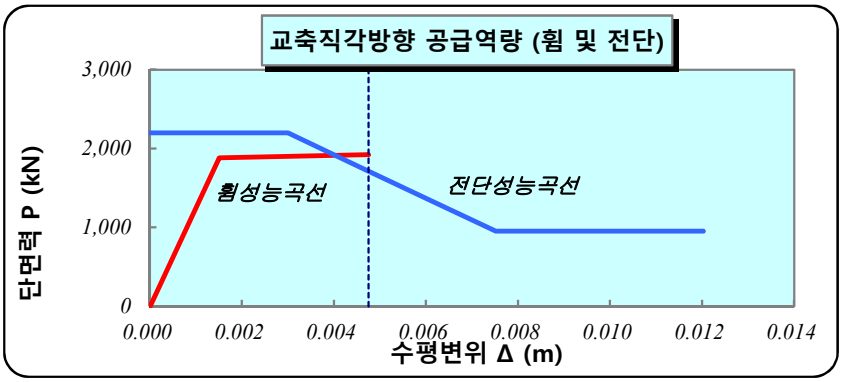
1) 교 축 방 향 - 기둥하단 : **휨-전단 파괴모드**



3) 교축직각방향 - 기둥하단 : **휨-전단 파괴모드**



4) 교축직각방향 - 기둥상단 : **휨-전단 파괴모드**



5) 교각의 파괴모드

⇒ 교각 P1의 교축방향은 휨항복 후 연성파괴 이전에 전단파괴가 발생하는 휨-전단파괴 모드로 지배되며,
교축직각방향도 휨항복 후 연성파괴 이전에 전단파괴가 발생하는 '휨-전단파괴 모드'로 지배된다.

3.1.5 교각 P1 의 내진성능 평가

○ 설계응답스펙트럼의 통제주기

구 분	지 반 종 류				비 고
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	
Ts	0.3300	0.4400	0.6100	0.9400	도로교설계기준 2004
1.25 Ts	0.4125	0.5500	0.7625	1.1750	

1) 교축방향 (기둥하단) : 휨-전단 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P \cdot \Delta_E$ = 980.1 + 2,700.6 × 0.0303 = 1,062.0 kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 1,062.0 kN · m
- M_y = 2,398.3 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = 1.000 ∴ **탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, λ_{DR} = 1
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_S}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_S}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 1.1180 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가

- 공 급 역 량 : $\mu^L_{\Delta C}$ = 3.351
- 소 요 역 량 : $\mu^L_{\Delta d}$ = 1.000
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^L_{\Delta C}}{\mu^L_{\Delta d}} = \frac{3.351}{1.000}$ = 3.351 ≥ 1.0 ∴ 0.K

(4) 전단소요역량 산정

- $F^L_{pd} = V^L_{E,comb}$ = 265.4 kN

(5) 전단 내진성능평가

- 공 급 역 량 : F^L_C = 2,083.5 kN
- 소 요 역 량 : F^L_d = 265.4 kN
- 내진성능평가 : $\frac{F^L_C}{F^L_d} = \frac{2,083.5}{265.4}$ = 7.851 ≥ 1.0 ∴ 0.K

3) 교축직각방향 (기둥하단) : 휨-전단 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P \cdot \Delta_E$ = 400.3 + 2,700.6 × 0.0307 = **483.2** kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 483.2 kN · m
- M_y = 2,400.5 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = **1.000** ∴ **탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_s}$
- 교각1의 지반종류는 **Ⅱ** , 주기(T)는 **1.1044** 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = **1.000**

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가

- 공 급 역 량 : $\mu^L_{\Delta C}$ = 3.136
- 소 요 역 량 : $\mu^L_{\Delta d}$ = 1.000
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^L_{\Delta C}}{\mu^L_{\Delta d}} = \frac{3.136}{1.000}$ = 3.136 ≥ 1.0 **∴ O.K**

(4) 전단소요역량 산정

- $F^T_{pd} = V^T_{E,comb}$ = **279.9** kN

(5) 전단 내진성능평가

- 공 급 역 량 : F^L_C = **1,917.5** kN
- 소 요 역 량 : F^L_d = 279.9 kN
- 내진성능평가 : $\frac{F^L_C}{F^L_d} = \frac{1,917.5}{279.9}$ = 6.851 ≥ 1.0 **∴ O.K**

4) 교축직각방향 (기둥상단) : 휨-전단 파괴모드

(1) P-Δ 효과를 고려한 탄성지진모멘트 $M_{E,pd}$ (소요역량)

- $M_{E,pd} = M_E + P \cdot \Delta_E$ = 297.5 + 2,700.6 × 0.0307 = **380.4** kN · m

(2) 단면강도비 R_S

- $M_{E,pd}$ = 380.4 kN · m
- M_y = 2,387.6 kN · m
- $M_y \geq M_{E,pd}$ 이므로, R_S = **1.000** ∴ **탄성영역에서 거동**

(3) 소요변위연성도-단면강도비 상관계수 λ_{DR}

- T ≥ 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = 1$
- T < 1.25 Ts 일때, $\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_S}\right)\frac{1.25Ts}{T} + \frac{1}{R_S}$
- 교각1의 지반종류는 Ⅱ , 주기(T)는 1.1044 초 ≥ 1.25Ts (= 0.5500) ∴ λ_{DR} = 1.000

(4) 소요변위연성도 $\mu_{\Delta d}$

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

(5) 내진성능평가

- 공 급 역 량 : $\mu^L_{\Delta C} = 3.158$
- 소 요 역 량 : $\mu^L_{\Delta d} = 1.000$
- 내진성능평가 : $\frac{\mu^L_{\Delta C}}{\mu^L_{\Delta d}} = \frac{3.158}{1.000} = 3.158 \geq 1.0$ ∴ O.K

(4) 전단소요역량 산정

- $F^T_{pd} = V^T_{E,comb} = 1,697.0$ kN

(5) 전단 내진성능평가

- 공 급 역 량 : $F^L_C = 1,912.9$ kN
- 소 요 역 량 : $F^L_d = 1,697.0$ kN
- 내진성능평가 : $\frac{F^L_C}{F^L_d} = \frac{1,912.9}{1,697.0} = 1.127 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2 교량 받침의 내진성능 평가

3.2.1 교각 P1 받침평가 (최대 지진력 발생 교각부)

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.1.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 162.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 162.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 162.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 162.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MIN [F^L_n, $[V^L_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) / 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [2,107.1 , 264.4] × 2 / 4 = 132.2 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MIN [F^T_n, $[V^T_E]_{comb,Top}$] × 기둥수(n_C) 지진방향에 저항하는 받침개수(n_B)
  = MIN [1,926.6 , 278.1] × 2 / 4 = 139.1 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{162.0}{132.2} = 1.225 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{162.0}{139.1} = 1.165 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 72.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 72.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
전단변위 (mm)	60.69	21.27	20.95	61.39

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [60.69 , 20.95] = 60.69 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [21.27 , 61.39] = 61.39 mm

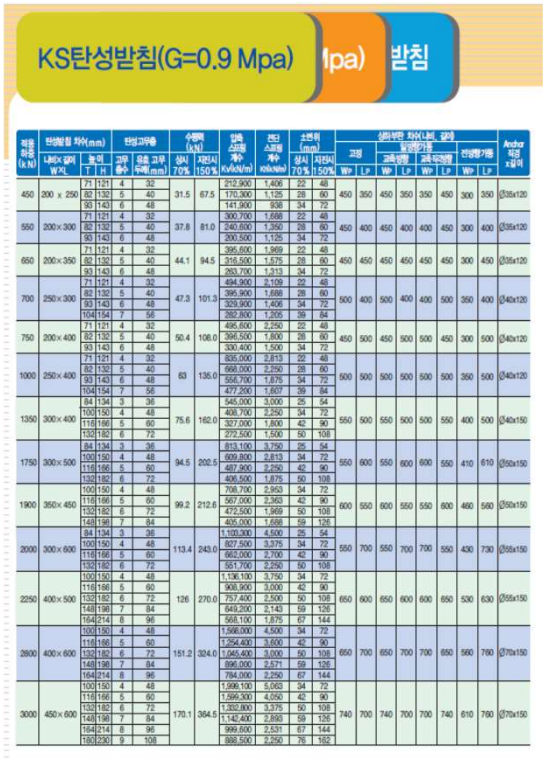
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{72.00}{60.69} = 1.186 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{72.00}{61.39} = 1.173 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.1.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격



적용하중 (kN)	받침평면 치수(mm) 내부× 길이 W×L	높이 T	판형고무층 고무층수	고무층 두께(mm)	수평력 (kN) 상시 70%	지진시 150%	압축 스프링 계수 KN/m(N/m)	전단 스프링 계수 KN/m(N/m)	스트로크 (mm) 상시 70%	지진시 150%	상하부판 치수(내부 결정) 고정 Wp	Lp	활동가능 고측방향 Wp	Lp	교축직각방향 Wp	Lp	전방향가동 Wp	Lp	Anchor 직경 x길이
450	200 x 250	71	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	350	450	300	350	Ø35x120
		82	5	40			170,300	1,125	28	60									
		93	6	48			141,900	938	34	72									
550	200×300	71	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	400	450	300	400	Ø35x120
		82	5	40			240,500	1,350	28	60									
		93	6	48			200,500	1,125	34	72									
650	200×350	71	4	32	44.1	94.5	395,800	1,969	22	48	450	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120
		82	5	40			316,500	1,575	28	60									
		93	6	48			263,700	1,313	34	72									
700	250×300	71	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	400	500	350	400	Ø40x120
		82	5	40			395,900	1,688	28	60									
		93	6	48			329,900	1,406	34	72									
		104	7	56			282,800	1,205	39	84									
750	200×400	71	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120
		82	5	40			396,500	1,800	28	60									
		93	6	48			330,400	1,500	34	72									
1000	250×400	71	4	32	63	135.0	635,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		82	5	40			508,000	2,250	28	60									
		93	6	48			423,200	1,875	34	72									
		104	7	56			477,200	1,607	39	84									
1350	300×400	84	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	500	550	400	500	Ø40x150
		100	4	48			408,700	2,250	34	72									
		116	5	60			327,000	1,800	42	90									
		132	6	72			272,500	1,500	50	108									
1750	300×500	84	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100	4	48			609,800	2,813	34	72									
		116	5	60			487,900	2,250	42	90									
		132	6	72			406,500	1,875	50	108									
1900	350×450	100	4	48	99.2	212.6	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150
		116	5	60			567,000	2,363	42	90									
		132	6	72			472,500	1,969	50	108									
		148	7	84			405,000	1,688	59	126									
2000	300×600	84	3	36	113.4	243.0	1,120,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150
		100	4	48			827,500	3,375	34	72									
		116	5	60			662,000	2,700	42	90									
		132	6	72			551,700	2,250	50	108									
2250	400×500	100	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150
		116	5	60			908,900	3,000	42	90									
		132	6	72			757,400	2,500	50	108									
		148	7	84			649,200	2,143	59	126									
		164	8	96			568,100	1,875	67	144									
2800	400×600	100	4	48	151.2	324.0	1,566,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150
		116	5	60			1,254,400	3,600	42	90									
		132	6	72			1,045,400	3,000	50	108									
		148	7	84			896,000	2,571	59	126									
		164	8	96			784,000	2,250	67	144									
3000	450×600	100	4	48	170.1	364.5	1,996,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150
		116	5	60			1,599,300	4,050	42	90									
		132	6	72			1,332,800	3,375	50	108									
		148	7	84			1,142,400	2,893	59	126									
		164	8	96			999,600	2,531	67	144									
		180	9	108			888,500	2,250	76	162									

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 150 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AS,D} = \frac{F^{L}_{B,D}}{n^{L}_{B}} = \frac{132.2}{1} = 132.2$ kN
- 교축직각방향 $F^{T}_{AS,D} = \frac{F^{T}_{B,D}}{n^{T}_{B}} = \frac{139.1}{1} = 139.1$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F^{L}_{AS,D}} = \frac{434.3}{132.2} = 3.285 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F^{T}_{AS,D}} = \frac{434.3}{139.1} = 3.123 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)

○ $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b$

여기서, A_{Vc} : 단일앵커 또는 앵커그룹의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vc} = [\ 1.5 \cdot C_{a1} + \sum S_i + 1.5 \cdot C_{a1}\ ] \times 1.5 C_{a1}$ ($C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$, $h_a \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우)

A_{Vco} : 연단거리 또는 부재두께에 제한을 받지 않는 단일앵커의 전단력 방향 자유단면에 형성되는 전단파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Vco} = 4.5 \cdot C^2_{a1}$

$\varphi_{ed,V}$: 연단거리 영향에 대한 전단강도 수정계수

$C_{a2} \geq 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 1.0$

$C_{a2} < 1.5 \cdot C_{a1}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3\ (\ C_{a2} / 1.5 C_{a1}\ )$

$\varphi_{c,V}$: 콘크리트 균열 및 보조철근 유무에 따른 전단강도 수정계수

비균열 콘크리트 또는 보조철근과 100mm이하 간격의 스터럽 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.4$

균열콘크리트 : 보조철근 사용시 $\varphi_{c,V} = 1.2$, 보조철근 미사용시 $\varphi_{c,V} = 1.0$

V_b : 균열 콘크리트에서 전단을 받는 단일 앵커의 기본 콘크리트파괴강도, N

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

$V_b = 0.7\ (\ l_e / d_o\ )^{0.2}\ \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ ($d_0 \geq 10$㎜, 헤드스터드, 헤드볼트, 갈고리볼트)

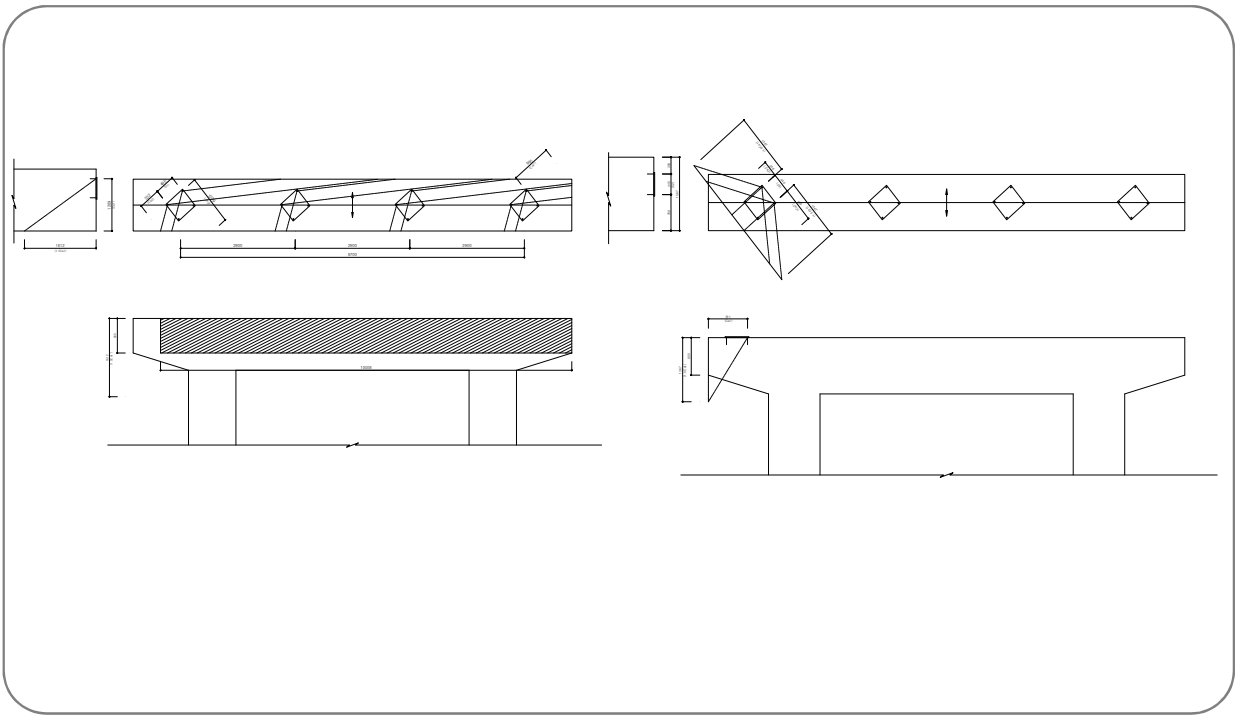
C_{a1} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

C_{a2} : 앵커볼트 중심에서 하중 작용 직각방향으로 콘크리트 표면까지의 수직거리, ㎜

S_1 : 하중 작용 직각방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

S_2 : 하중 작용 방향으로 배열된 앵커볼트 중심간 거리, ㎜

h_a : 앵커가 정착되는 기초(코핑)콘크리트 두께, ㎜



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 – 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (532 + 8,881 + 995) × 800 = 8,326,400 mm^2

  여기서, C_{a1} = 1,209 mm , C_{a1}' = 1,209 mm

  C_{a21} = 532 mm , C_{a22} = 995 mm , H = 150 mm

  $\sum S_i$ = 8,881 mm , S_{max} = 2,900 mm , h_a = 800 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 1,209 ^{2} = 6,577,565 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 6,577,565 = 13,155,129 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{8,326,400}{6,577,565} \times 0.788 \times 1.00 \times 952 = 949.9$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.788 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 952 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [150 , 320] = 150 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 150 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (769 + 440 + 358) × 800 = 1,253,600 mm^2

  여기서, C_{a1} = 911 mm , C_{a1}' = 911 mm

  C_{a21} = 769 mm , C_{a22} = 358 mm , H = 150 mm

  $\sum S_i$ = 440 mm , S_{max} = 440 mm , h_a = 800 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 911 ^{2} = 3,734,645 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 3,734,645 = 7,469,289 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{1,253,600}{3,734,645} \times 0.779 \times 1.00 \times 623 = 162.8$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.779 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 623 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [150 , 320] = 150 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 150 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 0.5C_{a1} 과 0.3C_{a2} 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as}$ = n_{as}·$Ø_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 9339.1 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as}$ = n_{as}·$Ø_v$·A_s·f_y = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [(2×0.5C_{a1} + $\sum S_i$) , (0.3C_{a21} + $\sum S_i$ + 0.3C_{a22})] = 778.1 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , $V^L_{s,as}$) = MAX (949.9 , 0.0) = 949.9 kN

-. 교축직각방향 : V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , $V^T_{s,as}$) = MAX (162.8 , 0.0) = 162.8 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AC,D} = F^{L}_{AS,D} \times n^{L}_{B} = 132.2 \times 4 = 528.8$ kN ($n^{L}_{B} = 4$)
- 교축직각방향 $F^{T}_{AC,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} = 139.1 \times 1 = 139.1$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^{L}_{cbg}}{F^{L}_{AC,D}} = \frac{949.9}{528.8} = 1.796 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cbg}}{F^{T}_{AC,D}} = \frac{162.8}{139.1} = 1.171 \geq 1.0$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)

○ $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg}$

여기서, k_{cp} : 콘크리트 프라이아웃 강도 계수

$h_{ef} < 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 1.0$

$h_{ef} \geq 65mm$ 인 경우 : $k_{cp} = 2.0$

N_{cbg} : 인장을 받는 앵커그룹의 콘크리트 파괴강도, N

○ $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$

여기서, A_{Nc} : 인장강도 산정을 위한 단일앵커 또는 앵커그룹의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nc} = [2\times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_1] \times [2 \times 1.5 \cdot h_{ef} + \sum S_2]$ ($C_{a1} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$, $C_{a2} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우)

A_{Nco} : 연단거리 또는 간격에 제한을 받지 않는 경우에 인장강도 산정을 위한 단일앵커의 콘크리트 파괴면 투영면적, ㎟

$A_{Nco} = 9 \cdot h^{2}_{ef}$

$\varphi_{ed,N}$: 연단거리 영향에 대한 인장강도 수정계수

$C_{a,min} \geq 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,N} = 1.0$

$C_{a,min} < 1.5 \cdot h_{ef}$ 인 경우, $\varphi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 (C_{a,min} / 1.5 h_{ef})$

$\varphi_{c,N}$: 균열유무에 따른 인장강도 수정계수 (균열제어 철근 배근시 비균열 콘크리트로 간주)

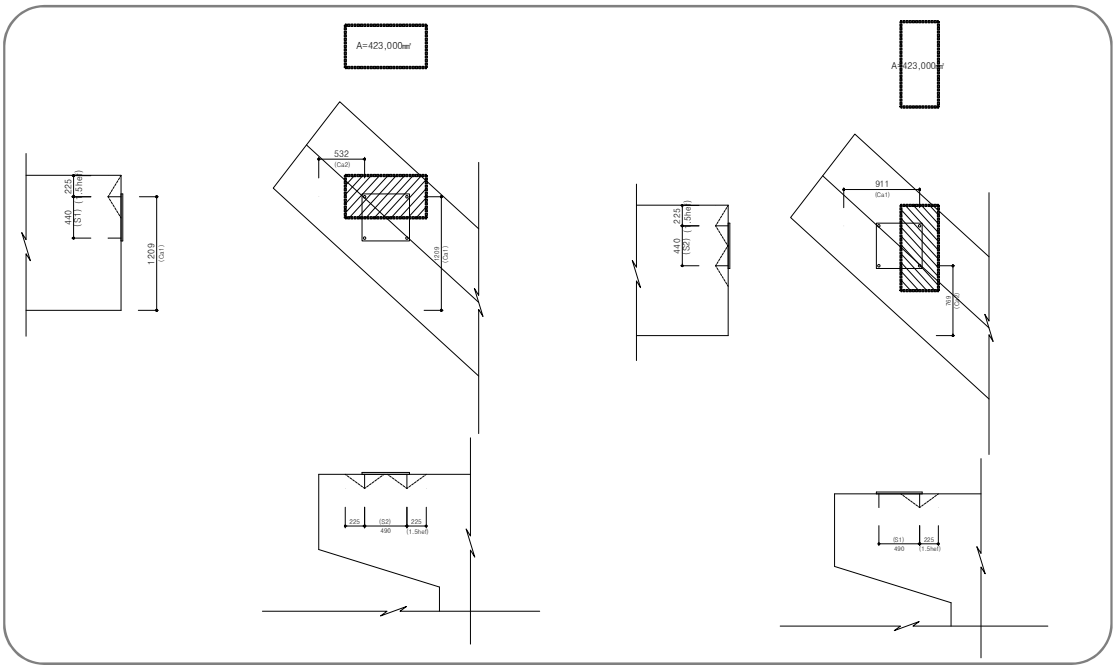
비균열 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.25$: 선설치 앵커, $\varphi_{c,N} = 1.40$: 후설치 앵커

균열(폭 0.3mm초과) 콘크리트의 경우, $\varphi_{c,N} = 1.0$

N_b : 인장력을 받는 단일앵커의 기본 콘크리트 파괴강도, N

$N_b = k_c \sqrt{fck} \cdot h^{1.5}_{ef}$ ($k_c = 10$: 선설치앵커, $k_c = 7$: 후설치앵커)

$N_b = 3.9 \sqrt{fck} \cdot h^{5/3}_{ef}$ ($280 \leq h_{ef} \leq 635$㎜ 인 헤드스터드와 헤드볼트)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , $S > 1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , $S=1.5h_{ef}'$)

  = 423,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 1,209 mm , C_{a12} = 1,209 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 532 mm , C_{a22} = 995 mm , $\sum S_2$ = 490 mm

  h_{ef} = 150 mm , h_{ef}' = 150.0 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 150.0^{\ 2} =$ 202,500.0 mm^2

∴ $A_{Nc} \geq n\cdot A_{Nco} = 2 \times 202,500.0 =$ 405,000.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{405,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.00 \times 58.9 =$ 117.9 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  $N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 150.0^{1.5} =$ 58.9 kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 117.9 =$ 235.7 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , $S > 1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , $S=1.5h_{ef}'$)

  = 423,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 911 mm , C_{a12} = 911 mm , $\sum S_1$ = 490 mm

  C_{a21} = 769 mm , C_{a22} = 358 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 150 mm , h_{ef}' = 150 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 150.0^{\ 2} =$ 202,500.0 mm^2

∴ $A_{Nc} \geq n\cdot A_{Nco} = 2 \times 202,500.0 =$ 405,000.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{405,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.00 \times 58.9 = 117.9$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 150.0^{1.5} = 58.9$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 117.9 = 235.7$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX(V^L_{cpg}, V^L_{s,at}) = MAX(235.7, 0.0) = 235.7$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX(V^T_{cpg}, V^T_{s,at}) = MAX(235.7, 0.0) = 235.7$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 132.2 \times 1 = 132.2$ kN (n^L_B = 1)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 139.1 \times 1 = 139.1$ kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{235.7}{132.2} = 1.783 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{235.7}{139.1} = 1.695 \geq 1.0$ ∴ O.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	132.2	O.K 3.285	434.3	139.1	O.K 3.123
콘크리트전단파괴	949.9	528.8	O.K 1.796	162.8	139.1	O.K 1.171
프라이아웃 파괴	235.7	132.2	O.K 1.783	235.7	139.1	O.K 1.695

3.2.2 교대 A1 받침평가

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.2.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 162.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 162.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 162.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 162.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	146.24	54.86	55.04	145.70

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [146.2 , 55.0] = 146.2 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [54.9 , 145.7] = 145.7 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{162.0}{146.2} = 1.108 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{162.0}{145.7} = 1.112 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.2.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 72.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 72.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	65.00	24.38	24.46	64.75

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [65.00 , 24.46] = 65.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [24.38 , 64.75] = 64.75 mm

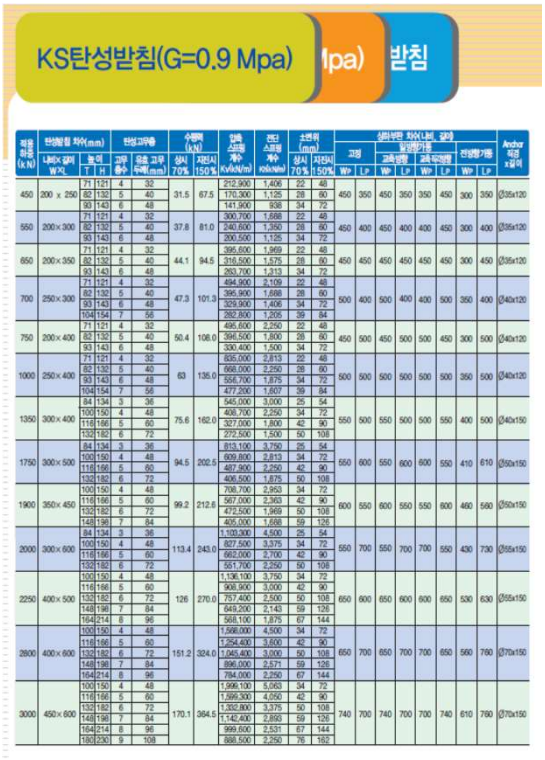
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{72.00}{65.00} = 1.108 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{72.00}{64.75} = 1.112 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.2.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격



적용하중 (kN)	반력철판 치수(mm) 너비×길이 W×L	높이 T	H	고무층수 n	외측 고무두께(mm)	수평력 (kN) 상시 70%	지진시 150%	압축 스프링 계수 KN/m	전단 스프링 계수 KN/m/m	소변위 (mm) 상시 70%	지진시 150%	설치부판 치수(너비, 길이) 고정 W≥	L≥	일방향가동 교축방향 W≥	L≥	교축직각방향 W≥	L≥	전방향가동 W≥	L≥	Anchor 체결 수량×직경
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	350	450	300	350	Ø35x120
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60									
		93	143	6	48			141,900	938	34	72									
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	400	450	300	400	Ø35x120
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60									
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72									
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120
		82	132	5	40			316,500	1,575	28	60									
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72									
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	400	500	350	400	Ø40x120
		82	132	5	40			395,900	1,688	28	60									
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72									
		104	154	7	56			282,800	1,205	39	84									
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	495,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120
		82	132	5	40			396,500	1,800	28	60									
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72									
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	635,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120
		82	132	5	40			508,000	2,250	28	60									
		93	143	6	48			556,700	1,875	34	72									
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84									
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	500	550	400	500	Ø40x150
		100	150	4	48			408,700	2,250	34	72									
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90									
		132	182	6	72			272,500	1,500	50	108									
1750	300×500	84	134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150
		100	150	4	48			609,800	2,813	34	72									
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90									
		132	182	6	72			406,500	1,875	50	108									
1900	350×450	100	150	4	48	99.2	212.8	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150
		116	166	5	60			567,000	2,363	42	90									
		132	182	6	72			472,500	1,969	50	108									
		148	198	7	84			405,000	1,688	59	126									
2000	300×600	84	134	3	36	113.4	243.0	1,120,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	700	Ø55x150
		100	150	4	48			827,500	3,375	34	72									
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90									
		132	182	6	72			551,700	2,250	50	108									
2250	400×500	100	150	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150
		116	166	5	60			908,900	3,000	42	90									
		132	182	6	72			757,400	2,500	50	108									
		148	198	7	84			649,200	2,143	59	126									
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144									
2800	400×600	100	150	4	48	151.2	324.0	1,568,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,254,400	3,600	42	90									
		132	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108									
		148	198	7	84			896,000	2,571	59	126									
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144									
3000	450×600	100	150	4	48	170.1	364.5	1,996,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150
		116	166	5	60			1,596,300	4,050	42	90									
		132	182	6	72			1,330,800	3,375	50	108									
		148	198	7	84			1,142,400	2,893	59	126									
		164	214	8	96			999,500	2,531	67	144									
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	152									

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 150 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

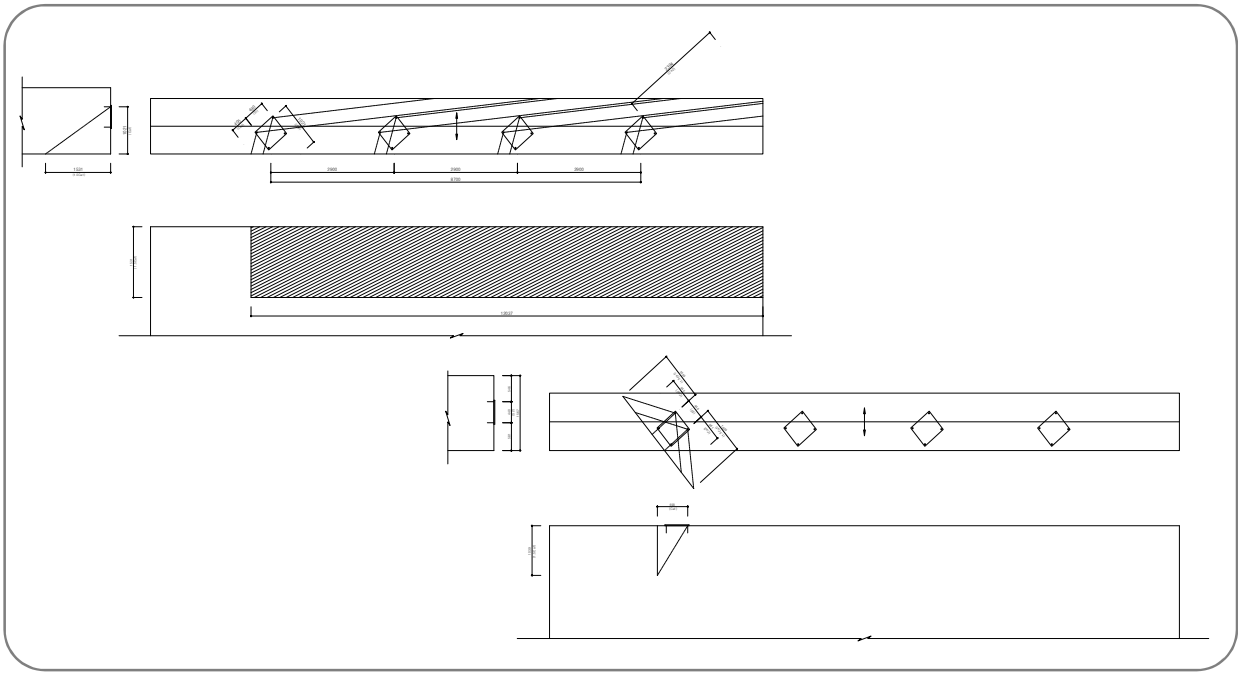
- 교축방향 $F_{AS,D}^{L} = \frac{F_{B,D}^{L}}{n_{B}^{T}} = \frac{146.2}{1} = 146.2$ kN
- 교축직각방향 $F_{AS,D}^{T} = \frac{F_{B,D}^{T}}{n_{B}^{T}} = \frac{145.7}{1} = 145.7$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F_{AS,D}^{L}} = \frac{434.3}{146.2} = 2.970 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F_{AS,D}^{T}} = \frac{434.3}{145.7} = 2.981 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (405 + 9,238 + 2,394) × 1,532 = 18,434,666 mm^2

  여기서, C_{a1} = 1,021 mm , C_{a1}' = 1,021 mm

  C_{a21} = 405 mm , C_{a22} = 2,394 mm

  $\sum S_i$ = 9,238 mm , S_{max} = 2,900 mm , h_a = 3,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 1,021 ^{2} = 4,690,985 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 4,690,985 = 9,381,969 mm^2

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{9,381,969}{4,690,985} \times 0.779 \times 1.00 \times 739 = 1,151.8$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.779 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  V_b = 0.6 (l_e / d_o)$^{0.2}$ $\sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5}$ / 1000 = 739 kN

  l_e = MIN [h_{ef}, 8d_0] = MIN [150 , 320] = 150 mm

  d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 150 mm

○ 교축직각방향

- A_{Vc} = [C_{a21} + $\sum S_i$ + C_{a22}']× h_a (단, C_{a21} 및 C_{a22} ≤ 1.5·C_{a1}' , h_a ≤ 1.5·C_{a1}' 적용)

  = (581 + 440 + 545) × 1,040 = 1,627,857 mm^2

  여기서, C_{a1} = 693 mm , C_{a1}' = 693 mm

  C_{a21} = 581 mm , C_{a22} = 545 mm , H = 150 mm

  $\sum S_i$ = 440 mm , S_{max} = 440 mm , h_a = 3,000 mm

- A_{Vco} = 4.5 (C_{a1}')^2 = 4.5 × 693 ^{2} = 2,161,121 mm^2

∴ A_{Vc} < n·A_{Vco} = 2 × 2,161,121 = 4,322,241 mm^2

• $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{1,627,857}{2,161,121} \times 0.857 \times 1.00 \times 413 = 266.8$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.857 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 413$ kN

l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [150 , 320] = 150 mm

d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 150 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 각방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 10077.7 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y$ = 0 × 1.00 × 0.0 × 300 = 0.0 kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 777.8 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , V^L_{s,as})$ = MAX (1,151.8 , 0.0) = 1,151.8 kN

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , V^T_{s,as})$ = MAX (266.8 , 0.0) = 266.8 kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

• 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B$ = 146.2 × 4 = 585.0 kN (n^T_B = 4)

• 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B$ = 145.7 × 1 = 145.7 kN (n^T_B = 1)

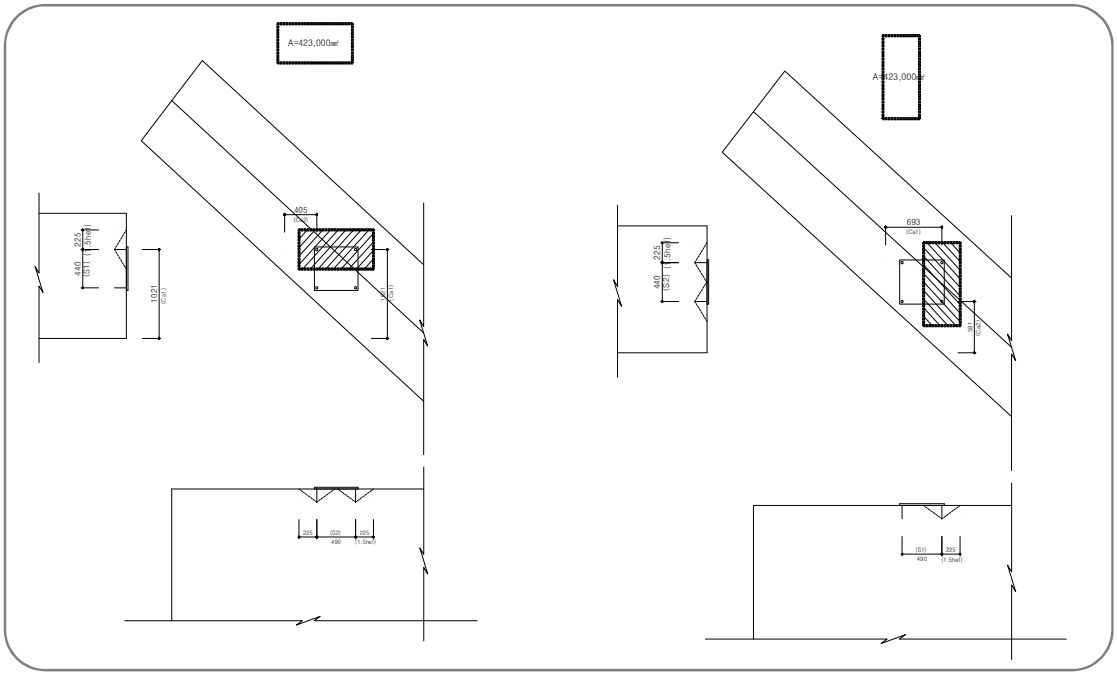
③ 평가

• 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{1,151.8}{585.0} = 1.969 \geq 1.00$ ∴ O.K

• 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{266.8}{145.7} = 1.832 \geq 1.00$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 423,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 1,021 mm , C_{a12} = 1,021 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 405 mm , C_{a22} = 2,394 mm , $\sum S_2$ = 490 mm

  h_{ef} = 150 mm , h_{ef}' = 150 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9\cdot h_{ef}^2$ = 9 × 150.0 ^{2} = 202,500 mm^2

- ∴ $A_{Nc} \geq n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 202,500.0 = 405,000.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{405,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.00 \times 58.9 = 117.9$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 7.0 × √ 21 × 150.0 $^{1.5}$ = 58.9 kN

- V_{cpg} = $k_{cp}\cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 117.9 = 235.7 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 423,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 693 mm , C_{a12} = 693 mm , $\sum S_1$ = 490 mm

  C_{a21} = 581 mm , C_{a22} = 545 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 150 mm h_{ef}' = 150 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 150.0^{2} = 202,500 \ mm^2$
- $\therefore A_{Nc} \geq n \cdot A_{Nco} = 2 \times 202,500.0 = 405,000.0 \ mm^2$ (ANc≤ANco 제한)
- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{405,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.00 \times 58.9 = 117.9$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  $N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 150.0^{1.5} = 58.9$ kN
- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 117.9 = 235.7$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^{L}_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^{T}_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX (V^{L}_{cpg} , V^{L}_{s,at}) = MAX (235.7 , 0.0) = 235.7$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX (V^{T}_{cpg} , V^{T}_{s,at}) = MAX (235.7 , 0.0) = 235.7$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^{L}_{AP,D} = F^{L}_{AS,D} \times n^{L}_{B} = 146.2 \times 1 = 146.2$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)
- 교축직각방향 $F^{T}_{AP,D} = F^{T}_{AS,D} \times n^{T}_{B} = 145.7 \times 1 = 145.7$ kN ($n^{T}_{B} = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^{L}_{cpg}}{F^{L}_{AP,D}} = \frac{235.7}{146.2} = 1.612 \geq 1.00$ ∴ 0.K
- 교축직각방향 $\frac{V^{T}_{cpg}}{F^{T}_{AP,D}} = \frac{235.7}{145.7} = 1.618 \geq 1.00$ ∴ 0.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	146.2	0.K 2.970	434.3	145.7	0.K 2.981
콘크리트전단파괴	1,151.8	585.0	0.K 1.969	266.8	145.7	0.K 1.832
프라이아웃 파괴	235.7	146.2	0.K 1.612	235.7	145.7	0.K 1.618

3.2.3 교대 A2 받침평가

○ 받침부 평가지진력은 교각의 단면강도와 교각 받침 전단력 중 작은값으로 한다.

3.2.3.1 받침본체 (탄성받침) - 횡방향 저항력

1) 받침 1기당 횡방향 저항용량 f_B

- 교축방향 f^L_B = 162.0 kN
- 교축직각방향 f^T_B = 162.0 kN

2) 공급역량 : 횡방향 저항용량 $F_{B,C}$

○ 횡방향 저항용량 = 받침 1기당 횡방향 저항용량(f_B)

- 교축방향 $F^L_{B,C}$ = 162.0 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,C}$ = 162.0 kN

3) 소요역량 : 받침부 평가지진력 $F_{B,D}$

○ 받침부 평가 지진력 = MAX [교축 및 교축직각방향 지진하중 작용시 받침1기당 발생조합지진력]

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
FORCE (kN)	146.24	54.86	55.04	145.70

- 교축방향 $F^L_{B,D}$ = MAX [$F^L_{B.D,comb1}$, $F^L_{B.D,comb2}$] = MAX [146.2 , 55.0] = 146.2 kN
- 교축직각방향 $F^T_{B,D}$ = MAX [$F^T_{B.D,comb1}$, $F^T_{B.D,comb2}$] = MAX [54.9 , 145.7] = 145.7 kN

4) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{F^L_{B,C}}{F^L_{B,D}} = \frac{162.0}{146.2} = 1.108 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{F^T_{B,C}}{F^T_{B,D}} = \frac{162.0}{145.7} = 1.112 \geq 1.0$ ∴ O.K

3.2.3.2 받침 본체 - 변위

1) 공급역량 : 받침부 허용변위 ($\delta_{B,C}$) = 받침 1기당 수평방향 허용전단변위

- 교축방향 $\delta^L_{B,C}$ = 72.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,C}$ = 72.00 mm

2) 소요역량 : 받침부 발생 전단변위

구 분	교축방향 작용력(Comb1)		교축직각방향 작용력(Comb2)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
전단변위 (mm)	65.00	24.38	24.46	64.75

- 교축방향 $\delta^L_{B,D}$ = MAX [$\delta^L_{B.D,comb1}$, $\delta^L_{B.D,comb2}$] = MAX [65.00 , 24.46] = 65.00 mm
- 교축직각방향 $\delta^T_{B,D}$ = MAX [$\delta^T_{B.D,comb1}$, $\delta^T_{B.D,comb2}$] = MAX [24.38 , 64.75] = 64.75 mm

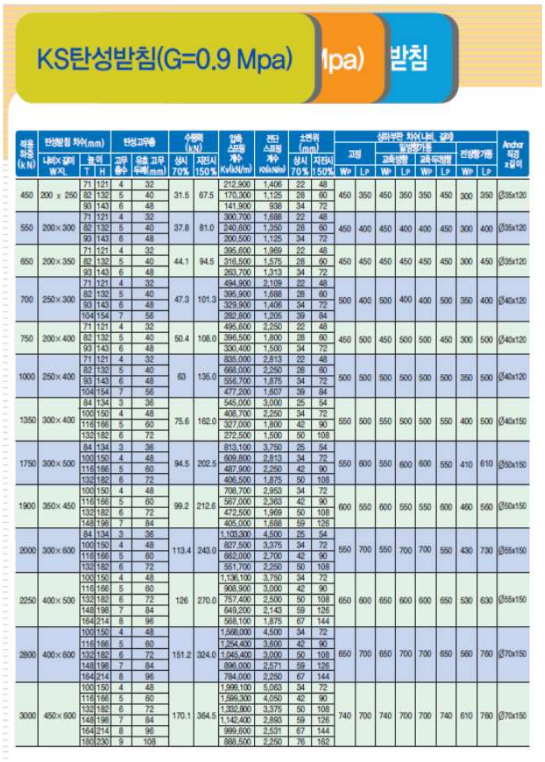
3) 내진성능 평가

- 교축방향 $\frac{\delta^L_{B,C}}{\delta^L_{B,D}} = \frac{72.00}{65.00} = 1.108 > 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{\delta^T_{B,C}}{\delta^T_{B,D}} = \frac{72.00}{64.75} = 1.112 > 1.0$ ∴ O.K

3.2.3.2 앵커 볼트

1) 받침 관련 제원 및 재료 특성 (받침 카달로그 참조)

① 본체 규격



제품 호칭 (kN)	탄성받침 치수(mm)			탄성고무층		수평력 (kN)		압축 스프링 계수	전단 스프링 계수	스프링 (mm)		상하부판 치수(너비, 길이)									Anchor 직경 x길이
	너비×길이 W×L	높이 T	H	고무 층수	유효 고무두께(mm)	상시 70%	지진시 150%	Kv(kN/m)	Kh(kN/m)	상시 70%	지진시 150%	고정		일방향가동				전방향가동			
														고측방향		교축방향					
												Wy	Lp	Wy	Lp	Wx	Lp	Wx	Lp		
450	200 x 250	71	121	4	32	31.5	67.5	212,900	1,406	22	48	450	350	450	350	450	350	450	300	350	Ø35x120
		82	132	5	40			170,300	1,125	28	60										
		93	143	6	48			141,900	936	34	72										
550	200×300	71	121	4	32	37.8	81.0	300,700	1,688	22	48	450	400	450	400	400	400	450	300	400	Ø35x120
		82	132	5	40			240,600	1,350	28	60										
		93	143	6	48			200,500	1,125	34	72										
650	200×350	71	121	4	32	44.1	94.5	395,600	1,969	22	48	450	450	450	450	450	450	450	300	450	Ø35x120
		82	132	5	40			316,500	1,575	28	60										
		93	143	6	48			263,700	1,313	34	72										
700	250×300	71	121	4	32	47.3	101.3	494,900	2,109	22	48	500	400	500	400	400	500	350	400	Ø40x120	
		82	132	5	40			395,900	1,688	28	60										
		93	143	6	48			329,900	1,406	34	72										
		104	154	7	56			282,800	1,205	39	84										
750	200×400	71	121	4	32	50.4	108.0	496,600	2,250	22	48	450	500	450	500	500	450	300	500	Ø40x120	
		82	132	5	40			396,500	1,800	28	60										
		93	143	6	48			330,400	1,500	34	72										
1000	250×400	71	121	4	32	63	135.0	835,000	2,813	22	48	500	500	500	500	500	500	350	500	Ø40x120	
		82	132	5	40			668,000	2,250	28	60										
		93	143	6	48			556,700	1,875	34	72										
		104	154	7	56			477,200	1,607	39	84										
1350	300×400	84	134	3	36	75.6	162.0	545,000	3,000	25	54	550	500	550	500	500	550	400	500	Ø40x150	
		100	150	4	48			408,700	2,250	34	72										
		116	166	5	60			327,000	1,800	42	90										
		132	182	6	72			272,500	1,500	50	108										
1750	300×500	84	134	3	36	94.5	202.5	813,100	3,750	25	54	550	600	550	600	600	550	410	610	Ø50x150	
		100	150	4	48			609,800	2,813	34	72										
		116	166	5	60			487,900	2,250	42	90										
		132	182	6	72			406,500	1,875	50	108										
1900	350×450	100	150	4	48	99.2	212.6	708,700	2,953	34	72	600	550	600	550	550	600	460	560	Ø50x150	
		116	166	5	60			567,000	2,363	42	90										
		132	182	6	72			472,500	1,969	50	108										
		148	198	7	84			405,000	1,688	59	126										
2000	300×600	84	134	3	36	113.4	243.0	1,103,300	4,500	25	54	550	700	550	700	700	550	430	730	Ø55x150	
		100	150	4	48			827,500	3,375	34	72										
		116	166	5	60			662,000	2,700	42	90										
		132	182	6	72			551,700	2,250	50	108										
2250	400×500	100	150	4	48	126	270.0	1,136,100	3,750	34	72	650	600	650	600	600	650	530	630	Ø55x150	
		116	166	5	60			908,900	3,000	42	90										
		132	182	6	72			757,400	2,500	50	108										
		148	198	7	84			649,200	2,143	59	126										
		164	214	8	96			568,100	1,875	67	144										
2800	400×600	100	150	4	48	151.2	324.0	1,568,000	4,500	34	72	650	700	650	700	700	650	560	760	Ø70x150	
		116	166	5	60			1,254,400	3,600	42	90										
		132	182	6	72			1,045,400	3,000	50	108										
		148	198	7	84			896,000	2,571	59	126										
		164	214	8	96			784,000	2,250	67	144										
3000	450×600	100	150	4	48	170.1	364.5	1,996,100	5,063	34	72	740	700	740	700	700	740	610	760	Ø70x150	
		116	166	5	60			1,596,900	4,050	42	90										
		132	182	6	72			1,330,800	3,375	50	108										
		148	198	7	84			1,142,400	2,893	59	126										
		164	214	8	96			999,600	2,531	67	144										
		180	230	9	108			888,500	2,250	76	162										

② 콘크리트 설계기준 강도 f_{ck} = 21 MPa

③ 앵커의 유효단면적 A_{se} = 452.4 mm^2 (앵커볼트 직경 적용)

④ 앵커의 인장강도 f_{uta} = 400 MPa

⑤ 앵커의 유효묻힘 길이 h_{ef} = 150 mm

2) 강재 파괴

① 공급역량 : 강재강도 V_{sa}

○ $V_{sa} = n \cdot 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$ (여기서, n : 교각에 연결되는 앵커 또는 STUD의 수)

- 교축방향 $V_{sa}^{L} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN
- 교축직각방향 $V_{sa}^{T} = 4 \times 0.6 \times 452.4 \times 400 = 434.3$ kN

② 소요역량 : 받침 1기당 평가지진력 $F_{AS,D}$

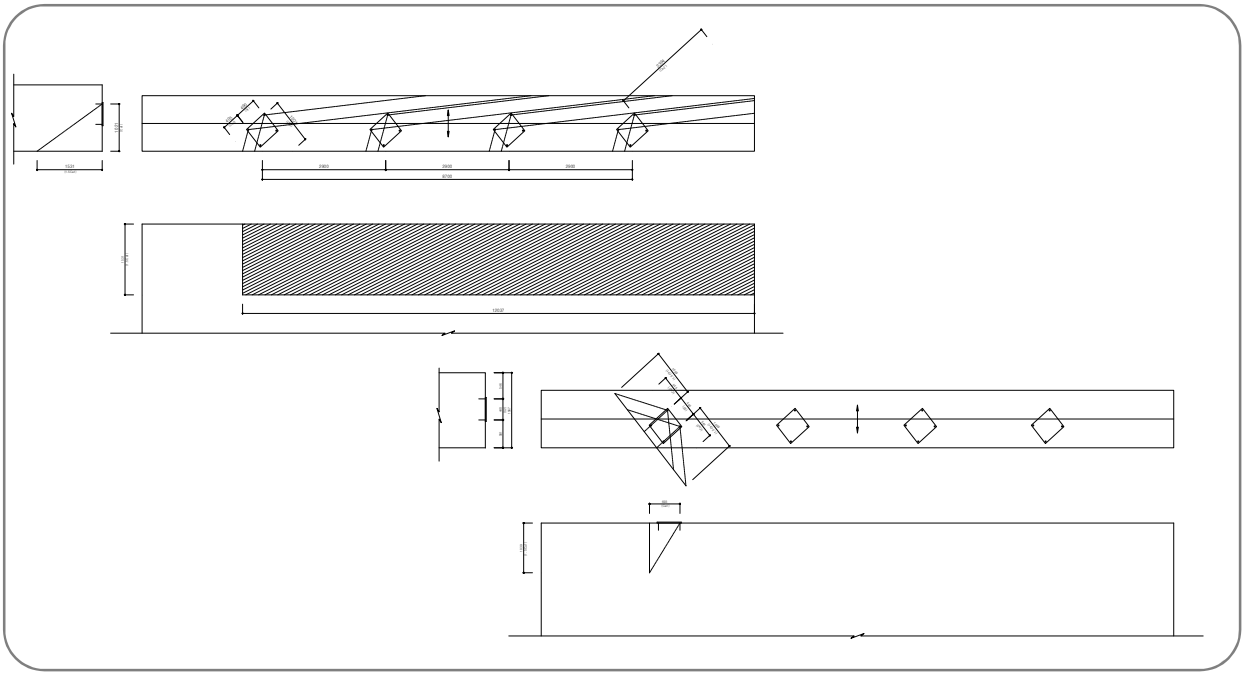
- 교축방향 $F_{AS,D}^{L} = \frac{F_{B,D}^{L}}{n_{B}^{T}} = \frac{146.2}{1} = 146.2$ kN
- 교축직각방향 $F_{AS,D}^{T} = \frac{F_{B,D}^{T}}{n_{B}^{T}} = \frac{145.7}{1} = 145.7$ kN

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V_{sa}^{L}}{F_{AS,D}^{L}} = \frac{434.3}{146.2} = 2.970 \geq 1.0$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V_{sa}^{T}}{F_{AS,D}^{T}} = \frac{434.3}{145.7} = 2.981 \geq 1.0$ ∴ O.K

3) 콘크리트 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 파괴강도 V_{cbg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 콘크리트 파괴강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- $A_{Vc} = [\ C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}'\ ] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\ 405 + 9,238 + 2,394\ ) \times 1,532 = 18,434,666\ mm^2$

  여기서, $C_{a1} = 1,021$ mm , $C_{a1}' = 1,021$ mm

  $C_{a21} = 405$ mm , $C_{a22} = 2,394$ mm

  $\sum S_i = 9,238$ mm , $S_{max} = 2,900$ mm , $h_a = 3,000$ mm

- $A_{Vco} = 4.5\ (C_{a1}')^2 = 4.5 \times 1,021^{\ 2} = 4,690,985\ mm^2$

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 4,690,985 = 9,381,969\ mm^2$

- $V_{cbg} = \dfrac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \dfrac{9,381,969}{4,690,985} \times 0.779 \times 1.00 \times 739 = 1,151.8$ kN

  여기서, $\varphi_{ed,V} = 0.779$ Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

  $\varphi_{c,V} = 1.000$ (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

  $V_b = 0.6\ (l_e / d_o)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 739$ kN

  $l_e = MIN\ [\ h_{ef}, 8d_0\ ] = MIN\ [\ 150 , 320\ ] = 150$ mm

  $d_0 = 40$ mm (앵커소켓 직경) , $h_{ef} = 150$ mm

○ 교축직각방향

- $A_{Vc} = [\ C_{a21} + \sum S_i + C_{a22}'\ ] \times h_a$ (단, C_{a21} 및 $C_{a22} \le 1.5 \cdot C_{a1}'$, $h_a \le 1.5 \cdot C_{a1}'$ 적용)

  $= (\ 581 + 440 + 545\ ) \times 1,040 = 1,627,857\ mm^2$

  여기서, $C_{a1} = 693$ mm , $C_{a1}' = 693$ mm

  $C_{a21} = 581$ mm , $C_{a22} = 545$ mm , $H = 150$ mm

  $\sum S_i = 440$ mm , $S_{max} = 440$ mm , $h_a = 3,000$ mm

- $A_{Vco} = 4.5\ (C_{a1}')^2 = 4.5 \times 693^{\ 2} = 2,161,121\ mm^2$

∴ $A_{Vc} < n \cdot A_{Vco} = 2 \times 2,161,121 = 4,322,241\ mm^2$

- $V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot V_b = \frac{1,627,857}{2,161,121} \times 0.857 \times 1.00 \times 413 = 266.8$ kN

여기서, $\varphi_{ed,V}$ = 0.857 Ca2 < 1.5·Ca1 인 경우, φed,V = 0.7 + 0.3 (Ca2 / 1.5Ca1)

$\varphi_{c,V}$ = 1.000 (균열콘크리트에서 보조철근 미사용시)

$V_b = 0.6 \left(l_e / d_o \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot C_{a1}^{1.5} / 1000 = 413$ kN

l_e = MIN [h_{ef}, $8d_0$] = MIN [150 , 320] = 150 mm

d_0 = 40 mm (앵커소켓 직경) , h_{ef} = 150 mm

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.as}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 해당 방향에 대하여 $0.5C_{a1}$ 과 $0.3C_{a2}$ 중 작은 값 이내의 범위에 배치된 철근만 유효한 것으로 적용.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 0 \times 1.00 \times 0.0 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 10077.7 mm

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.as} = n_{as} \cdot Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 0 \times 1.00 \times 0.0 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

여기서, 유효범위 = MIN [$(2 \times 0.5C_{a1} + \sum S_i)$, $(0.3C_{a21} + \sum S_i + 0.3C_{a22})$] = 777.8 mm

○ 콘크리트 파괴강도 V_{cbg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cbg} = MAX (V^L_{cbg} , V^L_{s,as}) = MAX (1,151.8 , 0.0) = 1,151.8$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cbg} = MAX (V^T_{cbg} , V^T_{s,as}) = MAX (266.8 , 0.0) = 266.8$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AC,D}$

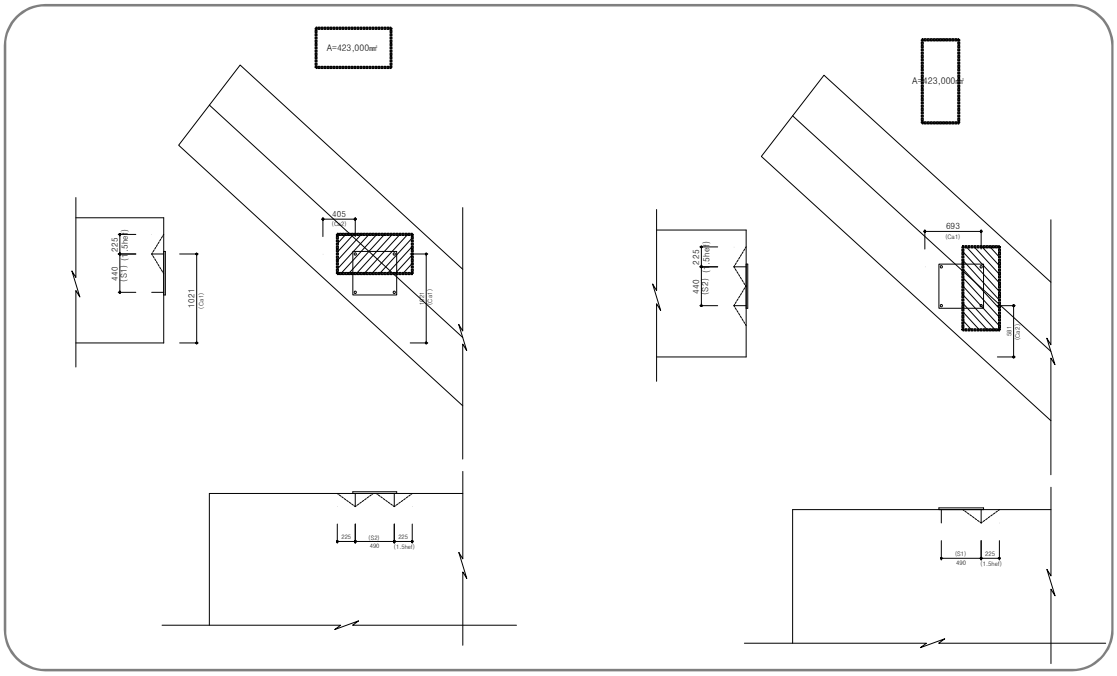
- 교축방향 $F^L_{AC,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 146.2 \times 4 = 585.0$ kN (n^T_B = 4)
- 교축직각방향 $F^T_{AC,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 145.7 \times 1 = 145.7$ kN (n^T_B = 1)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cbg}}{F^L_{AC,D}} = \frac{1,151.8}{585.0} = 1.969 \geq 1.00$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cbg}}{F^T_{AC,D}} = \frac{266.8}{145.7} = 1.832 \geq 1.00$ ∴ O.K

4) 콘크리트 프라이아웃 파괴

① 공급역량 : 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg} (앵커 그룹)



< 전단력에 의한 프라이아웃 강도 산정시 투영면적 산정 - 교축, 교직 방향 >

○ 교축방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_1] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}' + \sum S_2]$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 423,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 1,021 mm , C_{a12} = 1,021 mm , $\sum S_1$ = 440 mm

  C_{a21} = 405 mm , C_{a22} = 2,394 mm , $\sum S_2$ = 490 mm

  h_{ef} = 150 mm , h_{ef}' = 150 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- A_{Nco} = $9\cdot h_{ef}^2$ = 9 × 150.0 ^{2} = 202,500 mm^2

∴ $A_{Nc} \geq n\cdot A_{Nco}$ = 2 × 202,500.0 = 405,000.0 mm^2 (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b$ = $\frac{405,000}{202,500}$ × 1.000 × 1.00 × 58.9 = 117.9 kN

  여기서, $\varphi_{ed,N}$ = 1.000 (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

  $\varphi_{c,N}$ = 1.000 (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

  N_b = $7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5}$ = 7.0 × √ 21 × 150.0 $^{1.5}$ = 58.9 kN

- V_{cpg} = $k_{cp}\cdot N_{cbg}$ = 2.0 × 117.9 = 235.7 kN

○ 교축직각방향

- A_{Nc} = $[2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times [2\times1.5\cdot h_{ef}'] \times 2$ (단, 각방향 C_a , S > $1.5\cdot h_{ef}'$ 인 경우, C_a , S=$1.5h_{ef}'$)

  = 423,000 mm^2

  여기서, C_{a11} = 693 mm , C_{a12} = 693 mm , $\sum S_1$ = 490 mm

  C_{a21} = 581 mm , C_{a22} = 545 mm , $\sum S_2$ = 440 mm

  h_{ef} = 150 mm , h_{ef}' = 150 mm

  (상기 모든 값은 인장을 받는 앵커에 한하여 산정함.)

- $A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \times 150.0^{\ 2} = 202,500.0 \ mm^2$

$\therefore A_{Nc} \geq n \cdot A_{Nco} = 2 \times 202,500.0 = 405,000.0 \ mm^2$ (ANc≤ANco 제한)

- $N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot N_b = \frac{405,000}{202,500} \times 1.000 \times 1.00 \times 58.9 = 117.9$ kN

여기서, $\varphi_{ed,N} = 1.000$ (Ca,min ≥ 1.5·hef 인 경우, φed,N = 1.0)

$\varphi_{c,N} = 1.000$ (균열(0.3mm초과) 콘크리트의 경우)

$N_b = 7.0 \sqrt{fck} \times hef^{1.5} = 7.0 \times \sqrt{21} \times 150.0^{1.5} = 58.9$ kN

- $V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cbg} = 2.0 \times 117.9 = 235.7$ kN

○ 앵커철근의 강도 $V_{s.at}$

-. 앵커철근이 배치된 경우 콘크리트강도를 대신하여 앵커철근의 강도를 적용 할 수 있다.

-. 교 축 방 향 : $V^L_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

-. 교축직각방향 : $V^T_{s.at} = Ø_v \cdot A_s \cdot f_y = 1.00 \times 0.0 \times 2 \times 300 = 0.0$ kN (고려안함)

○ 콘크리트 프라이아웃 강도 V_{cpg}

-. 교 축 방 향 : $V_{cpg} = MAX (V^L_{cpg} , V^L_{s,at}) = MAX (235.7 , 0.0) = 235.7$ kN

-. 교축직각방향 : $V_{cpg} = MAX (V^T_{cpg} , V^T_{s,at}) = MAX (235.7 , 0.0) = 235.7$ kN

② 소요역량 : 방향별 평가지진력 $F_{AP,D}$

- 교축방향 $F^L_{AP,D} = F^L_{AS,D} \times n^L_B = 146.2 \times 1 = 146.2$ kN ($n^T_B = 1$)
- 교축직각방향 $F^T_{AP,D} = F^T_{AS,D} \times n^T_B = 145.7 \times 1 = 145.7$ kN ($n^T_B = 1$)

③ 평가

- 교축방향 $\frac{V^L_{cpg}}{F^L_{AP,D}} = \frac{235.7}{146.2} = 1.612 \geq 1.00$ ∴ O.K
- 교축직각방향 $\frac{V^T_{cpg}}{F^T_{AP,D}} = \frac{235.7}{145.7} = 1.618 \geq 1.00$ ∴ O.K

5) 앵커 볼트 평가 요약

단위 : kN

구 분	교축방향			교축직각방향		
	공급역량	소요역량	판정	공급역량	소요역량	판정
강재 파괴	434.3	146.2	O.K 2.970	434.3	145.7	O.K 2.981
콘크리트전단파괴	1,151.8	585.0	O.K 1.969	266.8	145.7	O.K 1.832
프라이아웃 파괴	235.7	146.2	O.K 1.612	235.7	145.7	O.K 1.618

3.3 받침길이의 내진성능 평가

1) 공급역량 : 교각의 받침지지길이 N_C

- N_C = 919.3 mm (현장 실측값)

2) 소요역량 N_D

○ N_D = MAX [응답변위, N_{min}] = MAX [65.00 , 320.10] = 320.10 mm

- 응답변위 = MAX [교대1 교축방향 변위, 교대2 교축방향 변위]
  = MAX [65.00 , 65.00] = 65.00 mm

- N_{min} = (200 + 1.67·L + 6.66·H) × (1 + 0.000125·θ²) = 320.10 mm
  여기서, L = 30.00 m (연속경간장)
  H = 2.50 m (교각 높이)
  θ = 40.00 ° (사각)

3) 내진성능 평가

○ $\frac{N_C}{N_D} = \frac{919.3}{320.1} = 2.872 \geq 1.00$ ∴ O.K

3.4 기초의 내진성능 평가

3.4.1 확대기초 및 지반 평가

○고정단 교각의 확대기초부 내진성능평가는 기초의 안정성 평가와 강도설계법에 의한 기초본체검토를 수행한다.

1) 지진력 산정

-. 교축 및 교축직각방향의 탄성지진력과 단면강도를 비교하여 작은것을 지진하중으로 하고 이 하중을 기본으로 하여 기초부에 요구되는 소요역량을 계산한다.

- 기초부 교축방향

H^L_E = Min [H^L_n , $H^L_{E,comb}$] × n^L = Min [2,107 , 265] × 2 = 530.8 kN

M^L_E = Min [M^L_n , $M^L_{E,comb}$] × n^L = Min [2,398 , 980] × 2 = 1,960.2 kN

- 기초부 교축직각방향

H^T_E = Min [H^T_n , $H^T_{E,comb}$] × n^T = Min [1,927 , 280] × 2 = 559.8 kN

M^T_E = Min [M^T_n , $M^T_{E,comb}$] × n^T = Min [2,401 , 400] × 2 = 800.6 kN

① 교축방향 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 2,746.8 × 2 = 5,493.6 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 530.8 = 530.8 kN

-. 모멘트 M = 1,960.2 = 1,960.2 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 5,493.6 +(12.500 × 4.200 × (1.500 × 25 + 1.000 × 19))

= 8,459.9 kN

-. 수평력 H_f = 530.8 kN

-. 모멘트 M_f = 1,960.2 + (530.8 × 1.500)

= 2,756.3 kN · m

② 교축직각 지진력

- 교각하단의 작용력

-. 연직력 V_1 = 2,746.8 × 2 = 5,493.6 kN (기둥하단 축력)

V_2 = = 0.0 kN (기둥속채움 없음)

-. 수평력 H = 559.8 = 559.8 kN

-. 모멘트 M = 800.6 = 800.6 kN · m

- 기초하단의 작용력 (기초위의 상재토 및 콘크리트의 자중 고려)

-. 연직력 V_f = 5,493.6 +(12.500 × 4.200 × (1.500 × 25 + 1.000 × 19))

= 8,459.9 kN

-. 수평력 H_f = 559.8 kN

-. 모멘트 M_f = 800.6 + (559.8 × 1.500)

= 1,640.3 kN · m

2) 기초하단에 작용하는 지진력

구 분	연직력 V (kN)	수평력 H (kN)	모멘트 M_o (kN · m)	저항모멘트Mr(kN · m)
교 축 방 향	8,459.87	530.76	2,756.31	17,765.73
교축직각방향	8,459.87	559.78	1,640.29	52,874.19

3.4.2 확대기초의 두께 평가

○ 확대기초 두께에 대한 강체 검토

-. 확대기초는 부재로서 필요한 두께를 확보함과 동시에 강체로서 취급되는 두께를 가져야 함을 원칙으로 한다.

-. 확대기초에 대한 강체로서의 취급여부는 지반반력 또는 말뚝반력에 미치는 확대기초의 강성의 영향을 고려하여 판정하는 것으로서, 일반적으로 다음의 식을 만족할 때 강체로 취급할 수 있다.

• $\beta \cdot \lambda \leq 1.0$ 인 경우 강체로 취급

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \times h^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 85,668}{24,854,151 \times 1.500^3}} = 0.235 \ (m^{-1})$$

여기서, k = 85,667.9 kN/㎥ (직접기초인 경우 : k_v , 말뚝기초인 경우 : k_p)

k_v = 85,667.9 kN/㎥ (연직방향 지반반력계수)

k_{vo} = 933,333.3 kN/㎥ (1/0.3× αE_o , 지진시 α = 2)

L = 4.200 m B = 12.500 m

B_C = 1.200 m L_C = 1.200 m

h = 1.500 m (확대기초의 두께)

D_f = 2.500 m (기초의 근입깊이)

N = 50 (기초 저면부 표준관입시험 N값)

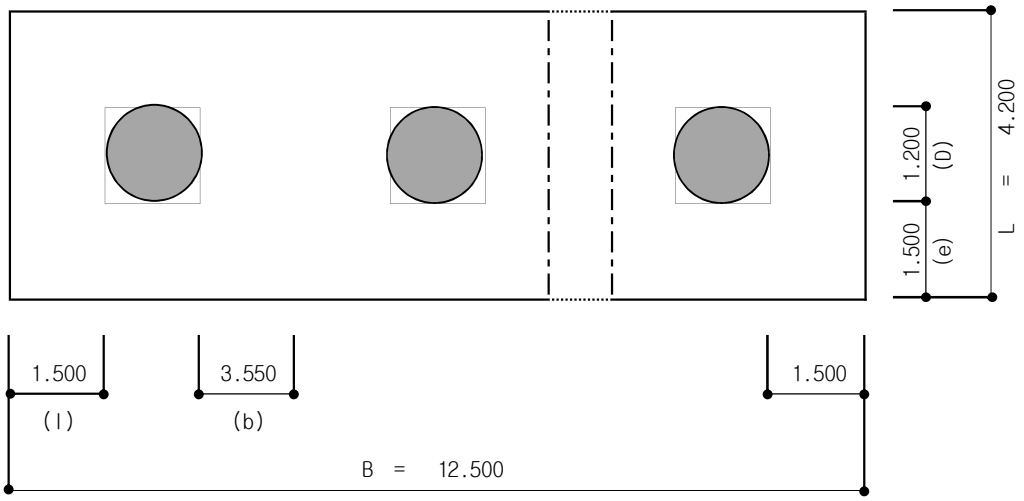
E_0 = 140,000.0 kN/㎥ (지진시 지반변형계수, E_0=2,800N)

E = 24,854,150.8 kN/㎥

$$\lambda = a \times \frac{\lambda'^2 + e^2}{\lambda' + e} = 1.30 \times \frac{12.603 + 2.250}{3.550 + 1.500} = 3.823 \ m$$

여기서, λ : 확대기초 환산 돌출길이, a = 1.300 , e = 1.500

λ' = Max(l,b) = Max(1.500 , 3.550) = 3.550 m



• $\beta \cdot \lambda$ = 0.235 × 3.823 = 0.900 ≤ 1.0 이므로, ∴ 0.K (강체로 취급)

3.4.3 확대기초의 안정성 평가

1) 전도에 대한 안정검토

구 분	M_r(kN·m)	M_o(kN·m)	V (kN)	S.F	편심e (m)	허용편심(m)	비 고
교 축 방 향	17,765.7	2,756.3	8,459.9	6.445	0.326	1.400	O.K
교축직각방향	52,874.2	1,640.3	8,459.9	32.235	0.194	4.167	O.K

-. 지진시 전도에 대한 안전율 S.F는 1.5 이상 (S.F ≥ 1.5)

-. 지진시 직접기초에 작용하는 하중의 합력이 작용하는 위치는 바닥면의 중심으로부터 바닥판 폭의 1/3 이내

-. $e = B / 2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V$

2) 지지력에 대한 안정검토

① 지반의 극한지지력 (q_C)

- $Q_C = \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq$

여기서, q_C : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한 지지력 (kN/㎡)

Nc, Nr, Nq : 지지력 계수

Ø : 기초지반의 내부마찰각 (= 35 °)

α, β : 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

C : 기초저면의 점착력 (= 150.00 kN/㎡)

γ_1 : 기초저면 암반의 단위중량 (= 23.0 kN/m³)

γ_2 : 기초의 근입깊이에 관계되는 흙의 단위중량 (= 19.0 kN/m³)

A' : 유효재하면적 (m^2)

B' : 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭 (m)

$$Nq = \frac{e^{2(3\pi/4-\emptyset/2)\tan\emptyset}}{2\cos^2(45+\emptyset/2)} = 41.440$$

$$Nc = (Nq-1)\cot\emptyset = 57.754$$

$$Nr = \frac{2(Nq+1)\tan\emptyset}{1+0.4\sin(4\emptyset)} = 47.277$$

구 분	B (m)	L (m)	형상계수 α	형상계수 β	유효폭 B'(m)	극한지지력 Q_c (kN/㎡)
교 축 방 향	4.200	12.500	1.101	0.466	3.548	13,304.3
교축직각방향	12.500	4.200	1.300	0.400	12.112	18,498.6

② 지지력에 대한 안정검토

구 분	작 용 하 중		편 심	지반반력 Q_D (KN/m^2)		극한지지력	비 고	
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Q_C (KN/m^2)	Q_C / Q_D	판정
교 축 방 향	2,756.3	8,459.9	0.326	236.1	86.139	13,304.3	56.34	O.K
교축직각방향	1,640.3	8,459.9	0.194	176.1	146.143	18,498.6	105.02	O.K

-. 사다리꼴 반력분포시 : $Q_{1,2} = \sum V / (B \cdot L) \times (1 \pm 6e / B)$

-. 삼각형 반력분포시 : $Q_{max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot X)$ 여기서, $X = 3 \times (B / 2 - e)$

-. 지진시 지지력에 대한 안전율 S.F는 2 이상 ($Q_C / Q_D \geq$ 2.0)

3) 활동에 대한 안정검토

구 분	V (kN)	A'(㎡)	H_C (kN)	H_D (kN)	H_C / H_D	허용안전율	비 고
교 축 방 향	8,459.87	44.35	5,075.92	530.76	9.563	1.20	O.K
교축직각방향	8,459.87	50.87	5,075.92	559.78	9.068	1.20	O.K

- $H_c = C_b \cdot A' + V \cdot \tan\varnothing_B$ (기초저면이 암지반이면 $\tan\varnothing_B$= 0.6)

  여기서, H_c : 기초저면과 지반과의 사이에 작용하는 전단 저항력 (kN)

  C_b : 기초저면과 지반과의 부착력 (= 0.0 kN/㎡)

  A' : 기초저면의 유효재하면적 (㎡)

  $\varnothing_B$: 기초저면과 지반과의 마찰각 (degree) (= 2/3 Ø)

3.4.4 확대기초의 단면력 계산

1) 위험단면 선정

- 휨에 대한 위험단면

  -. 원형이나 정다각형 기둥을 지지하는 확대기초는 기둥단면적과 같은 면적의 정사각형 기둥단면으로 취급

  -. 직사각형단면의 기둥 또는 벽체를 지지하는 확대기초의 위험단면은 기둥 또는 벽체의 전면으로 결정

  교 축 방 향 : X_b^L = 1.568 m

  교축직각방향 : X_b^T = 1.568 m

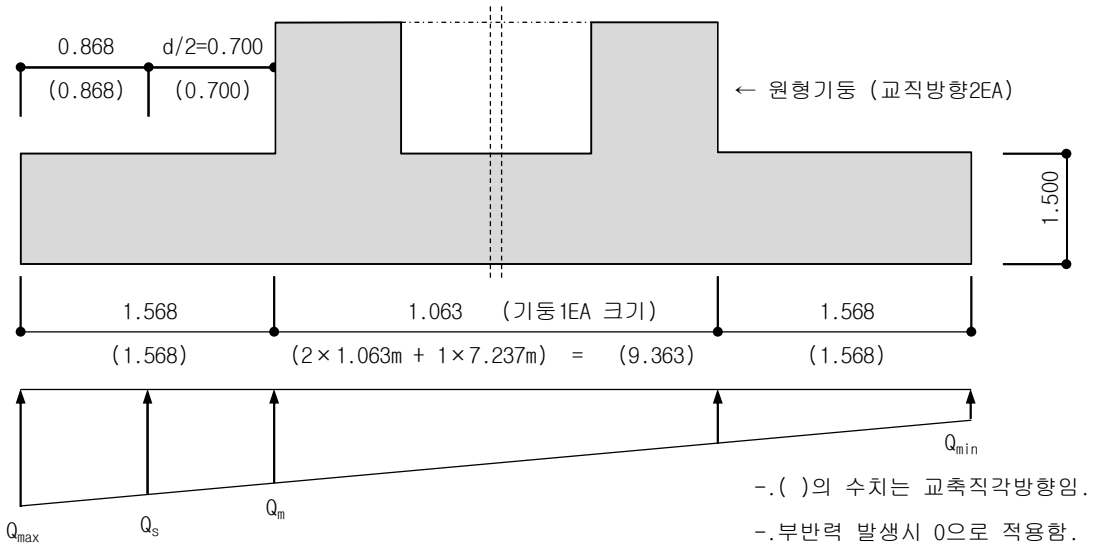
- 전단에 대한 위험단면

  -. 2방향작용의 위험단면은 집중이나 반력을 받는 구역에서 d/2거리에 위치하는 둘레에 수직하는 평면으로 결정

  교 축 방 향 : X_V^L = 1.568 - 0.700 = 0.868 m

  교축직각방향 : X_V^T = 1.568 - 0.700 = 0.868 m

2) 지반반력 계산



구 분	작 용 하 중		편 심	교축방향 지반반력(kN/㎡)			
	M (KN.m)	V (KN)	e(m)	Qmax	Qmin	Qm	Qs
교 축 방 향	2,756.31	8,459.87	0.326	236.142	86.139	180.125	205.128
교축직각방향	1,640.29	8,459.87	0.194	176.137	146.143	172.374	174.054

3) 부재력 산정

구 분	지 반 반 력		기초자중 및 재토하중		검토부재력	
	Mb (KN.m)	V (KN)	Mb (KN.m)	V (KN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
교 축 방 향	267.428	191.570	69.480	49.057	197.948	142.513
교축직각방향	215.058	152.029	69.480	49.057	145.578	102.972

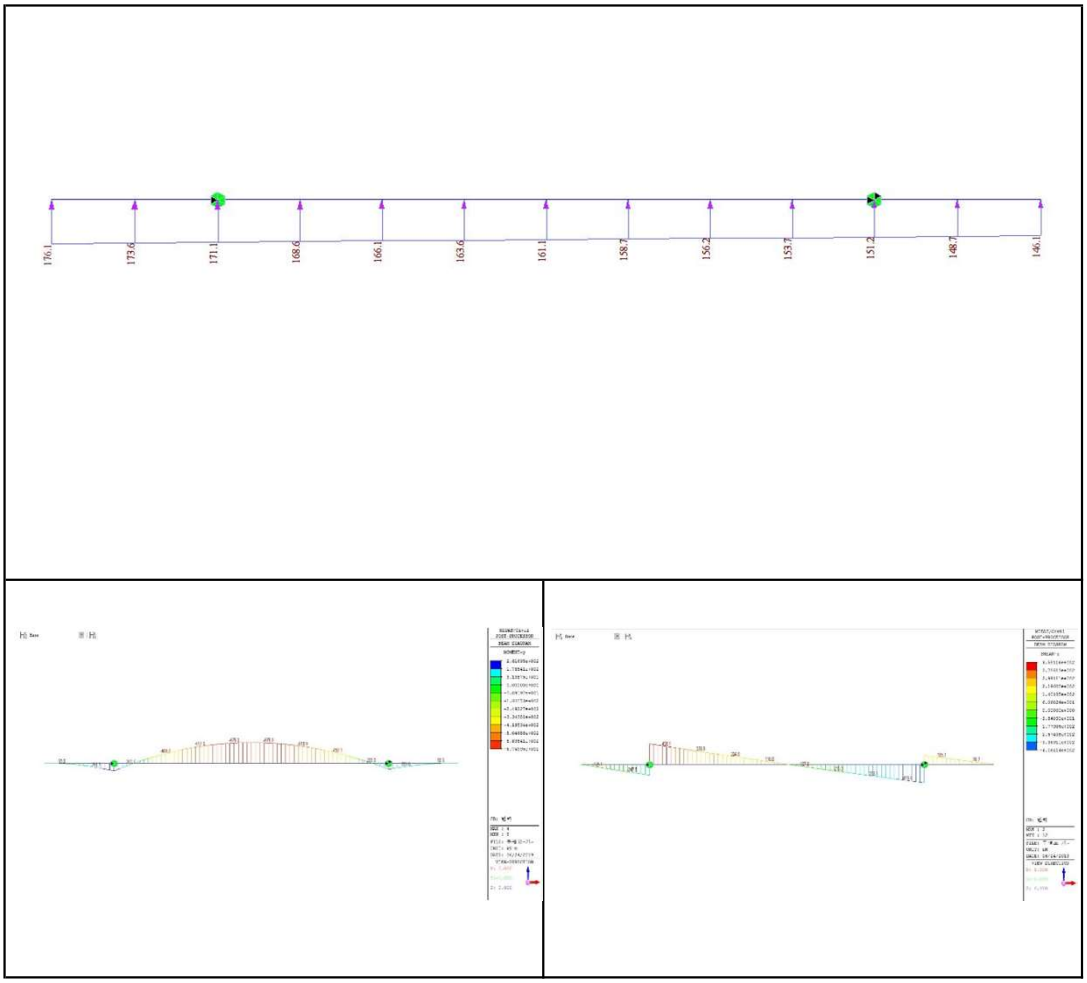
※ 교축직각방향은 켄틸레버부 부재력임

4) 교축직각방향 연속보 해석

○ 연속보 구조해석

-. 기둥을 지지점으로하고 지반반력과 자중이 작용하는 연속보를 해석하여 부재력을 산정한다.

-. 교축방향 단위폭으로 모델링하고 작용하는 모든 하중을 단위폭 당으로 재하하여 해석한다.



절점수(ea)	요소수(ea)	요소단면적A(m^2)	단면2차모멘트I(m^4)	최대모멘트(kN.m)	최대전단력(kN)
13	12	1.500	0.281250	674.995	458.116

5) 확대기초 검토 단면력

구 분	휨모멘트 (kN · m)	전 단 력 (kN)	비 고
교 축 방 향	197.948	142.513	단위폭당 작용 단면력
교축직각방향	674.995	458.116	

3.4.5 확대기초의 단면 평가

1) 교축방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	21 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	197.948 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	142.513 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1500 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	1400 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00164)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.09630 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003 · (H − a/$\beta 1$ − Dc_min) / (a/$\beta 1$)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D − a/2) = 949396477 N·mm

= 949.396 kN·m ≥ Mu = 197.948 kN·m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 7.944 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 472.647 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 7.944 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00034 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00045

∴ 필요철근량 req.As = 472.647 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 1400 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 1069.268 kN

ϕ_v · Vc = 1069.268 kN ≥ Vu = 142.513 kN ∴ 전단철근 필요없음.

사용 전단철근량 : Av = D 16 × 1.667 ea/m = 331.066 ㎟ (간격 s = 600.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 600.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 600.0 mm ∴ O.K

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 231.746 kN

전단강도 검토 ØVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 1301.014 kN ≥ Vu = 142.513 kN ∴ O.K

2) 교축직각방향

▷ 검토조건

콘크리트강도	f_{ck}	=	21 Mpa	철근항복강도	fy	=	300 Mpa
설계모멘트	Mu	=	674.995 kN·m	휨감소계수	ϕ_f	=	1.000
설계전단력	Vu	=	458.116 kN	전단감소계수	ϕ_v	=	1.000
부재높이	h	=	1500 mm	부재폭	b	=	1000 mm
인장피복	d'	=	100 mm	유효높이	d	=	1400 mm

$\beta 1$ = 0.85 , p_b = (0.85 × $\beta 1$ × fck / fy) * [600/(600+fy)] = 0.03372

pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00467 , 인장지배 변형율 한계 = 0.00500

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도검토

사용철근량 used.As = 1 cycle : D 19 @ 125 mm = 2292.0 ㎟ (dc = 100 mm)

2 cycle : D 0 @ 0 mm = 0.0 ㎟ (dc = 0 mm)

Total used.As = 2292.0 ㎟ (P = As/(bd) = 0.00164)

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 38.521 mm

최외단 인장철근 변형율 εt = 0.09630 ≥ 0.004 ∴ O.K

...여기서 εt = 0.003 · (H - a/$\beta 1$ - Dc_min) / (a/$\beta 1$)

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 1.00 를(을) 적용한다.

휨강도 검토 ØMn = ϕ_f · fy · As · (D - a/2) = 949396477 N·mm

= 949.396 kN·m ≥ Mu = 674.995 kN·m ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 : a = 27.276 mm 로 가정

As = Mu /{ϕ_f · fy · (d-a/2)} = 1622.941 ㎟

a = (As · fy) / (0.85 · fck · b) = 27.276 mm ∴ 가정과 비슷함.

P_{req} = [Mu /{ϕ_f · fy · (D-a/2)}] / (b · d) = 0.00116 ⇒ 4/3 P_{req} = 0.00155

∴ 필요철근량 req.As = 1622.941 ㎟ ≤ 사용철근량 ∴ O.K

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P < Pmin ∴ O.K

▷ 전단력 검토 (전단검토시 유효높이 : 1400 mm)

콘크리트 전단강도 : ϕ_v · Vc = ϕ_v · 1/6 · √fck · b · d / 1000 = 1069.268 kN

ϕ_v · Vc = 1069.268 kN ≥ Vu = 458.116 kN ∴ 전단철근 필요없음.

사용 전단철근량 : Av = D 16 × 1.667 ea/m = 331.066 ㎟ (간격 s = 600.0 mm)

전단철근 간격검토 : s = 600.0 mm ≤ Min(600,0.5d) = 600.0 mm ∴ O.K

철근의 전단강도 : ϕ_v · Vs = ϕ_v · Av · fy · D / (s × 1000) = 231.746 kN

전단강도 검토 ØVn = ϕ_v · Vc + ϕ_v · Vs = 1301.014 kN ≥ Vu = 458.116 kN ∴ O.K

3) 확대기초의 단면력 평가

구 분		공급역량	소요역량	안전율	판 정	비 고
교축방향	휨모멘트 (kN·m)	949.40	197.95	4.796	O.K	
	전단력 (kN)	1,301.01	142.51	9.129	O.K	
교축직각방향	휨모멘트 (kN·m)	949.40	675.00	1.407	O.K	
	전단력 (kN)	1,301.01	458.12	2.840	O.K	

3.5 A1 ~ A2 구간 내진성능 평가 결과

- 교 량 명: 두평교
- 위　　치: 경기도 용인시(지진 I 구역)
- 내진등급: 내진 I 등급교
- 지반종류: II
- 설계하중: DB-
- 연속경간: 2@15 = 30.0m
- 교　　폭: 10.000m
- 사각/곡률반경: 40 ° /직교

- 내진성능 평가 결과 요약

구　　분	내진성능 평가구간 : A1 ~ A2
대상교량 특징	- 상부형식: RCS　　- 내진성능평가 교각: P1 - 교대형식: 역T형식　　- 교대기초: 확대기초 - 교각형식: 라멘식교각　　- 교각기초: 확대기초 - 교각단면: 원형 (D=1.200m)　　- 받침제원: 탄성받침 ☞ 교각P1:1350kN(4EA), 교대A1:1350kN(4EA), 교대A2:1350kN(4EA)
	▣ **교각부: O.K,　　기초부: O.K,　　받침부: O.K**

구　　분				공급역량	소요역량	비　고	
고정단 교각부 평가 (Rs = 교축: 1, 교직하단: 1, 교직상단: 1)							
기둥부	휨-전단파괴모드 (kN,m)		교축하단	3.351	1.000	3.351	O.K
	휨-전단파괴모드 (kN,m)		교직하단	3.136	1.000	3.136	O.K
	휨-전단파괴모드 (kN,m)		교직상단	1,912.9	1,697.0	1.127	O.K
고정단 교각기초부 평가							
직접 기초	안정성	전도(kN · m) (안전율 : 1.5)	교축	17,765.7	2,756.3	6.445	O.K
			교직	52,874.2	1,640.3	32.235	O.K
		지지력(kN/㎡) (안전율 : 2.0)	교축	13,304.3	236.1	56.340	O.K
			교직	18,498.6	176.1	105.024	O.K
		활동(kN) (안전율 : 1.2)	교축	5,075.9	530.8	9.563	O.K
			교직	5,075.9	559.8	9.068	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트(kN · m)	교축	949.4	197.9	4.796	O.K
			교직	949.4	675.0	1.407	O.K
		전단력(kN)	교축	1,301.0	142.5	9.129	O.K
			교직	1,301.0	458.1	2.840	O.K
받침부 평가 (교각부, 교대부, 교대부)							
P1교각부(kN)		탄성받침본체-수평력(kN)	교축	162.0	132.2	1.225	O.K
			교직	162.0	139.1	1.165	O.K
		받침본체-변위(mm)	교축	72.0	60.7	1.186	O.K
			교직	72.0	61.4	1.173	O.K
		앵커볼트-강재강도	교축	434.3	132.2	3.285	O.K
			교직	434.3	139.1	3.123	O.K
		앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	949.9	528.8	1.796	O.K
			교직	162.8	139.1	1.171	O.K
		앵커볼트-프라이아웃강도	교축	235.7	132.2	1.783	O.K
			교직	235.7	139.1	1.695	O.K

구 분			공급역량	소요역량	비 고	
A1교대부(kN)	탄성받침본체-수평력(kN)	교축	162.0	146.2	1.108	O.K
		교직	162.0	145.7	1.112	O.K
	받침본체-변위(mm)	교축	72.0	65.0	1.108	O.K
		교직	72.0	64.8	1.112	O.K
	앵커볼트-강재강도	교축	434.3	146.2	2.970	O.K
		교직	434.3	145.7	2.981	O.K
	앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	1,151.8	585.0	1.969	O.K
		교직	266.8	145.7	1.832	O.K
	앵커볼트-프라이아웃강도	교축	235.7	146.2	1.612	O.K
		교직	235.7	145.7	1.618	O.K
A2교대부(kN)	탄성받침본체-수평력(kN)	교축	162.0	146.2	1.108	O.K
		교직	162.0	145.7	1.112	O.K
	받침본체-변위(mm)	교축	72.0	65.0	1.108	O.K
		교직	72.0	64.8	1.112	O.K
	앵커볼트-강재강도	교축	434.3	146.2	2.970	O.K
		교직	434.3	145.7	2.981	O.K
	앵커볼트-Con'c 파괴강도	교축	1,151.8	585.0	1.969	O.K
		교직	266.8	145.7	1.832	O.K
	앵커볼트-프라이아웃강도	교축	235.7	146.2	1.612	O.K
		교직	235.7	145.7	1.618	O.K
받침지지길이(mm)			919.3	320.1	2.872	O.K

숙골교

기존교량 내진성능평가

2019.5

1. 현장조사 결과

1.1 자료조사 결과

1.1.1 구조물 현황

1) 위　　치 : 경기도 용인시 처인구 백암면 가창리 1017-6
2) 구　　조 : 라멘교(BOX)
3) 폭 및 연장 : B= 6 m L= 13 m
4) 준 공 년 도 : 1991 년

1.1.2 내진해석 조건

1) 구역계수 = 0.110 (경기도 용인시)
2) 위험계수 = 1.400 (내진 1등급)
3) 지반계수 = 1.2 (지반계수, 지반종류 II 지역)

1.2 설계기준강도

1.2.1 콘크리트 강도

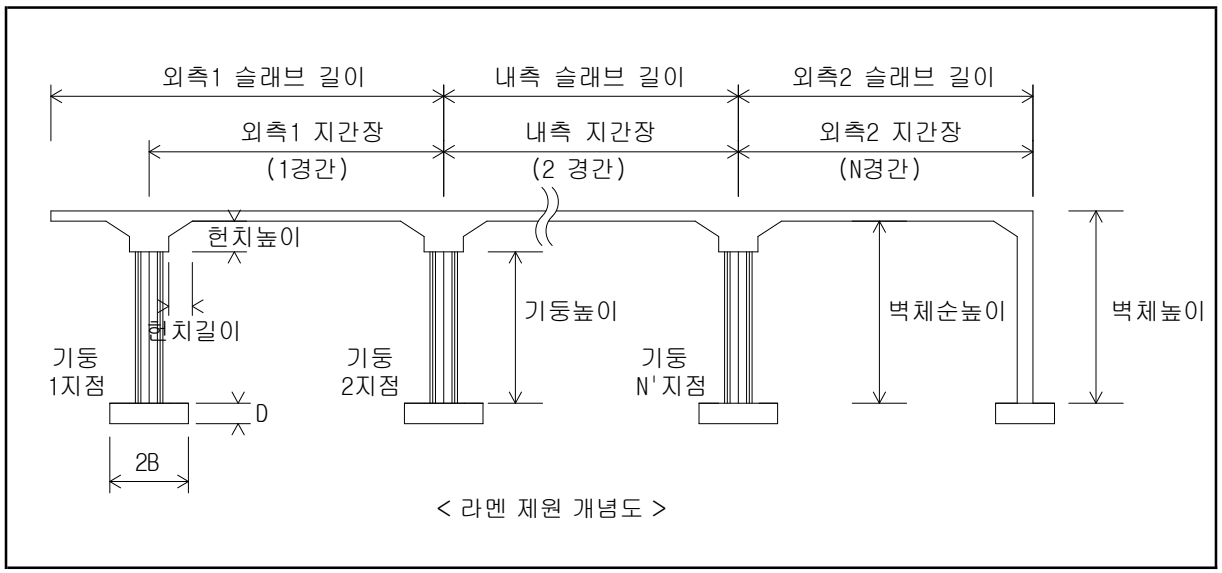
- 상부구조 : f_{ck} = 24 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_{ck} = 24 MPa (교각, 교대)

1.2.2 철근강도

- 상부구조 : f_y = 300 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_y = 300 MPa (교각, 교대)

1.3 교량 제원

단위 : m



< 라멘 제원 개념도 >

* 공통사항

토피	슬래브	방호벽	
		폭	높이
0	0.85	0.4	0.35

* 벽체 제원

구분	두께	높이	순높이
좌측	0.55	3.50	3.00
우측	0.55	3.50	3.00

* 상부슬래브 제원 (단, 헌치와 보의 제원은 1,2경간의 종점부의 및 N경간의 시점부의 치수임)

구분	슬래브		헌치		거더	
	두께	길이	높이	길이	폭	높이
1경간	0.80	3.25	0.25	0.84	-	-
2경간	0.80	3.25	0.25	0.84	-	-
N경간	0.80	3.25	0.25	0.84	-	-

* 하부 슬래브 제원 (단, 헌치와 보의 제원은 1,2경간의 종점부의 및 N경간의 시점부의 치수임)

구분	슬래브		헌치		거더	
	두께	길이	높이	길이	폭	높이
1경간	1.00	3.25	-	-	-	-
2경간	1.00	3.25	-	-	-	-
N경간	1.00	3.25	-	-	-	-

* 기둥 제원

구분	기둥(타원형)				지간장
	높이	가로	세로	직경	
1지점	4.00	0.55	6.00	-	3.25
2지점	4.00	0.55	6.00	-	3.25
N'지점	4.00	0.55	6.00	-	3.25

* 기초제원

구 분	기둥1	기둥2~N-1	기둥N
기초형식	직접		
독립기초 폭(2B)	-	-	-
길이(2L)	-	-	-
두께(D)	-	-	-
확대기초 전폭	13.00		

1.4 철근배근

1.4.1 슬래브 및 벽체

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	피복	직경	간격	피복	직경	간격	피복
슬래브	좌측단부	16	250	40	16	250	40	16	250	40
	중앙부	16	250	40	16	250	40	16	250	40
	우측단부	16	250	40	16	250	40	16	250	40
하부 슬래브	좌측단부	19	125	40	19	125	40	19	125	40
	중앙부	19	125	40	19	125	40	19	125	40
	우측단부	19	125	40	19	125	40	19	125	40
벽체	상단 외측	16	250	100	16	250	100	16	250	100
	상단 내측	16	250	100	16	250	100	16	250	100
	중앙 내측	16	250	100	16	250	100	16	250	100
	중앙 외측	16	250	100	16	250	100	16	250	100
	하단 내측	16	250	100	16	250	100	16	250	100
	하단 외측	16	250	100	16	250	100	16	250	100

2) 기둥 및 보 철근

구 분		직경	간격		철근개수	피복	단수
			가로간격개수	세로간격개수			
기둥	사각	16	23	2	50	100	1

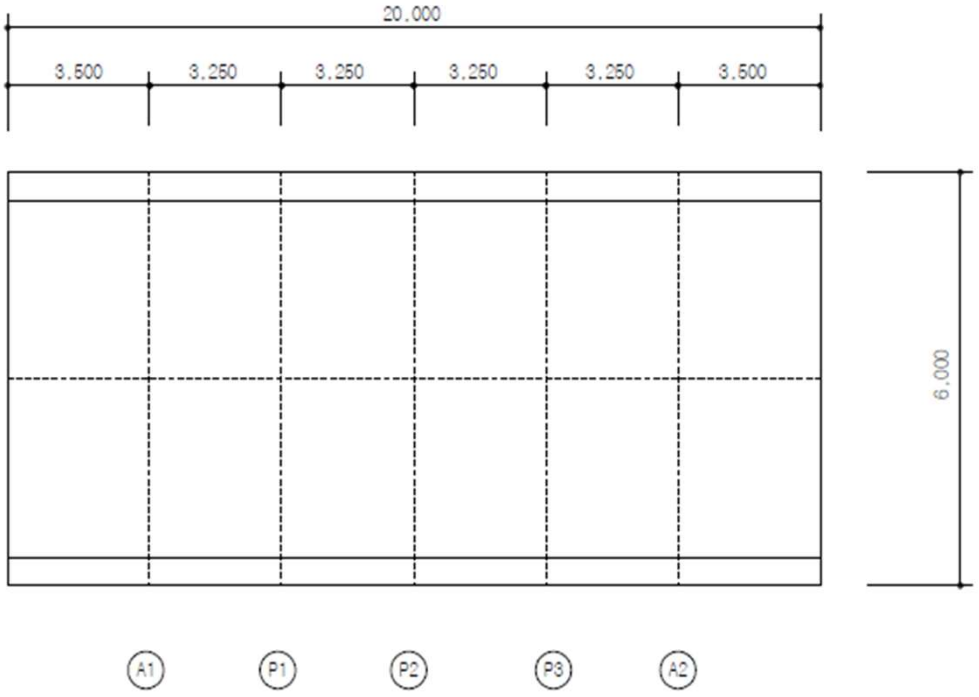
1.4.2 전단철근

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	다리수	직경	간격	다리수	직경	간격	다리수
상부슬래브		13	500	2	13	500	2	13	500	2
하부슬래브		13	250	2	13	250	2	13	250	2
벽체	상단	13	500	2	13	500	2	13	500	2
	중앙	13	500	2	13	500	2	13	500	2
	하단	13	500	2	13	500	2	13	500	2

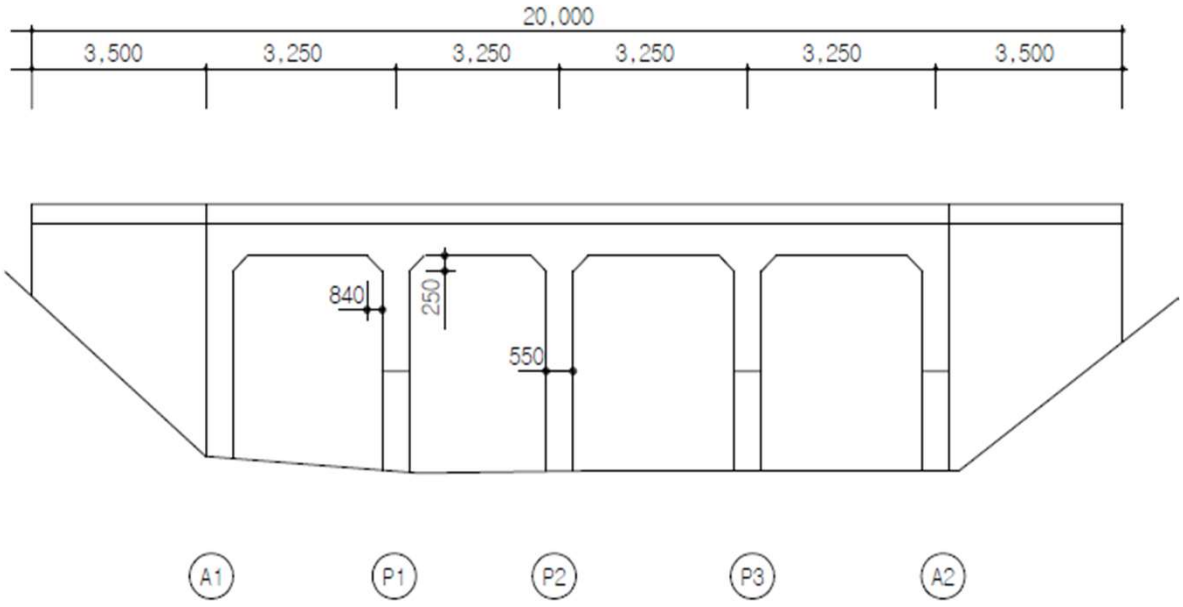
구 분	직경	간격	다리수
기둥	13	200	2

1.5 교량 종평면도

1.5.1 평면도



1.5.2 종단면도



2. 검토조건

2.1 일반사항

교량형식	4 경간 라멘교(BOX)	교량연장	13 m	교량사각	90 °	기초형식	직접 기초
교량등급	내진 1등급 교량	교량폭원	6 m	평면선형	직선		

2.2 하 중

2.2.1 고정하중

1) 철근 콘크리트 γ_{c1} = 25.000 kN/㎥
2) 무근 콘크리트 γ_{c2} = 23.500 kN/㎥
3) 뒷채움 토사 γ_s = 18.000 kN/㎥
4) 교면 포장층 γ_a = 23.000 kN/㎥
5) 지 하 수 γ_w = 10.000 kN/㎥

2.2.2 토압

- 안정계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식
- 단면계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식

1) 상시토압

라멘 벽체는 주동토압이 발생할 수 있는 연직벽 상대변위가 발생치 않으므로 정지토압 적용.

K_o = 1 - SIN Φ = 0.5000

Φ = 30.000 °

2) 지진시 토압

(1) 정적토압

K_a = 0.333

Φ = 30.000 ° δ = 0.000 °

θ = 0.000 ° α = 0.000 °

(2) 동적영향을 고려한 토압 (Mononobe Okabe 공식 적용)

K_{ea} = 0.381 (지진 토압계수)

Φ = 30.000 ° (뒷채움 흙의 마찰각)

δ = 0.000 ° (흙과 교대사이의 마찰각)

i = 0.000 ° (뒷채움 흙의 경사각)

β = 0.000 ° (교대배면의 수직에 대한 값)

a = 0.110 (지진 구역계수)

I = 1.400 (중요한 교량으로 평균재현주기 1000년)

A = a x I = 0.154 (지진 가속도 계수)

K_h = 0.500 x A = 0.077 (수평지반 가속도 계수= 변위를 허용)

K_v = 0.000 (연직지반 가속도 계수, 고려하지 않음)

θ = $\tan^{-1}\{K_h / (1-K_v)\}$ = 4.403 °

2.3 사용재료 및 특성치

1) 콘 크 리 트 = min(설계강도, 측정강도) [설계강도 = 24 MPa 측정강도 = 24 MPa]

f_{ck} = 24.000 Mpa E_c = 26986 Mpa

2) 철 근

f_y = 300.000 Mpa E_s = 200,000 Mpa

f_{sa} = 150.000 Mpa

3) 뒷 채 움 토

Φ = 30.000 °

2.4 구조검토 일반사항

2.4.1 강도감소계수

Φ_m = 0.850 (휨에 대한 강도 감소계수)

Φ_v = 0.800 (전단에 대한 강도 감소계수)

Φ_c = 0.650 (축력에 대한 강도감소계수)

2.5 내진검토 조건

1) 내진등급 = 내진 1등급 교량

구역계수 = 0.11 (경기도 용인시)

위험계수 = 1.4 (내진 1등급)

A = 지진구역 계수 X 위험도 계수 = 0.154

S = 1.200 (지반계수)

2) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis (단일모드 해석법)

3) 해석을 위한 토질정수의 산정

(1) 벽체 뒷채움

E_{o1} = 28N X 100 = 42,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 15 (교대 뒷채움재의 N값)

G_1 = E_{o1} / { 2 (1+υ) } = 14,685 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.430 (측벽 토층 평균값 적용) (대상지반의 프와송 비)

(2) 기초위치의 지반

E_{o2} = 28N X 100 = 140,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 50 (기초지반의 N값)

G_2 = E_{o2} / { 2 (1+υ) } = 52,632 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.330 (대상지반의 프와송 비)

2.6 구조해석 PROGRAM ☞ MIDAS CIVIL 2012

2.7 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (국토해양부, 2010.11)

2) 콘크리트 구조기준 (국토해양부, 2012.10)

3) 도로교표준시방서(건설교통부,1996.4)

4) 도로설계편람(건설교통부,2008.5)

5) 도로교 설계 기준 해설 (대한토목학회, 2008.1)

6) 단지조성에 따른 시설물의 내진연구 (한국토지공사, 2001.7)

7) 고속도로 교량의 내진설계편람 (한국도로공사, 1999.12)

8) 교량설계기준 (한국도로공사 2000.12)

3. 단면정수의 산정

3.1 설계경간 및 슬래브 두께의 검토

1) 설계경간의 결정 (도로교설계기준(2010) 4.8.3.2)

B = 6.000 m

구분	Ls	Ln	Ls / B	L
1경간	3.25	3.25	0.54	3.25
2경간	3.25	3.25	0.54	3.25
N경간	3.25	3.25	0.54	3.25

∴ L = 사각 ≥ 75° 이므로 직교로 가정

2) 슬래브 최소두께의 검토 (도로교설계기준(2010) 4.7.4.1)

구분	L	Tmin	Tuse	판정
1경간	3.25	0.23	0.80	O.K
2경간	3.25	0.23	0.80	O.K
3경간	3.25	0.23	0.80	O.K

* 차도부분의 최소두께(≥220mm)

- 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우
- L은 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

단순판		40 L+130
연속판		30 L+130
캔틸레버판	L≤0.25	280 L+180
	L>0.25	80 L+230

3.2 단면제원의 산정

구조계산 폭원 : 6.00 m [단위 : m]

구분		폭	두께	직경	C.T.C	A(㎡)	I_{22}(㎥)	I_{33}(㎥)
슬래브		6.000	0.800	-	-	4.800	0.256	14.400
벽체		6.000	0.550	-	-	3.300	0.083	9.900
기둥	사각	6.000	0.550	-	3.250	3.300	0.083	9.900
	원형	-	-	-	-	-	-	-

4. 지반 SPRING계수의 산정(지진 계산시)

4.1 기초부 (도로교표준시방서(1996),P.809~P.811)

* 기둥 기초 상단과 기둥 하단부의 접점은 고정단으로 고려함.

4.2 벽체

1) 연직 지반반력계수 (도로교설계기준해설(2008) 5.5.7)

구 분	α	H(m)	L(m)	1/λ	- H는 측벽 높이
지진시	2	3.5	6.0	3.5	- L은 MIN(H, 종방향 모델링 길이)

α = 2 (표준관입시험치 N값을 이용하여 Eo= 2800N(kgf/㎠)으로 추정한 변형계수)

Eo : 지반탄성계수 (kN/㎡)

N = 50

Eo = 2800 x N = 2800 x 50 = 140,000 kN/m²

Bh = √(H × L) = √(3.500 × 3.500) = 3.500 m (H < L)

* L값은 높이H와 종방향 모델링 길이 중 적은값을 적용한다.

Kvo = 1 / 0.3 ×2 ×140000 = 933,333 kN/m

Kv = 933,333 × (3.500 / 0.3)^(-3 / 4) = 147,852 kN/m

2) 전단 지반반력계수 (도로교설계기준해설(2008) 5.5.7)

Ksb = λ × Kv = 1/3.5 × 147,852 = 42,243 kN/m

■ 연직 지반반력계수 Kv = 147,852 kN/m

구분	Kv	절점번호
1	Kv x (0.000 + 1.000) / 2 = 73,926	1,21
2	Kv x (1.000 + 1.000) / 2 = 147,852	2,3,4,22,23,24
3	Kv x (1.000 + 0.000) / 2 = 73,926	5,25

■ 전단 지반반력계수 Ksb= 42,243 kN/m

구분	Ksb	절점번호
1	Ksb x (0.000 + 1.000) / 2 = 21,122	1,21
2	Ksb x (1.000 + 1.000) / 2 = 42,243	2,3,4,22,23,24
3	Ksb x (1.000 + 0.000) / 2 = 21,122	5,25

4.3 하부슬래브

1) 연직 지반반력계수 (도로교설계기준해설(2008) 5.5.7)

구 분	α	B(m)	L(m)	1/λ	- B는 확대기초 하부슬래브 전폭 - L은 MIN(B, 종방향 모델링 길이)
지진시	2	13.0	6.0	3.5	

α = 2 (표준관입시험치 N값을 이용하여 Eo= 2800N(kgf/㎠)으로 추정한 변형계수)

Eo : 지반탄성계수 (kN/㎡)

N = 50

Eo = 2800 x N = 2800 x 50 = 140,000 kN/m²

Bv = √(B × L) = √(13.000 × 6.000) = 8.832 m (B ≥ L)

* L값은 폭B와 종방향 모델링 길이 중 적은값을 적용한다.

Kvo = 1 / 0.3 ×2 ×140000 = 933,333 kN/m

Kv = 933,333 × (8.832 / 0.3)^(-3 / 4) = 73,847 kN/m

2) 전단 지반반력계수 (단지조성에 따른 시설물의 내진연구 (2001.7, 한국토지공사) p.203)

Ksb = λ × Kv = 1/3.5 × 73,847 = 21,099 kN/m

■ 연직 지반반력계수 Kv = 73,847 kN/m

구분	Kv	절점번호
1	Kv x (0.275 + 1.083) / 2 = 50,142	1
2	Kv x (1.083 + 1.083) / 2 = 79,976	34~41
3	Kv x (1.083 + 1.083) / 2 = 79,976	6,11,16
4	Kv x (1.083 + 0.275) / 2 = 50,142	21

■ 전단 지반반력계수 Ksb= 21,099 kN/m

구분	Ksb	절점번호
1	Ksb x (0.275 + 1.083) / 2 = 14,326	1
2	Ksb x (1.083 + 1.083) / 2 = 22,850	34~41
3	Ksb x (1.083 + 1.083) / 2 = 22,850	6,11,16
4	Ksb x (1.083 + 0.275) / 2 = 14,326	21

5. 지진성능검토를 위한 하중의 계산

5.1 종방향 지진하중의 산정

1) 지진거동에 영향을 주는 연직하중의 산정

고정하중 종류	계 산 식	계산값(kN/m)
슬래브 자중	25.000(γ) X 0.850(t) X 6.00(계산폭)	127.500
SLAB 자중	25.00(γ) X 0.80(t) X 6.00(계산폭)	120.000
헌 치 자 중	25.00(γ) X 1/2 X (0.250 × 0.84) X 8ea X 6.00(계산폭)/ 13.00(연장)	9.692
지진고려 연직력 합계		257.192

2) 상부구조 각 부재에 종방향으로 단위하중(1.0kn/m) 재하시 발생변위를 취하여 진동주기 계산

- P_o = 1.000 kN/m (등가단위하중)

단위 : m

v_s	0.0000139

(하중Po에 의한 정적처짐)

3) α,β,γ 계수 산정

- ω(x) = 257.192 kN/m

(교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중)

∫ dx = 6.000 m (= L)

$\alpha\ (=\int v_s(x)dx)$	0.000083520
$\beta\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)dx)$	0.021480702
$\gamma\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)^2dx)$	0.000000299

4) 교량의 주기 계산 (T)

- $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_o\ g\ \alpha}} \times 2\pi$ g = 9.810 m/sec^2

단위 : sec

T	0.120

5) 탄성지진 응답계수(C_S) 계산

- A= 0.154 , S= 1.2

① $1.2\ A\ S\ /\ T^{2/3}$	0.912
② 2.5 A	0.385
적용값 = min(①,②)	0.385

6) 등가정적 지진하중의 산정

- $P_{ey} = (\beta\ C_s\ /\ \gamma) \times (\omega_y\ v_x)$

단위 : kN/m

P_{ey}	99.019

5.2 횡방향 지진하중의 산정

: 라멘교의 경우 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 해석은 무시할 수 있다.

5.3 고정하중의 산정

단위 : kN/m

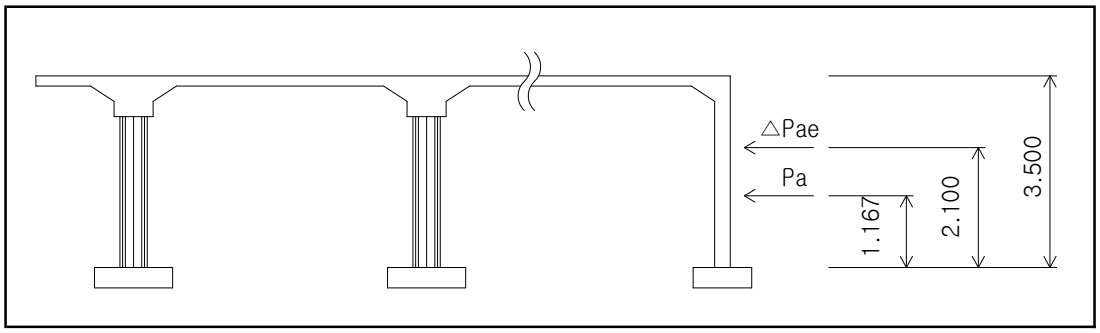
고정하중 종류	계 산 값
포장층 자중	127.500
상부토사자중	0.000
합계	127.500

5.4 지진 발생시 작용하는 토압의 산정

$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 B = 273.51$ kN (상시 주동토압)

$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma_s H^2 B = 312.93$ kN (지진시 주동토압, 시종점 동일)

$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 312.931 - 273.506 = 39.425$ kN (평상시 주동토압)



< 지진시 토압 작용 개념도 >

지진시 주동토압 작용점

$h = (P_a * H / 3) + (\Delta P_{ae} \, 0.6H) / P_{ae}$

$= ((273.506 \times 3.900 / 3) + (39.425 \times 0.6 \times 3.900)) / 312.931$

$= 1.431$ m

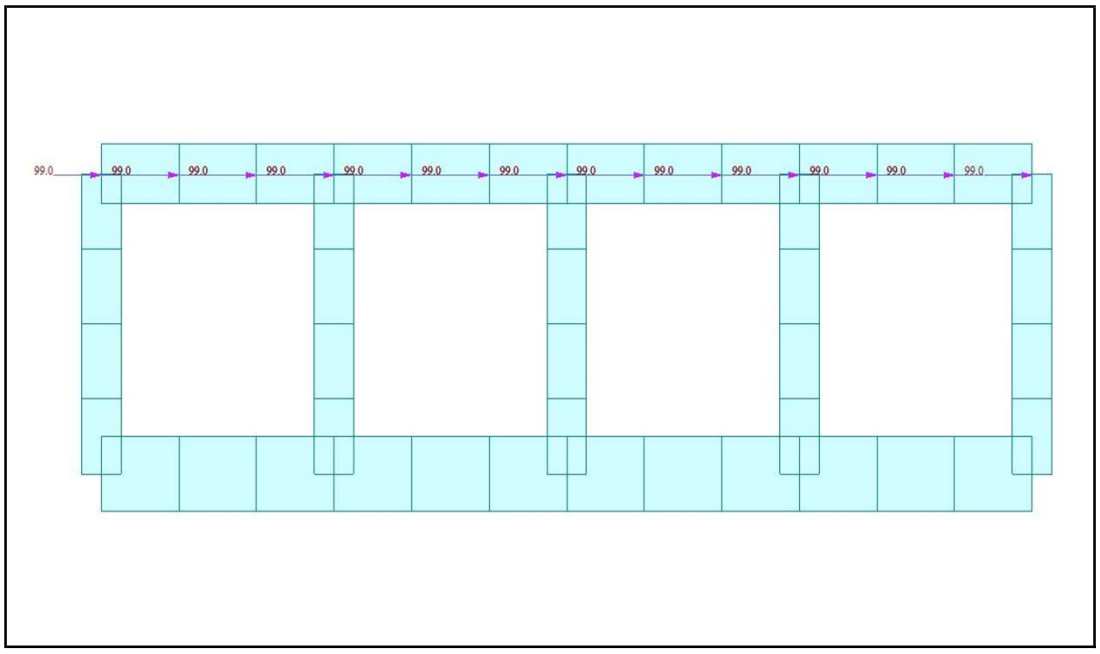
☞ 토압하중 재하시 정적분력은 1/3 H 지점, 동적 분력은 0.6 H 지점에 하중을 재하한다.

5.5.하중의 재하도

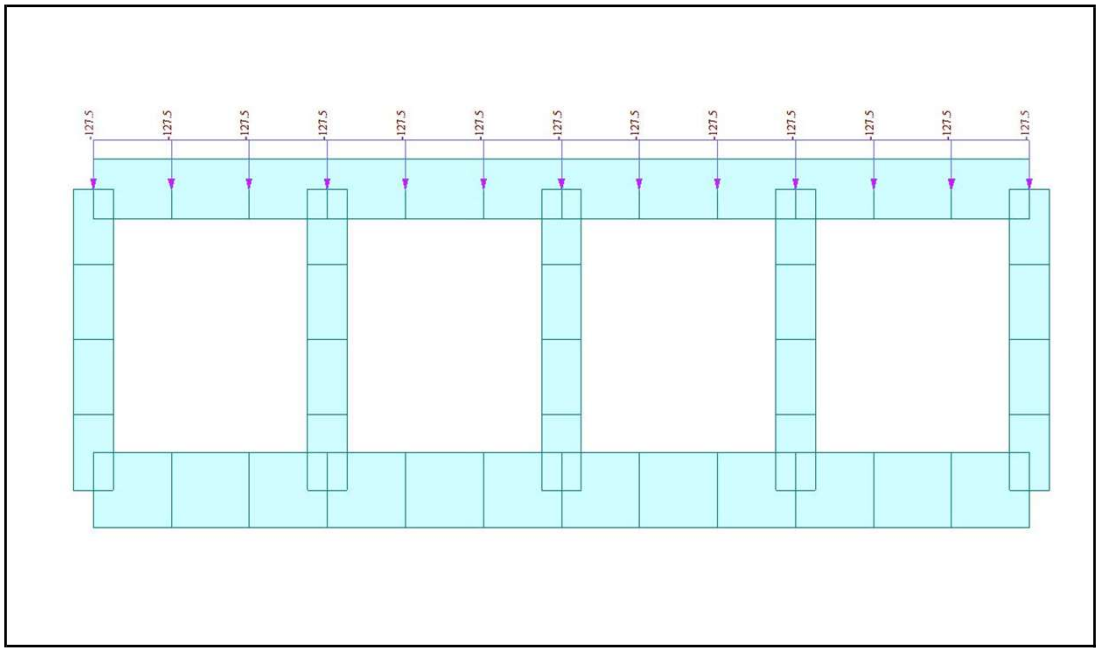
- 지진시 하중 CASE

1) LOAD CASE 1 : 지진시 관성력(종방향)

P_{ey}	99.019



2) LOAD CASE 2 : 고정하중



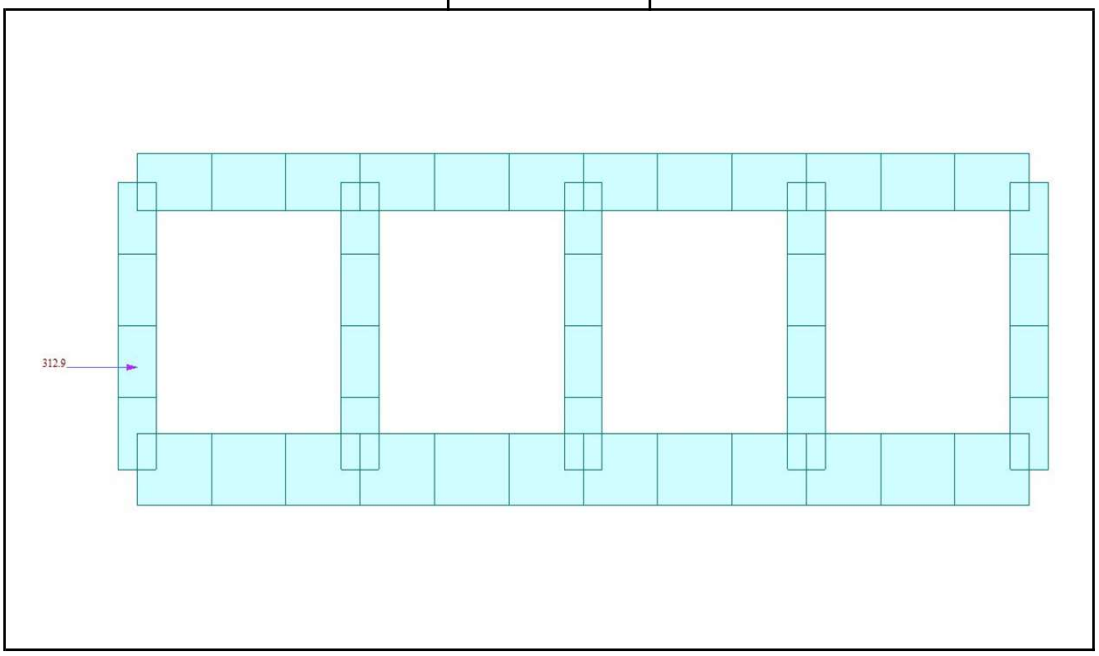
자중+헌치 : program내 자동계산

포장 : 127.500 kN/m

상부토사 : 0.000 kN/m

3) LOAD CASE 3 : 지진시 토압

구분	하중크기	작용점
Pae	312.931	1.431



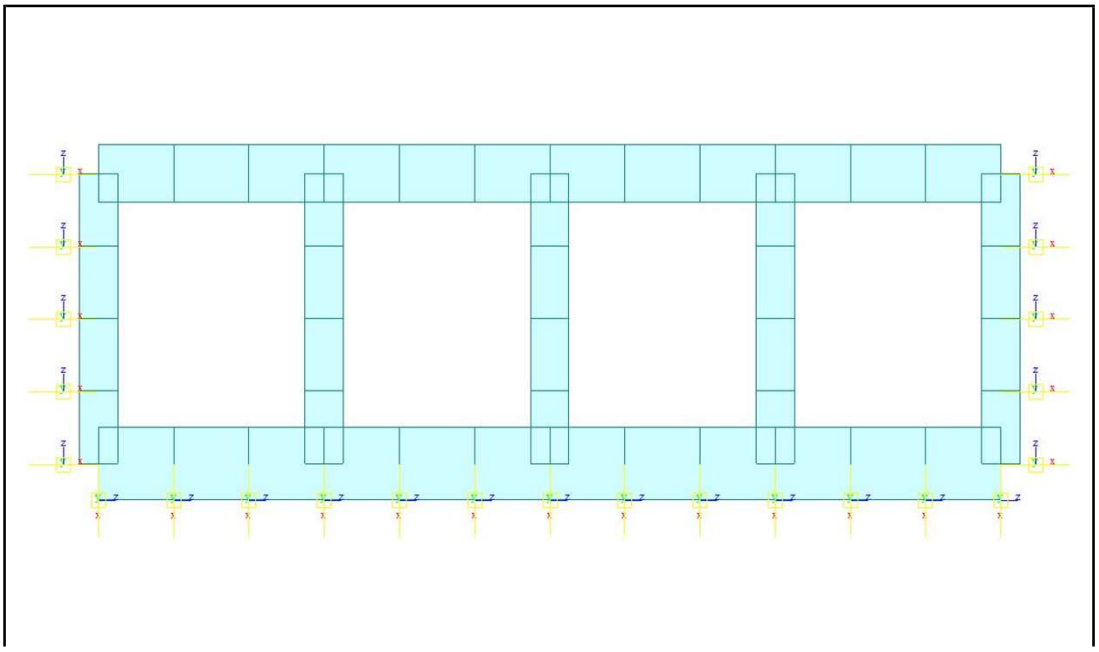
5.6 하 중 조 합

하중 / 조합	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb 1	1.000	1.000	1.000
Comb 2	1.000	1.000	0.650
Comb 3	0.300	0.300	0.300
Comb 4	0.300	0.300	0.195

※ 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 지진하중 하중조합은 생략함

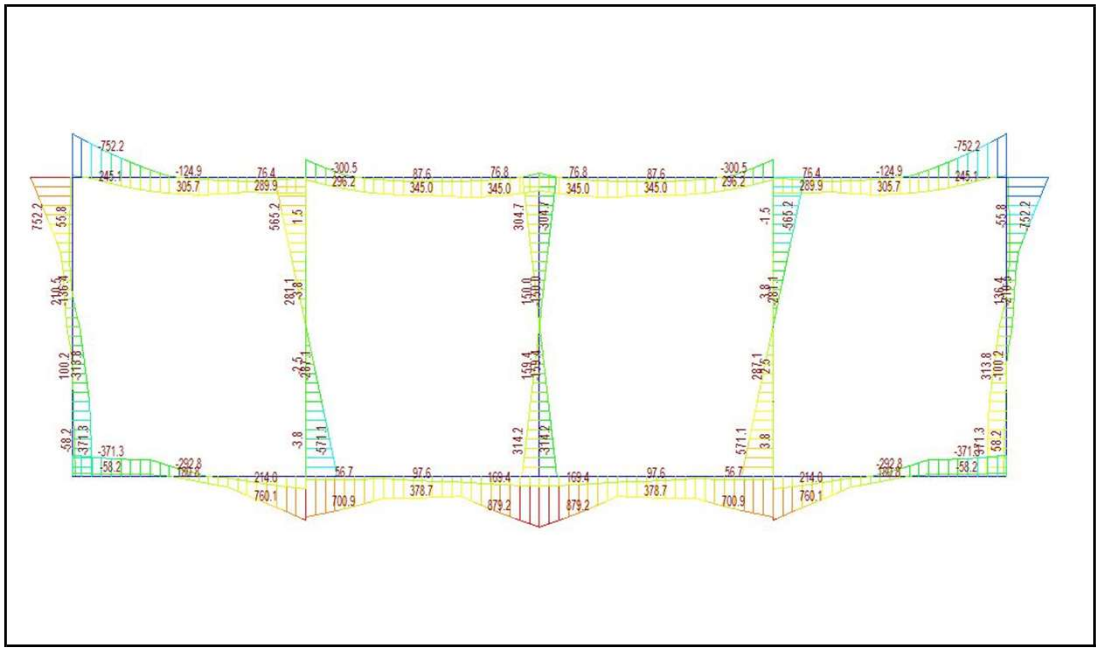
6. MODELING & 구조해석 (지진시)

6.1 MODELING

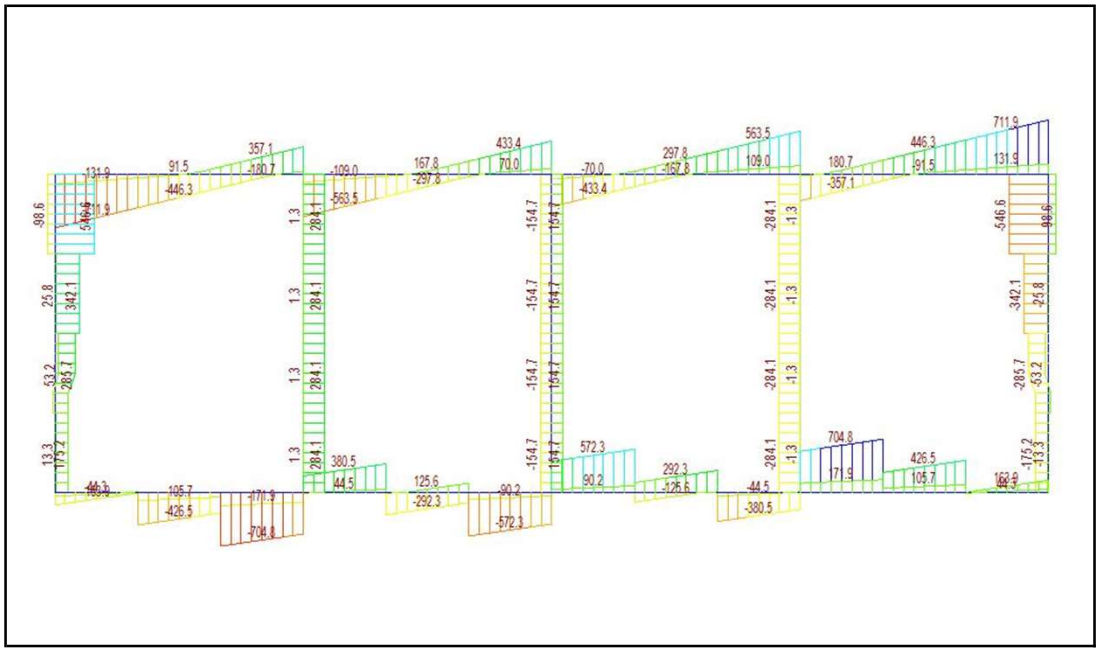


6.2 구조해석 결과 (B.M.D 및 S.F.D)

1) 지진시 (B.M.D)



2) 지진시 (S.F.D)



7. 구조해석 결과 SUMMARY

[구조계산 폭원 : 6.00 m]

구 분			휨모멘트(kN・m)/m		전단력(kN)/m		비 고
			전폭	단위폭	전폭	단위폭	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	752.2	125.4	711.9	118.7	
		중앙부	305.7	51.0	-	-	
		우측단부	76.4	12.7	357.1	59.5	
	내측	좌측단부	300.5	50.1	284.1	47.4	
		중앙부	345.0	57.5	-	-	
		우측단부	76.8	12.8	433.4	72.2	
	외측2	좌측단부	76.4	12.7	357.1	59.5	
		중앙부	305.7	51.0	-	-	
		우측단부	752.2	125.4	711.9	118.7	
벽 체	상단	전면	615.5	102.6	546.6	91.1	
		배면	55.8	9.3			
	중앙	전면	210.5	35.1	285.7	47.6	
		배면	136.4	22.7			
	하단	전면	58.2	9.7	175.2	29.2	
		배면	371.3	61.9			
하 부 슬 래 브	외측1	좌측단부	371.3	61.9	163.9	27.3	
		중앙부	292.8	48.8	-	-	
		우측단부	760.1	126.7	704.8	117.5	
	내측	좌측단부	700.9	116.8	380.5	63.4	
		중앙부	97.6	16.3	-	-	
		우측단부	879.2	146.5	572.3	95.4	
	외측2	좌측단부	760.1	126.7	704.8	117.5	
		중앙부	292.8	48.8	-	-	
		우측단부	371.3	61.9	163.9	27.3	

구 분		휨모멘트 (kN・m)/m	축력 (Kn)	전단력 (Kn)	비 고
기둥	최대 휨모멘트시	571.100	975.300	284.100	
	최대 축력시	12.600	1045.000	4.400	단위길이당 축력 : 174.167
기둥2	최대 휨모멘트시	314.200	989.500	154.700	
	최대 축력시	314.200	989.500	154.700	단위길이당 축력 : 164.917

8. 안전검토 (1.4 철근배근 참고)

8.1 상부슬래브 외측1 좌측단부

□ 기본사항

Mu	125.367 kN·m	Vu	118.650 kN	Φ_m	0.850
H	800 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	760 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	250	1	794.4	-

TOTAL 794.4 ㎟

a = 794.4 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 11.682 mm

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

= 0.850 × 794.4 × 300 × (760 − 11.682 / 2) / 1000000

= 152.771 kN·m > M_u = 125.367 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 760 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= { 0.8 × (1 / 6) × √ 24 × 1,000 × 760 } / 1000

= 496.430 kN > V_u = 118.650 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 248.215 kN > V_u = 118.650 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.2 상부슬래브 외측1 중앙부

□ 기본사항

Mu	50.950 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	800 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	760 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	250	1	794.4	-

TOTAL 794.4 ㎟

a = 794.4 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 11.682 mm

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

= 0.850 × 794.4 × 300 × (760 − 11.682 / 2) / 1000000

= 152.771 kN·m > M_u = 50.950 kN·m ∴ O.K

8.3 상부슬래브 외측1 우측단부

□ 기본사항

Mu	12.73 kN·m	Vu	59.52 kN	Φ_m	0.850
H	800 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	760 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	250	1	794.4	-

TOTAL 794.4 ㎟

$a = 794.4 \times 300 / (0.850 \times 24 \times 1{,}000) = 11.682$ mm

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

$= 0.850 \times 794.4 \times 300 \times (760 - 11.682 / 2) / 1000000$

$= 152.771$ kN·m > $M_u = 12.733$ kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

$d = 760$ mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= 0.800 \times (1 / 6) \times \sqrt{(24)} \times 1{,}000 \times 760 / 1000$

$= 496.430$ kN > $V_u = 59.517$ kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c = 248.215$ kN > $V_u = 59.517$ kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.4 상부슬래브 내측 좌측단부

□ 기본사항

Mu	50.083 kN·m	Vu	47.350 kN	Φ_m	0.850
H	800 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	760 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	250	1	794.4	-

TOTAL 794.4 ㎟

$a = 794.4 \times 300 / (0.850 \times 24 \times 1{,}000) = 11.682$ mm

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

$= 0.850 \times 794.4 \times 300 \times (760 - 11.682 / 2) / 1000000$

$= 152.771$ kN·m > $M_u = 50.083$ kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

$d = 760$ mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= 0.800 \times (1 / 6) \times \sqrt{(24)} \times 1{,}000 \times 760 / 1000$

$= 496.430$ kN > $V_u = 47.350$ kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c = 248.215$ kN > $V_u = 47.350$ kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.5 상부슬래브 내측 중앙부

□ 기본사항

Mu	57.500 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	800 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	760 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	250	1	794.4	-
			TOTAL	794.4 ㎟	

a = 794.4 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 11.682 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 794.4 × 300 × (760 − 11.682 / 2) / 1000000

= 152.771 kN·m > M_u = 57.500 kN·m ∴ O.K

8.6 상부슬래브 내측 우측단부

□ 기본사항

Mu	12.80 kN·m	Vu	72.23 kN	Φ_m	0.850
H	800 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	760 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	250	1	794.4	-
			TOTAL	794.4 ㎟	

a = 794.4 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 11.682 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 794.4 × 300 × (760 − 11.682 / 2) / 1000000

= 152.771 kN·m > M_u = 12.800 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 760 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 760 / 1000

= 496.430 kN > V_u = 72.233 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 248.215 kN > V_u = 72.233 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.7 상부슬래브 외측2 좌측단부

□ 기본사항

Mu	12.733 kN·m	Vu	59.517 kN	Φ_m	0.850
H	800 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	760 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	250	1	794.4	-

TOTAL 794.4 ㎟

a = 794.4 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 11.682 mm

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

= 0.850 × 794.4 × 300 × (760 − 11.682 / 2) / 1000000

= 152.771 kN·m > M_u = 12.733 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 760 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 760 / 1000

= 496.430 kN > V_u = 59.517 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 248.215 kN > V_u = 59.517 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.8 상부슬래브 외측2 중앙부

□ 기본사항

Mu	57.500 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	800 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	760 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	250	1	794.4	-

TOTAL 794.4 ㎟

a = 794.4 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 11.682 mm

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

= 0.850 × 794.4 × 300 × (760 − 11.682 / 2) / 1000000

= 152.771 kN·m > M_u = 57.500 kN·m ∴ O.K

8.9 상부슬래브 외측2 우측단부

□ 기본사항

Mu	125.37 kN·m	Vu	118.65 kN	Φ_m	0.850
H	800 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	760 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	250	1	794.4	-

TOTAL 794.4 ㎟

a = 794.4 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 11.682 mm

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

= 0.850 × 794.4 × 300 × (760 − 11.682 / 2) / 1000000

= 152.771 kN·m > M_u = 125.367 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 760 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 760 / 1000

= 496.430 kN > V_u = 118.650 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 248.215 kN > V_u = 118.650 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.10 하부슬래브 외측1 좌측단부

□ 기본사항

Mu	61.883 kN·m	Vu	27.317 kN	Φ_m	0.850
H	1000 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	960 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 33.706 mm

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

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (960 − 33.706 / 2) / 1000000

= 551.232 kN·m > M_u = 61.883 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 960 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 960 / 1000

= 168.552 kN > V_u = 27.317 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 84.276 kN > V_u = 27.317 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.11 하부슬래브 외측1 중앙부

□ 기본사항

Mu	48.800 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	1000 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	960 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 33.706 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (960 − 33.706 / 2) / 1000000

= 551.232 kN·m > M_u = 48.800 kN·m ∴ O.K

8.12 하부슬래브 외측1 우측단부

□ 기본사항

Mu	126.68 kN·m	Vu	117.47 kN	Φ_m	0.850
H	1000 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	960 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 33.706 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (960 − 33.706 / 2) / 1000000

= 551.232 kN·m > M_u = 126.683 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 960 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 960 / 1000

= 627.069 kN > V_u = 117.467 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 313.535 kN > V_u = 117.467 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.13 하부슬래브 내측 좌측단부

□ 기본사항

Mu	116.817 kN·m	Vu	63.417 kN	Φ_m	0.850
H	1000 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	960 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 33.706 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (960 − 33.706 / 2) / 1000000

= 551.232 kN·m > M_u = 116.817 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 960 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 960 / 1000

= 627.069 kN > V_u = 63.417 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 313.535 kN > V_u = 63.417 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.14 하부슬래브 내측 중앙부

□ 기본사항

Mu	16.267 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	1000 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	960 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 33.706 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (960 − 33.706 / 2) / 1000000

= 551.232 kN·m > M_u = 16.267 kN·m ∴ O.K

8.15 하부슬래브 내측 우측단부

□ 기본사항

Mu	146.53 kN·m	Vu	95.38 kN	Φ_m	0.850
H	1000 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	960 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 33.706 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (960 − 33.706 / 2) / 1000000

= 551.232 kN·m > M_u = 146.533 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 960 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 960 / 1000

= 627.069 kN > V_u = 95.383 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 313.535 kN > V_u = 95.383 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.16 하부슬래브 외측2 좌측단부

□ 기본사항

Mu	126.683 kN·m	Vu	117.467 kN	Φ_m	0.850
H	1000 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	960 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 33.706 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (960 − 33.706 / 2) / 1000000

= 551.232 kN·m > M_u = 126.683 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 960 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 960 / 1000

= 627.069 kN > V_u = 117.467 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 313.535 kN > V_u = 117.467 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.17 하부슬래브 외측2 중앙부

□ 기본사항

Mu	48.800 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	1000 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	960 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 33.706 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (960 − 33.706 / 2) / 1000000

= 551.232 kN·m > M_u = 48.800 kN·m ∴ O.K

8.18 하부슬래브 외측2 우측단부

□ 기본사항

Mu	61.88 kN·m	Vu	27.32 kN	Φ_m	0.850
H	1000 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	960 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	19	125	1	2292.0	-

TOTAL 2292.0 ㎟

a = 2,292.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 33.706 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,292.0 × 300 × (960 − 33.706 / 2) / 1000000

= 551.232 kN·m > M_u = 61.883 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 960 mm

$\Phi_v V_c$ = $\Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 960 / 1000

= 627.069 kN > V_u = 27.317 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 313.535 kN > V_u = 27.317 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.19 기둥

▶ 숙골교 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 숙골교

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 24 MPa, fy = 300 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 25790 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.85

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 550.00 mm
단 면 높 이 (H) : 6000.00 mm
철근 피복두께(d') : 100.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 4000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 0.65
유효길이계수 (Ky) : 0.65
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : D16 × 50ea = 9930.0 ㎟ (dc = 100.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 9930.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 975.300 KN

계수모멘트(X) : Mux = 571.100 KN·m
Mux.ns= 571.100 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 1.5
Y축 세장비 : λy = 16.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 571.100 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 571.100 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 597.45 mm
작 용 편 심 : e = 585.56 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3933.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 37512.200 + 1362.076 + -585.043 = 38289.233 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 49828.706 + 2105.158 + 1394.673 = 53328.536 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1392.78 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 24888.00 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 34663.55 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.301 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 7920.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000117 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

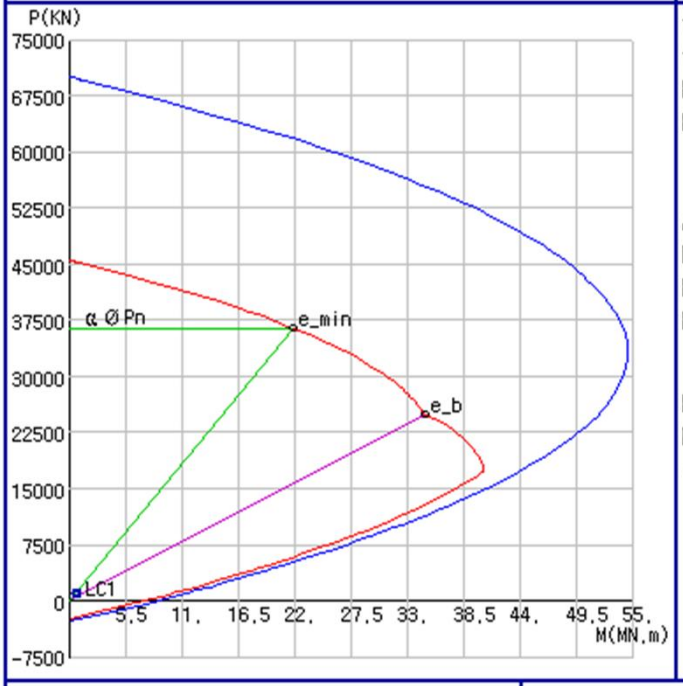
αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 56077.143 KN
Mn = αPn × e_min = 33503.358 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800

설계축하중강도 : αØPn = 36450.142 KN ≥ Pu = 975.300 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 21777.183 KN·m ≥ Mu = 571.100 KN·m ∴ O.K

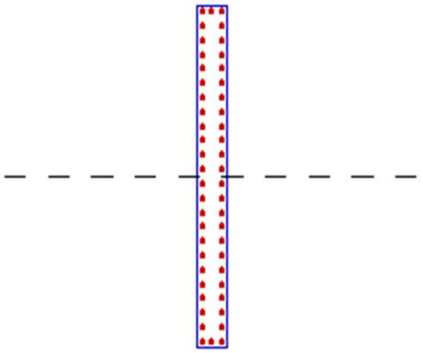
검토단면 : 숙골교



검 토 조 건

fck	=	24 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	25790 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	9.900 E+12 mm⁴
Iy	=	8.319 E+10 mm⁴
Ag	=	3.300 E+06 mm²
Lu	=	4000.0 mm
Kx	=	0.65
Ky	=	0.65
ρ	=	0.301 %
Pu	=	975.300 KN
Mu	=	571.100 KN·m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 597.451 mm

ØP_min = 36450.140 KN

ØM_min = 21777.180 KN·m

▷ 평형 편심 상태

eb = 1392.781 mm

ØPb = 24888.000 KN

ØMb = 34663.550 KN·m

▷ 작용편심에서의 설계강도

e < e_min ∴ 최소편심구간

ØPn = 36450.140 KN(=ØPmin)

ØMn = 21777.180 KN·m(=ØMmin)

▷ 사용철근량

A_rebar = 9930.000 mm²

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1045.000 KN

계수모멘트(X) : Mux = 12.600 KN·m
Mux.ns= 12.600 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 1.5
Y축 세장비 : λy = 16.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 12.600 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 12.600 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 597.45 mm
작 용 편 심 : e = 12.06 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3933.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 37512.200 + 1362.076 + -585.043 = 38289.233 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 49828.706 + 2105.158 + 1394.673 = 53328.536 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1392.78 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 24888.00 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 34663.55 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

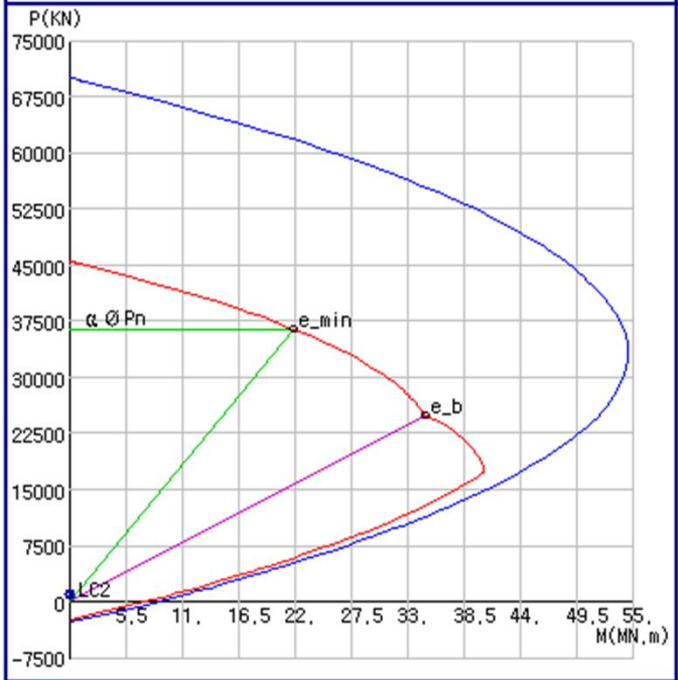
사용철근비 : Pused = 0.301 %

계수축력 Pu < 0.1 · fck · Ag = 7920.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000117 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α × {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 56077.143 KN
Mn = αPn × e_min = 33503.358 KN · m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 36450.142 KN ≥ Pu = 1045.000 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 21777.183 KN · m ≥ Mu = 12.600 KN · m ∴ O.K

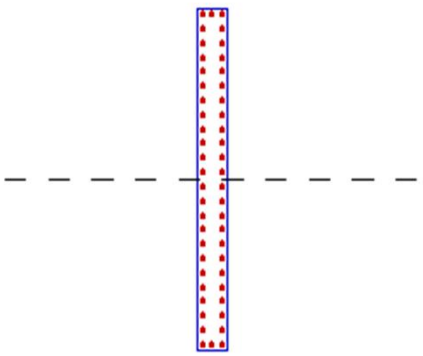
검토단면 : 숙골교



검 토 조 건

fck	=	24 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	25790 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	9.900 E+12 mm⁴
Iy	=	8.319 E+10 mm⁴
Ag	=	3.300 E+06 mm²
Lu	=	4000.0 mm
Kx	=	0.65
Ky	=	0.65
ρ	=	0.301 %
Pu	=	1045.000 KN
Mu	=	12.600 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
e_min = 597.451 mm
ØP_min = 36450.140 KN
ØM_min = 21777.180 KN · m
▷ 평형 편심 상태
eb = 1392.781 mm
ØPb = 24888.000 KN
ØMb = 34663.550 KN · m
▷ 작용편심에서의 설계강도
e < e_min ∴ 최소편심구간
ØPn = 36450.140 KN(=ØPmin)
ØMn = 21777.180 KN · m(=ØMmin)
▷ 사용철근량
A_rebar = 9930.000 mm²

8.20 기둥 - 전단검토

□ 전단검토

Vu	284.100 kN	기둥폭	6000.00 mm	Φ_v	0.800
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa	형식	사각

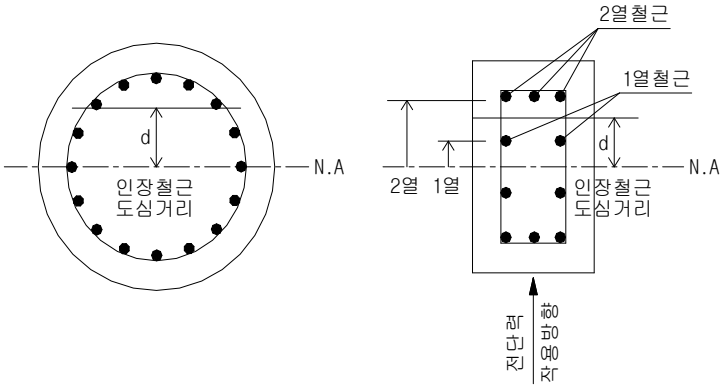
[원형단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	피복	개수	철근단면적	비 고
1단	0	0	0	-	-
2단	-	-	-	-	-
계				-	-

[사각단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	도심거리	개수	철근단면적	비 고
1열	16	0.1	50	9,930	-
2열				-	-
3열				-	-
4열				-	-
5열				-	-
계				9,930	-

< d 값 산출 개념도 >



d = 375 mm (인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리)

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= \{ 0.8 \times (1 / 6) \times \sqrt{24} \times 6,000 \times 375 \} / 1000$

$= 1469.694$ kN > V_u = 284.100 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 734.847 kN > V_u = 284.100 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.21 벽체 상단 내측

□ 기본사항

Mu	102.583 kN·m	Vu	91.100 kN	Φ_m	0.850
H	633 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	533 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	250	1	794.4	-

TOTAL 794.4 ㎟

a = 794.4 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 11.682 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 794.4 × 300 × (533 − 11.682 / 2) / 1000000

= 106.855 kN·m > M_u = 102.583 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 450 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 450 / 1000

= 293.939 kN > V_u = 91.100 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 146.970 kN > V_u = 91.100 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.22 벽체 상단 외측

□ 기본사항

Mu	9.300 kN·m	Vu	91.100 kN	Φ_m	0.850
H	550 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	450 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	250	1	794.4	-

TOTAL 794.4 ㎟

a = 794.4 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 11.682 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 794.4 × 300 × (450 − 11.682 / 2) / 1000000

= 89.974 kN·m > M_u = 9.300 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 450 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 450 / 1000

= 293.939 kN > V_u = 91.100 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 146.970 kN > V_u = 91.100 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.23 벽체 중앙 내측

□ 기본사항

Mu	35.083 kN·m	Vu	47.617 kN	Φ_m	0.850
H	550 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	450 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	250	1	794.4	-

TOTAL 794.4 ㎟

a = 794.4 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 11.682 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 794.4 × 300 × (450 − 11.682 / 2) / 1000000

= 89.974 kN·m > M_u = 35.083 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 450 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 450 / 1000

= 293.939 kN > V_u = 47.617 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 146.970 kN > V_u = 47.617 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.24 벽체 중앙 외측

□ 기본사항

Mu	22.733 kN·m	Vu	47.617 kN	Φ_m	0.850
H	550 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	450 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	250	1	794.4	-

TOTAL 794.4 ㎟

a = 794.4 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 11.682 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 794.4 × 300 × (450 − 11.682 / 2) / 1000000

= 89.974 kN·m > M_u = 22.733 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 450 mm

$\Phi_v V_c$ = $\Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 450 / 1000

= 293.939 kN > V_u = 47.617 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 146.970 kN > V_u = 47.617 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.25 벽체 하단 내측

□ 기본사항

Mu	9.700 kN·m	Vu	29.200 kN	Φ_m	0.850
H	550 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	450 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	250	1	794.4	-

TOTAL 794.4 ㎟

a = 794.4 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 11.682 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 794.4 × 300 × (450 − 11.682 / 2) / 1000000

= 89.974 kN·m > M_u = 9.700 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 450 mm

$\Phi_v V_c$ = $\Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 450 / 1000

= 293.939 kN > V_u = 29.200 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 146.970 kN > V_u = 29.200 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.26 벽체 하단 외측

□ 기본사항

Mu	61.883 kN·m	Vu	29.200 kN	Φ_m	0.850
H	550 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	450 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	250	1	794.4	인장부

TOTAL 794.4 ㎟

$a = 794.4 \times 300 / (0.850 \times 24 \times 1{,}000) = 11.682$ mm

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

$= 0.850 \times 794.4 \times 300 \times (450 - 11.682 / 2) / 1000000$

$= 89.974$ kN·m > $M_u = 61.883$ kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

$d = 450$ mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= 0.800 \text{ X } (1 / 6) \text{ X } \sqrt{(24)} \text{ X } 1{,}000 \times 450 / 1000$

$= 293.939$ kN > $V_u = 29.200$ kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c = 146.970$ kN > $V_u = 29.200$ kN ∴ **전단철근 필요 없음**

9. 안전검토결과 요약

구 분			휨검토(kN・m)			전단검토(kN)			비 고
			ΦM_n	Mu	판정	ΦVn	Vu	판정	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	152.77	125.37	O.K	496.43	118.65	O.K	
		중앙부	152.77	50.95	O.K	-	-	-	
		우측단부	152.77	12.73	O.K	496.43	59.52	O.K	
	내측	좌측단부	152.77	50.08	O.K	496.43	47.35	O.K	
		중앙부	152.77	57.50	O.K	-	-	-	
		우측단부	152.77	12.80	O.K	496.43	72.23	O.K	
	외측2	좌측단부	152.77	12.73	O.K	496.43	59.52	O.K	
		중앙부	152.77	57.50	O.K	-	-	-	
		우측단부	152.77	125.37	O.K	496.43	118.65	O.K	
벽 체	상단	전면	106.86	102.58	O.K	293.94	91.10	O.K	
		배면	89.97	9.30	O.K	293.94	91.10	O.K	
	중앙	전면	89.97	35.08	O.K	293.94	47.62	O.K	
		배면	89.97	22.73	O.K	293.94	47.62	O.K	
	하단	전면	89.97	9.70	O.K	293.94	29.20	O.K	
		배면	89.97	61.88	O.K	293.94	29.20	O.K	
하부 슬래브	외측1	좌측단부	551.23	61.88	O.K	4060.78	27.32	O.K	
		중앙부	551.23	48.80	O.K	-	-	-	
		우측단부	551.23	126.68	O.K	3267.45	117.47	O.K	
	내측	좌측단부	551.23	116.82	O.K	1794.74	63.42	O.K	
		중앙부	551.23	16.27	O.K	-	-	-	
		우측단부	551.23	146.53	O.K	1794.74	95.38	O.K	
	외측2	좌측단부	551.23	126.68	O.K	1794.74	117.47	O.K	
		중앙부	551.23	48.80	O.K	-	-	-	
		우측단부	551.23	61.88	O.K	1794.74	27.32	O.K	

구 분		P-M 상관 검토			전단검토(kN)			비 고
		Mu (kN・m)	P (kN)	판정	ΦVn	Vu	판정	
기 둥	Mmax	571.10	975.30	O.K	1469.69	284.10	O.K	기둥 P-M 상관도 참고
	Pmax	12.60	1045.00	O.K				"

주리교(신)

기존교량 내진성능평가

2019.5

1. 현장조사 결과

1.1 자료조사 결과

1.1.1 구조물 현황

1) 위　　치 : 경기도 용인시 처인구 백암면 가창리 281-1
2) 구　　조 : 라멘교
3) 폭 및 연장 : B= 10 m L= 20 m
4) 준 공 년 도 : 1998 년

1.1.2 내진해석 조건

1) 구역계수 = 0.110 (경기도 용인시)
2) 위험계수 = 1.400 (내진 1등급)
3) 지반계수 = 1.2 (지반계수, 지반종류 II 지역)

1.2 설계기준강도

1.2.1 콘크리트 강도

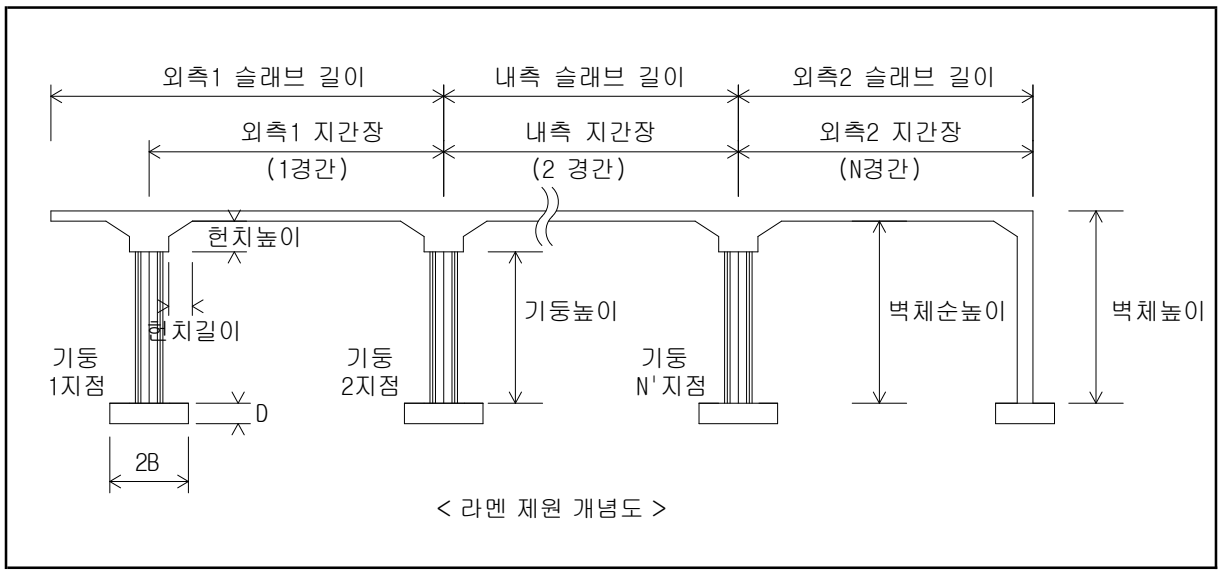
- 상부구조 : f_{ck} = 27 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_{ck} = 27 MPa (교각, 교대)

1.2.2 철근강도

- 상부구조 : f_y = 300 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_y = 300 MPa (교각, 교대)

1.3 교량 제원

단위 : m



< 라멘 제원 개념도 >

* 공통사항

토피	포장	방호벽	
		폭	높이
0	0.08	0.45	0.25

* 벽체 제원

구분	두께	높이	순높이
좌측	0.50	4.65	4.00
우측	0.50	4.65	4.00

* 상부슬래브 제원 (단, 헌치와 보의 제원은 1,2경간의 종점부의 및 N경간의 시점부의 치수임)

구분	슬래브		헌치		거더	
	두께	길이	높이	길이	폭	높이
1경간	0.65	10.00	0.30	0.90	-	-
2경간	0.65	10.00	0.30	0.90	-	-
N경간	-	-	-	-	-	-

* 기둥 제원

구분	기둥(타원형)				지간장
	높이	가로	세로	직경	
1지점	4.00	0.50	10.00	-	10.00
2지점	4.00	0.50	10.00	-	10.00
N'지점	-	-	-	-	-

* 기초제원

구 분	기둥1	기둥2~N-1	기둥N
기초형식	직접		
독립기초 폭(2B)	2.50	2.50	2.50
길이(2L)	12.00	12.00	12.00
두께(D)	1.00	1.00	1.00
확대기초 전폭	2.50		

1.4 철근배근

1.4.1 슬래브 및 벽체

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	피복	직경	간격	피복	직경	간격	피복
슬래브	좌측단부	22	150	40	22	150	40	22	150	40
	중앙부	22	300	40	22	300	40	22	300	40
	우측단부	22	150	40	22	150	40	22	150	40
벽체	상단 외측	22	125	40	22	125	40	22	125	40
	상단 내측	22	125	40	22	125	40	22	125	40
	중앙 내측	22	125	40	22	125	40	22	125	40
	중앙 외측	22	125	40	22	125	40	22	125	40
	하단 내측	22	125	40	22	125	40	22	125	40
	하단 외측	22	125	40	22	125	40	22	125	40

2) 기둥 및 보 철근

구 분		직경	간격		철근개수	피복	단수
			가로간격개수	세로간격개수			
기둥	사각	22	97	3	200	125	1

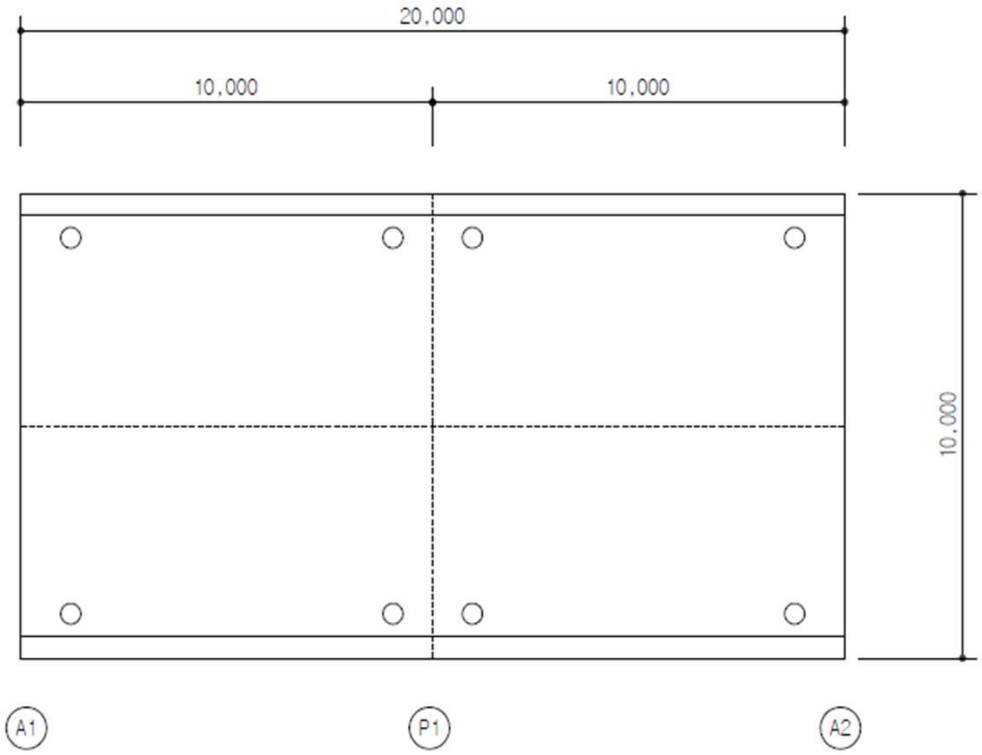
1.4.2 전단철근

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	다리수	직경	간격	다리수	직경	간격	다리수
상부슬래브		13	600	2	13	600	2	13	600	2
벽체	상단	13	250	2	13	250	2	13	250	2
	중앙	13	250	2	13	250	2	13	250	2
	하단	13	250	2	13	250	2	13	250	2

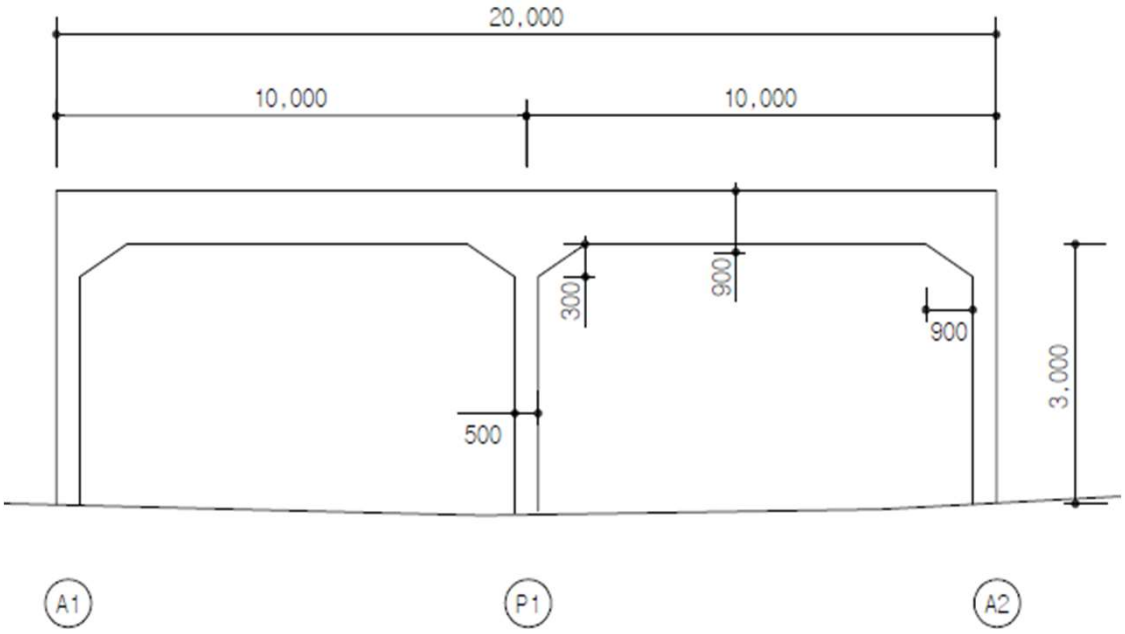
구 분	직경	간격	다리수
기둥	13	200	2

1.5 교량 종평면도

1.5.1 평면도



1.5.2 종단면도



2. 검토조건

2.1 일반사항

교량형식	2 경간 라멘교	교량연장	20 m	교량사각	90 °	기초형식	직접 기초
교량등급	내진 1등급 교량	교량폭원	10 m	평면선형	직선		

2.2 하 중

2.2.1 고정하중

1) 철근 콘크리트 γ_{c1} = 25.000 kN/㎥
2) 무근 콘크리트 γ_{c2} = 23.500 kN/㎥
3) 뒷채움 토사 γ_s = 18.000 kN/㎥
4) 교면 포장층 γ_a = 23.000 kN/㎥
5) 지 하 수 γ_w = 10.000 kN/㎥

2.2.2 토압

- 안정계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식
- 단면계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식

1) 상시토압

라멘 벽체는 주동토압이 발생할 수 있는 연직벽 상대변위가 발생치 않으므로 정지토압 적용.

K_o = 1 - SIN Φ = 0.5000

Φ = 30.000 °

2) 지진시 토압

(1) 정적토압

K_a = 0.333

Φ = 30.000 ° δ = 0.000 °

θ = 0.000 ° α = 0.000 °

(2) 동적영향을 고려한 토압 (Mononobe Okabe 공식 적용)

K_{ea}	= 0.381		(지진 토압계수)
Φ	= 30.000 °		(뒷채움 흙의 마찰각)
δ	= 0.000 °		(흙과 교대사이의 마찰각)
i	= 0.000 °		(뒷채움 흙의 경사각)
β	= 0.000 °		(교대배면의 수직에 대한 값)
a	= 0.110		(지진 구역계수)
I	= 1.400		(중요한 교량으로 평균재현주기 1000년)
A	= a x I =	0.154	(지진 가속도 계수)
K_h	= 0.500 x A =	0.077	(수평지반 가속도 계수= 변위를 허용)
K_v	= 0.000		(연직지반 가속도 계수, 고려하지 않음)

θ = $\tan^{-1}\{K_h / (1-K_v)\}$ = 4.403 °

2.3 사용재료 및 특성치

1) 콘 크 리 트 = min(설계강도, 측정강도) [설계강도 = 27 MPa 측정강도 = 27 MPa]

f_{ck} = 27.000 Mpa E_c = 27804 Mpa

2) 철 근

f_y = 300.000 Mpa E_s = 200,000 Mpa

f_{sa} = 150.000 Mpa

3) 뒷 채 움 토

Φ = 30.000 °

2.4 구조검토 일반사항

2.4.1 강도감소계수

Φ_m = 0.850 (휨에 대한 강도 감소계수)

Φ_v = 0.800 (전단에 대한 강도 감소계수)

Φ_c = 0.650 (축력에 대한 강도감소계수)

2.5 내진검토 조건

1) 내진등급 = 내진 1등급 교량

구역계수 = 0.11 (경기도 용인시)

위험계수 = 1.4 (내진 1등급)

A = 지진구역 계수 X 위험도 계수 = 0.154

S = 1.200 (지반계수)

2) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis (단일모드 해석법)

3) 해석을 위한 토질정수의 산정

(1) 벽체 뒷채움

E_{o1} = 28N X 100 = 42,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 15 (교대 뒷채움재의 N값)

G_1 = E_{o1} / { 2 (1+υ) } = 14,685 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.430 (측벽 토층 평균값 적용) (대상지반의 프와송 비)

(2) 기초위치의 지반

E_{o2} = 28N X 100 = 140,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 50 (기초지반의 N값)

G_2 = E_{o2} / { 2 (1+υ) } = 52,632 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.330 (대상지반의 프와송 비)

2.6 구조해석 PROGRAM ☞ MIDAS CIVIL 2012

2.7 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (국토해양부, 2010.11)

2) 콘크리트 구조기준 (국토해양부, 2012.10)

3) 도로교표준시방서(건설교통부,1996.4)

4) 도로설계편람(건설교통부,2008.5)

5) 도로교 설계 기준 해설 (대한토목학회, 2008.1)

6) 단지조성에 따른 시설물의 내진연구 (한국토지공사, 2001.7)

7) 고속도로 교량의 내진설계편람 (한국도로공사, 1999.12)

8) 교량설계기준 (한국도로공사 2000.12)

3. 단면정수의 산정

3.1 설계경간 및 슬래브 두께의 검토

1) 설계경간의 결정 (도로교설계기준(2010) 4.8.3.2)

B = 10.000 m

구분	Ls	Ln	Ls / B	L
1경간	10.00	10.00	1.00	10.00
2경간	10.00	10.00	1.00	10.00

∴ L = 사각 ≥ 75° 이므로 직교로 가정

2) 슬래브 최소두께의 검토 (도로교설계기준(2010) 4.7.4.1)

구분	L	Tmin	Tuse	판정
1경간	10.00	0.43	0.65	O.K
2경간	10.00	0.43	0.65	O.K

* 차도부분의 최소두께(≥220mm)

- 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우
- L은 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

단순판		40 L+130
연속판		30 L+130
캔틸레버판	L≤0.25	280 L+180
	L>0.25	80 L+230

3.2 단면제원의 산정

구조계산 폭원 : 10.00 m [단위 : m]

구분		폭	두께	직경	C.T.C	A(㎡)	I_{22}(㎥)	I_{33}(㎥)
슬래브		10.000	0.650	-	-	6.500	0.229	54.167
벽체		10.000	0.500	-	-	5.000	0.104	41.667
기둥	사각	10.000	0.500	-	10.000	5.000	0.104	41.667
	원형	-	-	-	-	-	-	-

4. 지반 SPRING계수의 산정(지진 계산시)

4.1 기초부 (도로교표준시방서(1996),P.809~P.811)

* 기둥 기초 상단과 기둥 하단부의 접점은 고정단으로 고려함.

4.2 라멘형 벽체 (도로교표준시방서(1996), p.807)

1) 종방향 (교축방향 : X - DIR) 변위강성 <수평방향 변위>

Ks = 0.425 E_{o1} B = 178,500 kN/m

2) 횡방향 (교축직각방향 : Y - DIR) 회전강성 <회전 변위>

Kr = 0.072 E_{o1} B H^2 = ##### kN·m/rad

HA = 4.975 m (A1, A2 구간 슬래브 도심에서 저판상단까지)

3) Y-축, Z-축으로의 변위강성과 X-축,Z-축에 대한 회전강성은 무시함.

■ 수평변위강성 Ks = 178,500 kN/m

구분	Kv	절점번호
1	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 89,250	1,11
2	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 178,500	2,3,4
3	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 178,500	12,13,14
4	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 89,250	5,15

■ 회전강성 Kr = 748,459 kN·m/rad

구분	Ksb	절점번호
1	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 374,229	1,11
2	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 748,459	2,3,4
3	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 748,459	12,13,14
4	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 374,229	5,15

5. 지진성능검토를 위한 하중의 계산

5.1 종방향 지진하중의 산정

1) 지진거동에 영향을 주는 연직하중의 산정

고정하중 종류	계 산 식	계산값(kN/m)
포장층 자중	23.000(γ) X 0.080(t) X 10.00(계산폭)	18.400
SLAB 자중	25.00(γ) X 0.65(t) X 10.00(계산폭)	162.500
헌 치 자 중	25.00(γ) X 1/2 X (0.300 × 0.90) X 4ea X 10.00(계산폭)/ 20.00(연장)	6.750
지진고려 연직력 합계		187.650

2) 상부구조 각 부재에 종방향으로 단위하중(1.0kn/m) 재하시 발생변위를 취하여 진동주기 계산

- P_o = 1.000 kN/m (등가단위하중)

단위 : m

v_s	0.0000106

(하중Po에 의한 정적처짐)

3) α,β,γ 계수 산정

- ω(x) = 187.650 kN/m

(교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중)

∫ dx = 10.000 m (= L)

$\alpha\ (=\int v_s(x)dx)$	0.000105600
$\beta\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)dx)$	0.019815840
$\gamma\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)^2dx)$	0.000000209

4) 교량의 주기 계산 (T)

- $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_o\ g\ \alpha}} \times 2\pi$ g = 9.810 m/sec^2

단위 : sec

T	0.089

5) 탄성지진 응답계수(C_S) 계산

- A= 0.154 , S= 1.2

① $1.2\ A\ S\ /\ T^{2/3}$	1.112
② 2.5 A	0.385
적용값 = min(①,②)	0.385

6) 등가정적 지진하중의 산정

- $P_{ey} = (\beta\ C_s\ /\ \gamma) \times (\omega_y\ v_x)$

단위 : kN/m

P_{ey}	72.245

5.2 횡방향 지진하중의 산정

: 라멘교의 경우 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 해석은 무시할 수 있다.

5.3 고정하중의 산정

단위 : kN/m

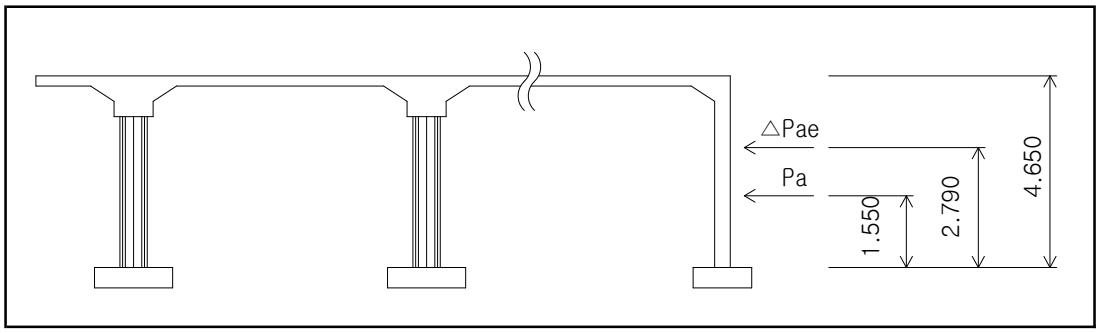
고정하중 종류	계 산 값
포장층 자중	18.400
상부토사자중	0.000
합계	18.400

5.4 지진 발생시 작용하는 토압의 산정

$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 B = 741.78$ kN (상시 주동토압)

$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma_s H^2 B = 848.70$ kN (지진시 주동토압, 시종점 동일)

$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 848.699 - 741.776 = 106.923$ kN (평상시 주동토압)



< 지진시 토압 작용 개념도 >

지진시 주동토압 작용점

$h = (P_a * H / 3) + (\Delta P_{ae}\ 0.6H) / P_{ae}$

$= ((741.776 \times 4.975 / 3) + (106.923 \times 0.6 \times 4.975)) / 848.699$

$= 1.825$ m

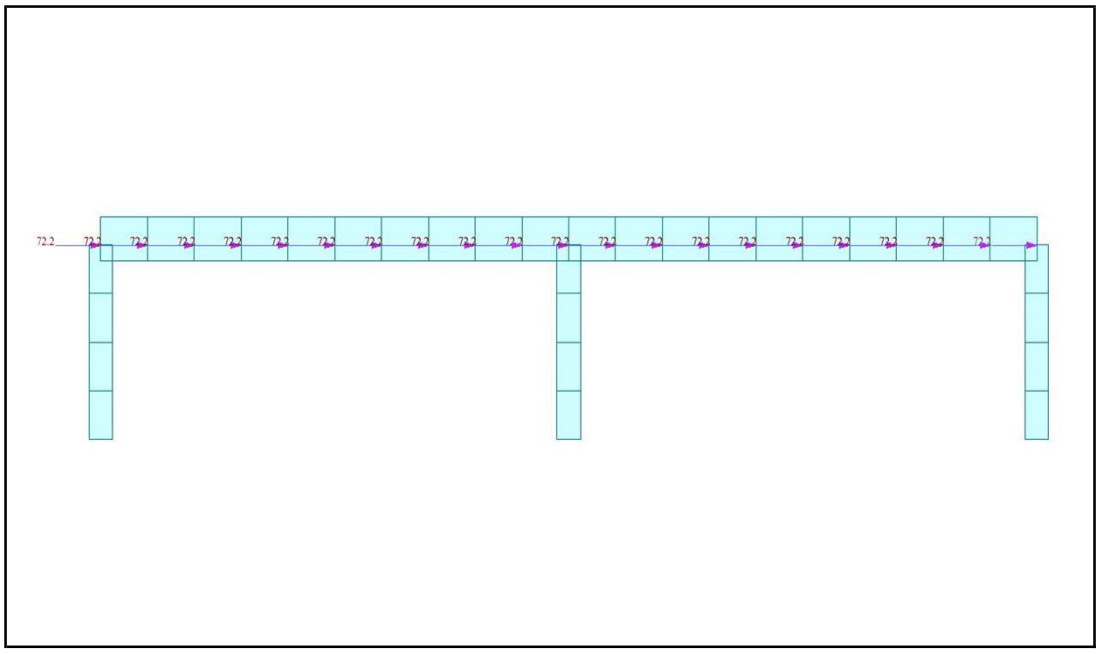
☞ 토압하중 재하시 정적분력은 1/3 H 지점, 동적 분력은 0.6 H 지점에 하중을 재하한다.

5.5.하중의 재하도

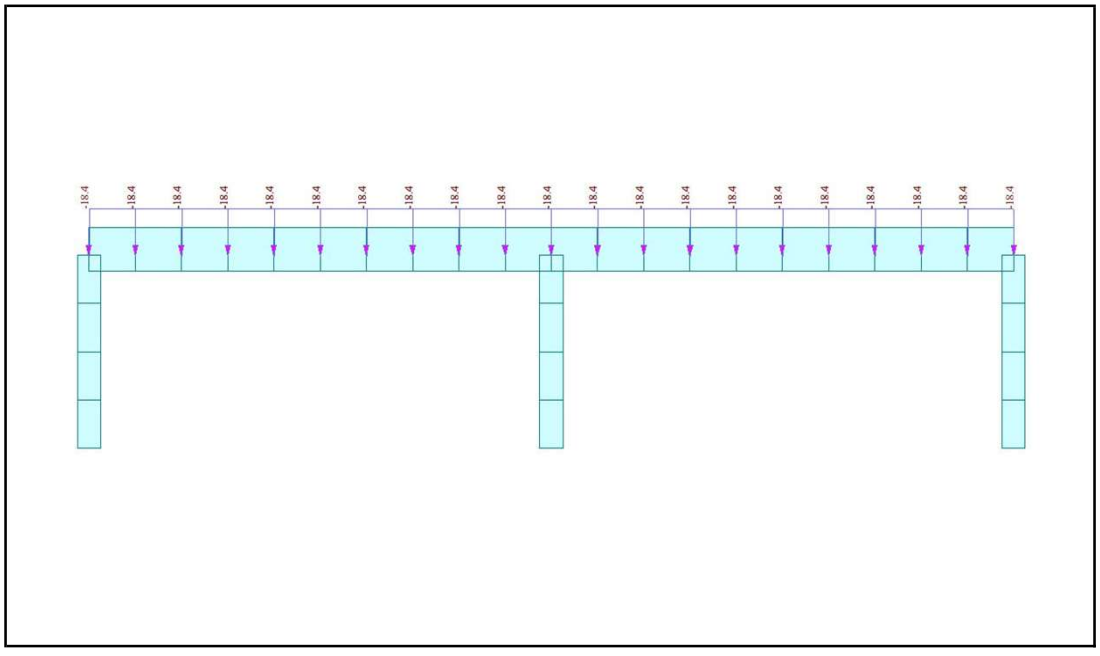
- 지진시 하중 CASE

1) LOAD CASE 1 : 지진시 관성력(종방향)

P_{ey}	72.245



2) LOAD CASE 2 : 고정하중



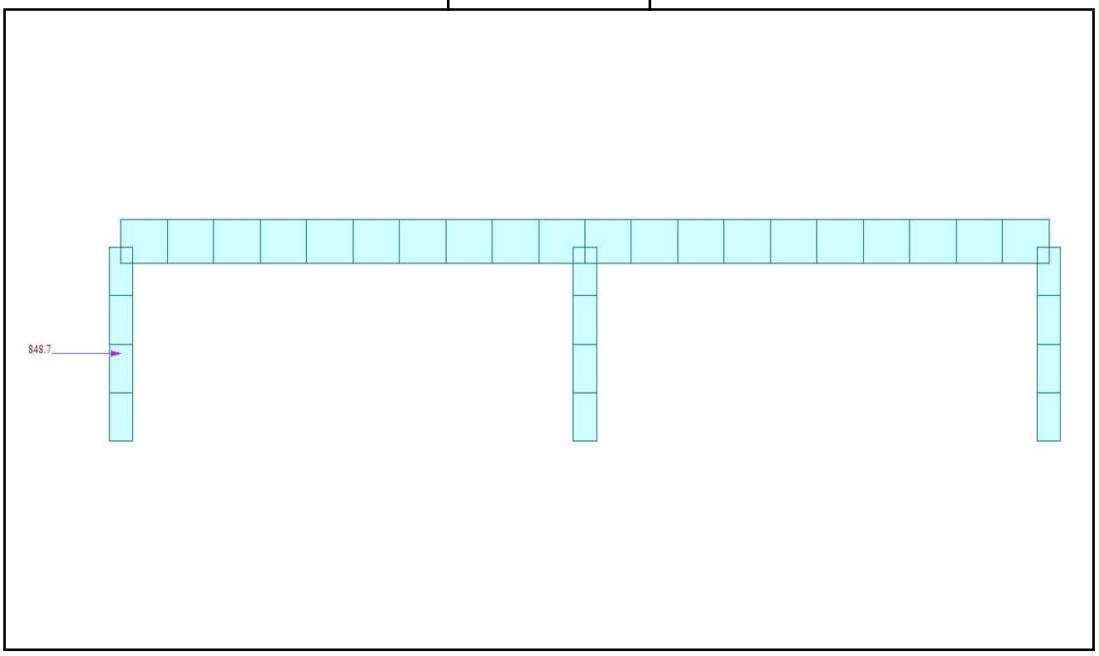
자중+헌치 : program내 자동계산

포장 : 18.400 kN/m

상부토사 : 0.000 kN/m

3) LOAD CASE 3 : 지진시 토압

구분	하중크기	작용점
Pae	848.699	1.825



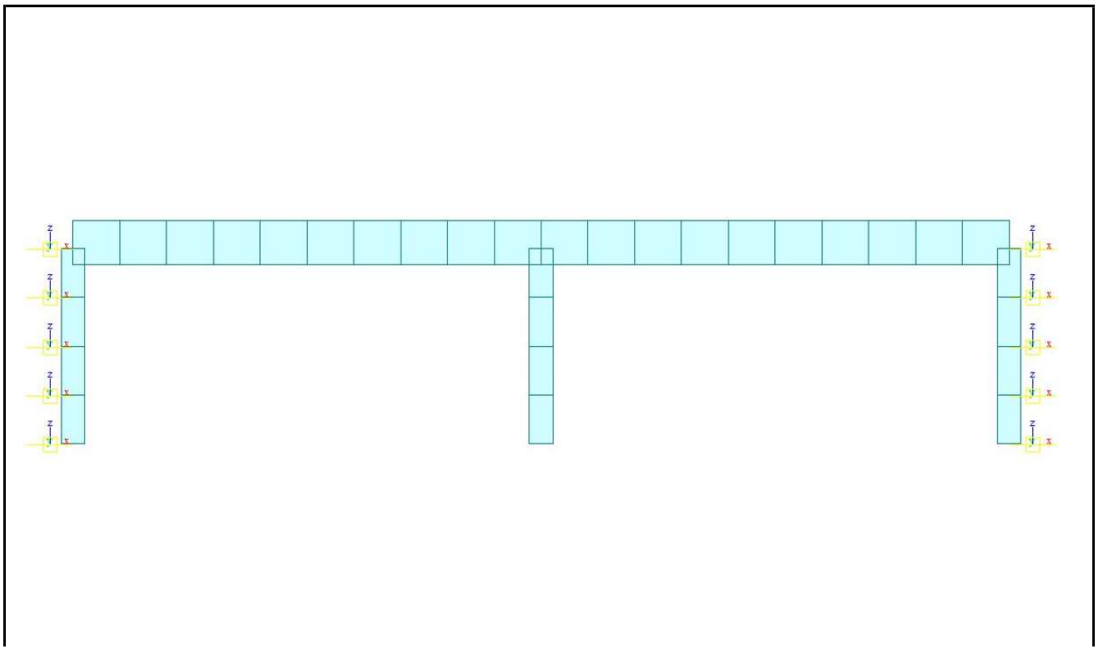
5.6 하 중 조 합

조합 \ 하중	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb 1	1.000	1.000	1.000
Comb 2	1.000	1.000	0.650
Comb 3	0.300	0.300	0.300
Comb 4	0.300	0.300	0.195

※ 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 지진하중 하중조합은 생략함

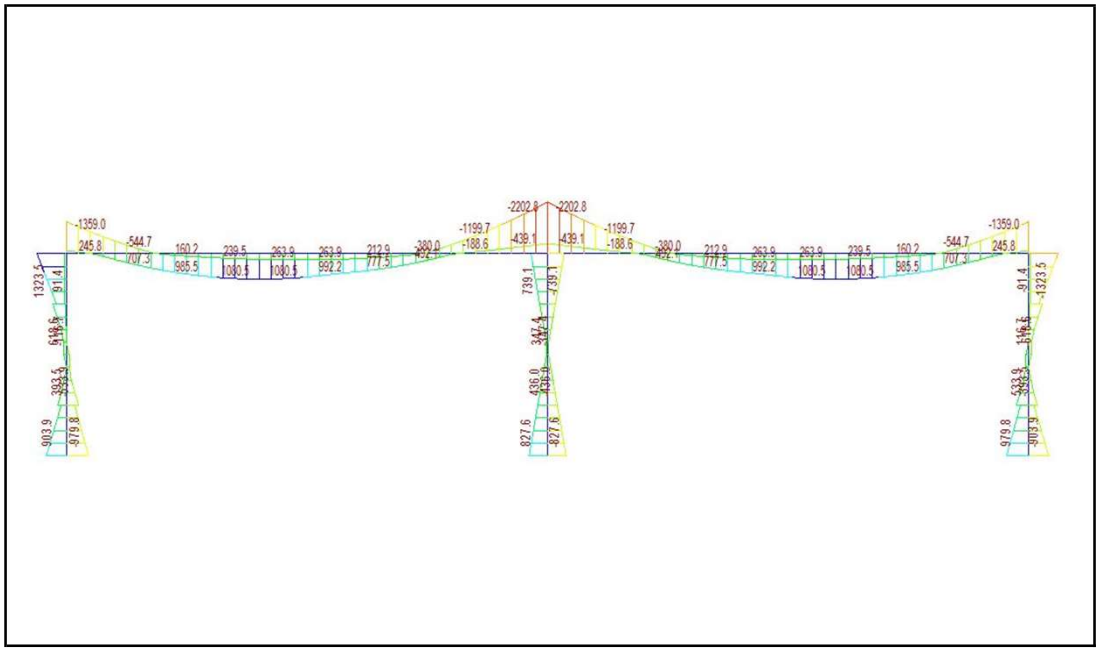
6. MODELING & 구조해석 (지진시)

6.1 MODELING

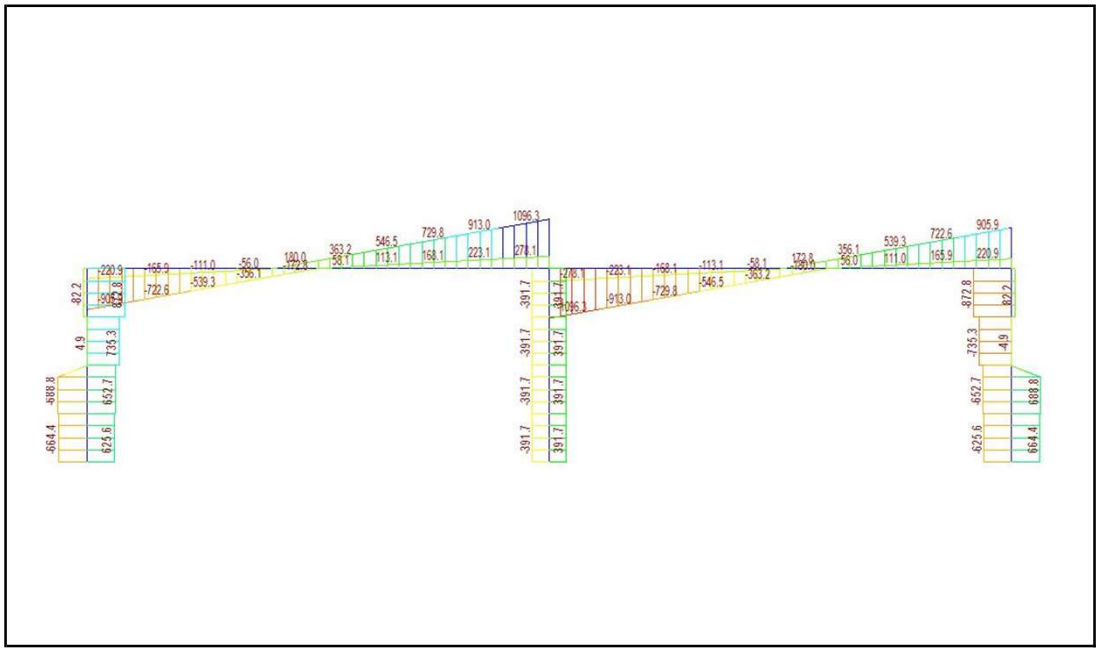


6.2 구조해석 결과 (B.M.D 및 S.F.D)

1) 지진시 (B.M.D)



2) 지진시 (S.F.D)



7. 구조해석 결과 SUMMARY

[구조계산 폭원 : 10.00 m]

구 분			휨모멘트(kN・m)/m		전단력(kN)/m		비 고
			전폭	단위폭	전폭	단위폭	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	1359.0	135.9	905.9	90.6	
		중앙부	1080.5	108.1	-	-	
		우측단부	2202.8	220.3	1096.3	109.6	
	외측2	좌측단부	2202.8	220.3	1096.3	109.6	
		중앙부	1080.5	108.1	-	-	
		우측단부	1359.0	135.9	905.9	90.6	
벽 체	상단	전면	1323.5	132.4	872.8	87.3	
		배면	91.4	9.1			
	중앙	전면	363.5	36.4	652.7	65.3	
		배면	533.9	53.4			
	하단	전면	903.9	90.4	664.4	66.4	
		배면	979.8	98.0			

구 분		휨모멘트 (kN・m)/m	축력 (Kn)	전단력 (Kn)	비 고
기둥	최대 휨모멘트시	827.600	2511.900	391.700	
	최대 축력시	783.700	2519.900	372.000	단위길이당 축력 : 251.99

8. 안전검토 (1.4 철근배근 참고)

8.1 상부슬래브 외측1 좌측단부

□ 기본사항

Mu	135.900 kN·m	Vu	90.590 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

$a = 2,580.7 \times 300 / (0.850 \times 27 \times 1,000) = 33.734$ mm

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

$= 0.850 \times 2,580.7 \times 300 \times (610 - 33.734 / 2) / 1000000$

$= 390.323$ kN·m > $M_u = 135.900$ kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

$d = 610$ mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= \{ 0.8 \times (1 / 6) \times \sqrt{27} \times 1,000 \times 610 \} / 1000$

$= 422.620$ kN > $V_u = 90.590$ kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c = 211.310$ kN > $V_u = 90.590$ kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.2 상부슬래브 외측1 중앙부

□ 기본사항

Mu	108.050 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	300	1	1290.3	-

TOTAL 1290.3 ㎟

$a = 1,290.3 \times 300 / (0.850 \times 27 \times 1,000) = 16.867$ mm

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

$= 0.850 \times 1,290.3 \times 300 \times (610 - 16.867 / 2) / 1000000$

$= 197.936$ kN·m > $M_u = 108.050$ kN·m ∴ O.K

8.3 상부슬래브 외측1 우측단부

□ 기본사항

Mu	220.28 kN·m	Vu	109.63 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 33.734 mm

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

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (610 − 33.734 / 2) / 1000000

= 390.323 kN·m > M_u = 220.280 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 610 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 610 / 1000

= 422.620 kN > V_u = 109.630 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 211.310 kN > V_u = 109.630 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.4 상부슬래브 외측2 좌측단부

□ 기본사항

Mu	220.280 kN·m	Vu	109.630 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 33.734 mm

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

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (610 − 33.734 / 2) / 1000000

= 390.323 kN·m > M_u = 220.280 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 610 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 610 / 1000

= 422.620 kN > V_u = 109.630 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 211.310 kN > V_u = 109.630 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.5 상부슬래브 외측2 중앙부

□ 기본사항

Mu	108.050 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	300	1	1290.3	-

TOTAL 1290.3 ㎟

a = 1,290.3 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 16.867 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,290.3 × 300 × (610 − 16.867 / 2) / 1000000

= 197.936 kN·m > M_u = 108.050 kN·m ∴ O.K

8.6 상부슬래브 외측2 우측단부

□ 기본사항

Mu	135.90 kN·m	Vu	90.59 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 33.734 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (610 − 33.734 / 2) / 1000000

= 390.323 kN·m > M_u = 135.900 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 610 mm

$\Phi_v V_c$ = $\Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 610 / 1000

= 422.620 kN > V_u = 90.590 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 211.310 kN > V_u = 90.590 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.7 기둥

▶ 주리교(신) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 주리교(신)

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 27 MPa, fy = 300 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 26680 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.85

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 500.00 mm
단 면 높 이 (H) : 10000.00 mm
철근 피복두께(d') : 125.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 4000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 1.20
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : D22 × 200ea = 77420.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 77420.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 2511.900 KN

계수모멘트(X) : Mux = 827.600 KN·m
Mux.ns= 827.600 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 1.7
Y축 세장비 : λy = 33.3

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.007

X축 확대모멘트 : δMux = 827.600 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 827.600 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 974.84 mm
작 용 편 심 : e = 329.47 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 6583.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 64212.188 + 10558.683 + -4152.068 = 70618.803 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 141400.588 + 25974.799 + 16070.286 = 183445.673 KN·m

평 형 편 심 : eb = 2597.69 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 45902.22 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 119239.68 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.548 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 13500.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000086 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

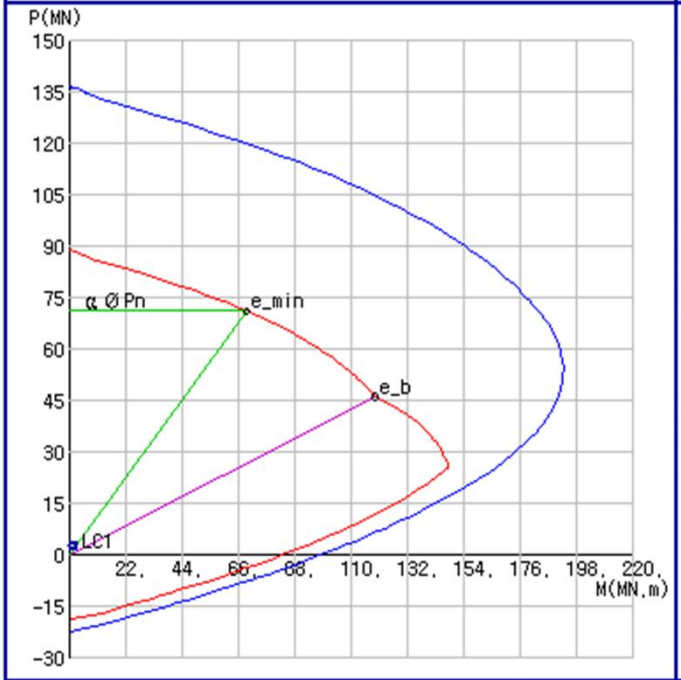
αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 108959.370 KN
Mn = αPn × e_min = 106218.328 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800

설계축하중강도 : α ØPn = 70823.588 KN ≥ Pu = 2511.900 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 69041.909 KN · m ≥ Mu = 827.600 KN · m ∴ O.K

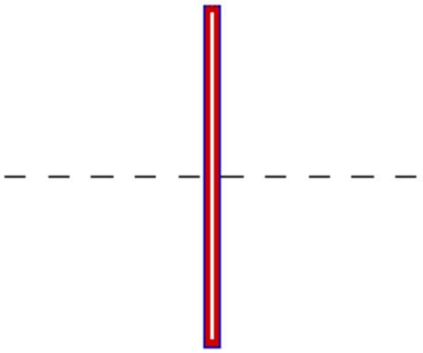
검토단면 : 주리교(신)



검 토 조 건

fck	=	27 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	26680 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	4.167 E+13 mm⁴
Iy	=	1.042 E+11 mm⁴
Ag	=	5.000 E+06 mm²
Lu	=	4000.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	1.548 %
Pu	=	2511.900 KN
Mu	=	827.600 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 974.843 mm

ØP_min = 70823.590 KN

ØM_min = 69041.910 KN · m

▷ 평형 편심 상태

eb = 2597.689 mm

ØPb = 45902.220 KN

ØMb = 119239.700 KN · m

▷ 작용편심에서의 설계강도

e < e_min ∴ 최소편심구간

ØPn = 70823.590 KN(=ØPmin)

ØMn = 69041.910 KN · m(=ØMmin)

▷ 사용철근량

A_rebar = 77420.000 mm²

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 2519.900 KN

계수모멘트(X) : Mux = 783.700 KN·m
Mux.ns= 783.700 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 1.7
Y축 세장비 : λy = 33.3

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.007

X축 확대모멘트 : δMux = 783.700 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 783.700 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 974.84 mm
작 용 편 심 : e = 311.00 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 6583.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 64212.188 + 10558.683 + -4152.068 = 70618.803 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 141400.588 + 25974.799 + 16070.286 = 183445.673 KN·m

평 형 편 심 : eb = 2597.69 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 45902.22 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 119239.68 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

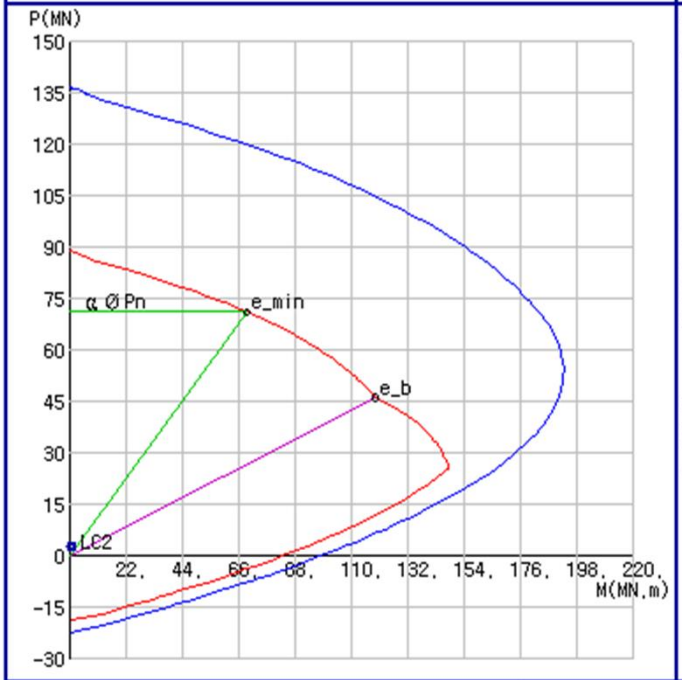
사용철근비 : Pused = 1.548 %

계수축력 Pu < 0.1 · fck · Ag = 13500.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000086 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α ×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 108959.370 KN
Mn = αPn × e_min = 106218.328 KN · m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 70823.588 KN ≥ Pu = 2519.900 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 69041.909 KN · m ≥ Mu = 783.700 KN · m ∴ O.K

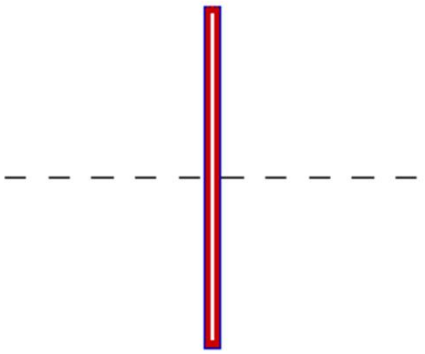
검토단면 : 주리교(신)



검 토 조 건

fck	=	27 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	26680 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	4.167 E+13 mm⁴
Iy	=	1.042 E+11 mm⁴
Ag	=	5.000 E+06 mm²
Lu	=	4000.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	1.548 %
Pu	=	2519.900 KN
Mu	=	783.700 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
e_min = 974.843 mm
ØP_min = 70823.590 KN
ØM_min = 69041.910 KN · m
▷ 평형 편심 상태
eb = 2597.689 mm
ØPb = 45902.220 KN
ØMb = 119239.700 KN · m
▷ 작용편심에서의 설계강도
e < e_min ∴ 최소편심구간
ØPn = 70823.590 KN(=ØPmin)
ØMn = 69041.910 KN · m(=ØMmin)
▷ 사용철근량
A_rebar = 77420.000 mm²

8.8 기둥 - 전단검토

□ 전단검토

Vu	391.700 kN	기둥폭	10000.00 mm	Φ_v	0.800
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa	형식	사각

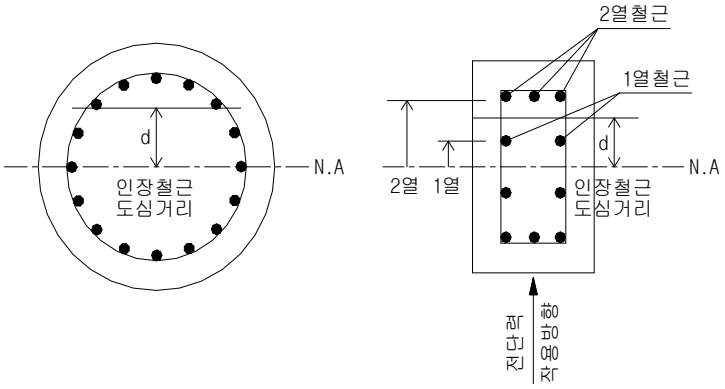
[원형단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	피복	개수	철근단면적	비 고
1단	0	0	0	-	-
2단	-	-	-	-	-
계				-	-

[사각단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	도심거리	개수	철근단면적	비 고
1열	22	0.125	200	77,420	-
2열				-	-
3열				-	-
4열				-	-
5열				-	-
계				77,420	-

< d 값 산출 개념도 >



d = 375 mm (인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리)

$\Phi_v V_c$ = $\Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= { 0.8 × (1 / 6) × √ 27 × 10,000 × 375 } / 1000

= 2598.076 kN > V_u = 391.700 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 1299.038 kN > V_u = 391.700 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.9 벽체 상단 내측

□ 기본사항

Mu	132.350 kN·m	Vu	87.280 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (560 − 40.481 / 2) / 1000000

= 426.239 kN·m > M_u = 132.350 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 460 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 460 / 1000

= 318.697 kN > V_u = 87.280 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 159.349 kN > V_u = 87.280 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.10 벽체 상단 외측

□ 기본사항

Mu	9.140 kN·m	Vu	87.280 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	460 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (460 − 40.481 / 2) / 1000000

= 347.271 kN·m > M_u = 9.140 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 460 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 460 / 1000

= 318.697 kN > V_u = 87.280 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 159.349 kN > V_u = 87.280 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.11 벽체 중앙 내측

□ 기본사항

Mu	36.350 kN·m	Vu	65.270 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	460 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (460 − 40.481 / 2) / 1000000

= 347.271 kN·m > M_u = 36.350 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 460 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 460 / 1000

= 318.697 kN > V_u = 65.270 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 159.349 kN > V_u = 65.270 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.12 벽체 중앙 외측

□ 기본사항

Mu	53.390 kN·m	Vu	65.270 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	460 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (460 − 40.481 / 2) / 1000000

= 347.271 kN·m > M_u = 53.390 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 460 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 460 / 1000

= 318.697 kN > V_u = 65.270 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 159.349 kN > V_u = 65.270 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.13 벽체 하단 내측

□ 기본사항

Mu	90.390 kN·m	Vu	66.440 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	460 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 40.481 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (460 − 40.481 / 2) / 1000000

= 347.271 kN·m > M_u = 90.390 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 460 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 460 / 1000

= 318.697 kN > V_u = 66.440 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 159.349 kN > V_u = 66.440 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.14 벽체 하단 외측

□ 기본사항

Mu	97.980 kN·m	Vu	66.440 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	460 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	인장부

TOTAL 3096.8 ㎟

$a = 3{,}096.8 \times 300 / (0.850 \times 27 \times 1{,}000) = 40.481$ mm

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

$= 0.850 \times 3{,}096.8 \times 300 \times (460 - 40.481 / 2) / 1000000$

$= 347.271$ kN·m > $M_u = 97.980$ kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

$d = 460$ mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= 0.800 \times (1 / 6) \times \sqrt{(27)} \times 1{,}000 \times 460 / 1000$

$= 318.697$ kN > $V_u = 66.440$ kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c = 159.349$ kN > $V_u = 66.440$ kN ∴ **전단철근 필요 없음**

9. 안전검토결과 요약

구 분			휨검토(kN・m)			전단검토(kN)			비 고
			ΦM_n	Mu	판정	ΦVn	Vu	판정	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	390.32	135.90	O.K	422.62	90.59	O.K	
		중앙부	197.94	108.05	O.K	-	-	-	
		우측단부	390.32	220.28	O.K	422.62	109.63	O.K	
	외측2	좌측단부	390.32	220.28	O.K	422.62	109.63	O.K	
		중앙부	197.94	108.05	O.K	-	-	-	
		우측단부	390.32	135.90	O.K	422.62	90.59	O.K	
벽 체	상단	전면	426.24	132.35	O.K	318.70	87.28	O.K	
		배면	347.27	9.14	O.K	318.70	87.28	O.K	
	중앙	전면	347.27	36.35	O.K	318.70	65.27	O.K	
		배면	347.27	53.39	O.K	318.70	65.27	O.K	
	하단	전면	347.27	90.39	O.K	318.70	66.44	O.K	
		배면	347.27	97.98	O.K	318.70	66.44	O.K	

구 분		P-M 상관 검토			전단검토(kN)			비 고
		Mu (kN・m)	P (kN)	판정	ΦVn	Vu	판정	
기 둥	Mmax	827.60	2511.90	O.K	2598.08	391.70	O.K	기둥 P-M 상관도 참고
	Pmax	783.70	2519.90	O.K				"

수정교

기존교량 내진성능평가

2019.5

1. 현장조사 결과

1.1 자료조사 결과

1.1.1 구조물 현황

1) 위　　치 : 경기도 용인시 처인구 백암면 가창리 1025-7
2) 구　　조 : 라멘교
3) 폭 및 연장 : B= 6 m L= 20 m
4) 준 공 년 도 : 1995 년

1.1.2 내진해석 조건

1) 구역계수 = 0.110 (경기도 용인시)
2) 위험계수 = 1.400 (내진 1등급)
3) 지반계수 = 1.2 (지반계수, 지반종류 II 지역)

1.2 설계기준강도

1.2.1 콘크리트 강도

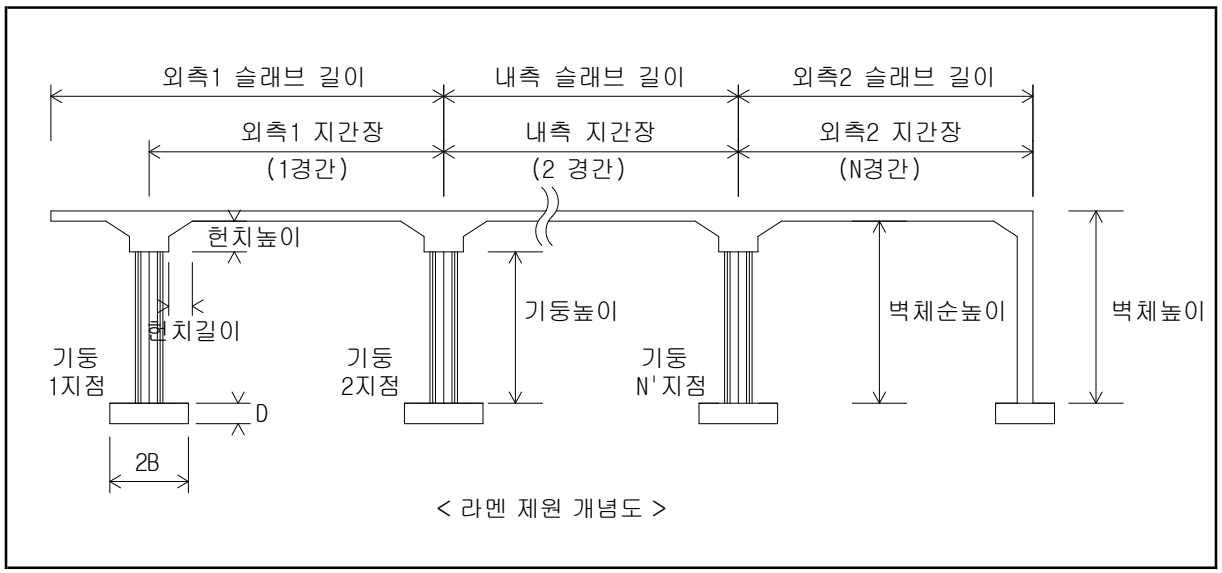
- 상부구조 : f_{ck} = 24 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_{ck} = 24 MPa (교각, 교대)

1.2.2 철근강도

- 상부구조 : f_y = 300 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_y = 300 MPa (교각, 교대)

1.3 교량 제원

단위 : m



< 라멘 제원 개념도 >

* 공통사항

토피	포장	방호벽	
		폭	높이
0	0.08	0.45	0.3

* 벽체 제원

구분	두께	높이	순높이
좌측	0.40	4.60	4.00
우측	0.40	4.60	4.00

* 상부슬래브 제원 (단, 헌치와 보의 제원은 1,2경간의 종점부의 및 N경간의 시점부의 치수임)

구분	슬래브		헌치		거더	
	두께	길이	높이	길이	폭	높이
1경간	0.60	10.00	0.30	0.90	-	-
2경간	0.60	10.00	0.30	0.90	-	-
N경간	-	-	-	-	-	-

* 기둥 제원

구분	기둥(타원형)				지간장
	높이	가로	세로	직경	
1지점	4.00	0.40	6.00	-	10.00
2지점	4.00	0.40	6.00	-	10.00
N'지점	-	-	-	-	-

* 기초제원

구 분	기둥1	기둥2~N-1	기둥N
기초형식	직접		
독립기초 폭(2B)	2.40	2.40	2.40
길이(2L)	8.00	8.00	8.00
두께(D)	1.00	1.00	1.00
확대기초 전폭	2.40		

1.4 철근배근

1.4.1 슬래브 및 벽체

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	피복	직경	간격	피복	직경	간격	피복
슬래브	좌측단부	16	125	40	16	125	40	16	125	40
	중앙부	16	125	40	16	125	40	16	125	40
	우측단부	16	125	40	16	125	40	16	125	40
벽체	상단 외측	16	200	40	16	200	40	16	200	40
	상단 내측	16	200	40	16	200	40	16	200	40
	중앙 내측	16	200	40	16	200	40	16	200	40
	중앙 외측	16	200	40	16	200	40	16	200	40
	하단 내측	16	200	40	16	200	40	16	200	40
	하단 외측	16	200	40	16	200	40	16	200	40

2) 기둥 및 보 철근

구 분		직경	간격		철근개수	피복	단수
			가로간격개수	세로간격개수			
기둥	사각	16	46	2	96	100	1

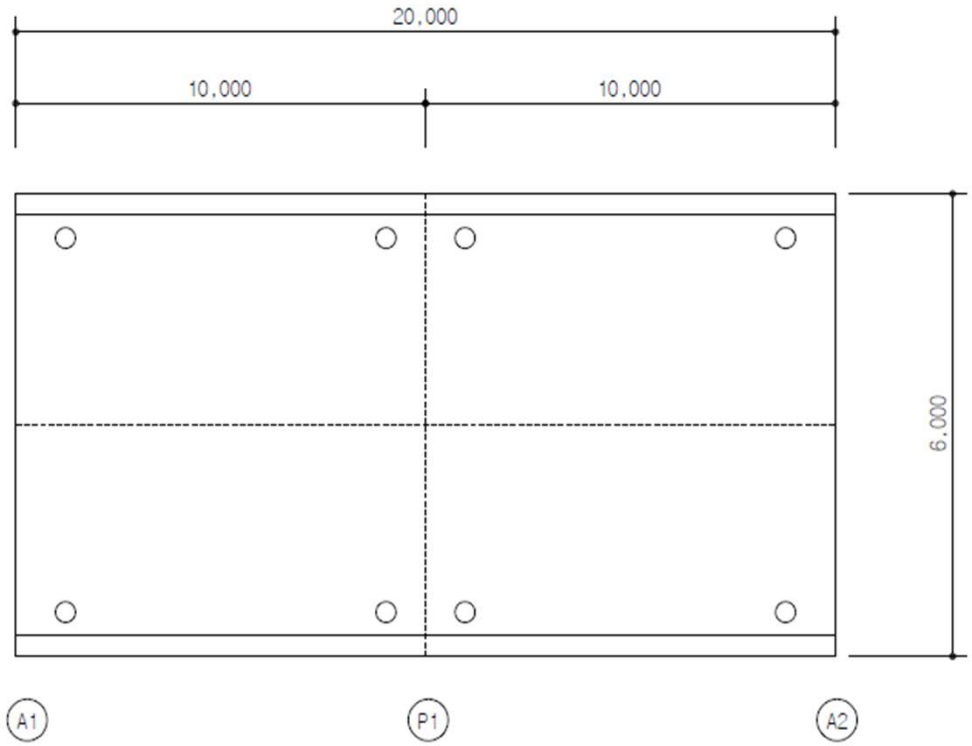
1.4.2 전단철근

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	다리수	직경	간격	다리수	직경	간격	다리수
상부슬래브		13	300	2	13	300	2	13	300	2
벽체	상단	13	400	2	13	400	2	13	400	2
	중앙	13	400	2	13	400	2	13	400	2
	하단	13	400	2	13	400	2	13	400	2

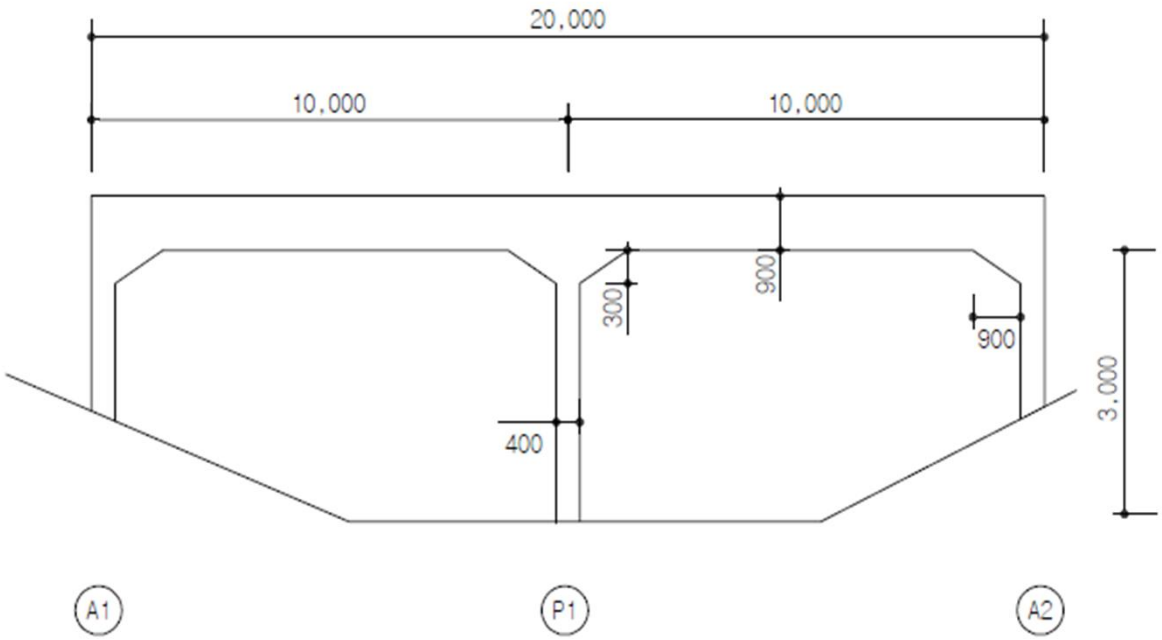
구 분	직경	간격	다리수
기둥	13	200	2

1.5 교량 종평면도

1.5.1 평면도



1.5.2 종단면도



2. 검토조건

2.1 일반사항

교량형식	2 경간 라멘교	교량연장	20 m	교량사각	90 °	기초형식	직접 기초
교량등급	내진 1등급 교량	교량폭원	6 m	평면선형	직선		

2.2 하 중

2.2.1 고정하중

1) 철근 콘크리트 γ_{c1} = 25.000 kN/㎥
2) 무근 콘크리트 γ_{c2} = 23.500 kN/㎥
3) 뒷채움 토사 γ_s = 18.000 kN/㎥
4) 교면 포장층 γ_a = 23.000 kN/㎥
5) 지 하 수 γ_w = 10.000 kN/㎥

2.2.2 토압

- 안정계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식
- 단면계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식

1) 상시토압

라멘 벽체는 주동토압이 발생할 수 있는 연직벽 상대변위가 발생치 않으므로 정지토압 적용.

K_o = 1 - SIN Φ = 0.5000

Φ = 30.000 °

2) 지진시 토압

(1) 정적토압

K_a = 0.333

Φ = 30.000 ° δ = 0.000 °

θ = 0.000 ° α = 0.000 °

(2) 동적영향을 고려한 토압 (Mononobe Okabe 공식 적용)

K_{ea} = 0.381 (지진 토압계수)

Φ = 30.000 ° (뒷채움 흙의 마찰각)

δ = 0.000 ° (흙과 교대사이의 마찰각)

i = 0.000 ° (뒷채움 흙의 경사각)

β = 0.000 ° (교대배면의 수직에 대한 값)

a = 0.110 (지진 구역계수)

I = 1.400 (중요한 교량으로 평균재현주기 1000년)

A = a x I = 0.154 (지진 가속도 계수)

K_h = 0.500 x A = 0.077 (수평지반 가속도 계수= 변위를 허용)

K_v = 0.000 (연직지반 가속도 계수, 고려하지 않음)

θ = $\tan^{-1}\{K_h / (1-K_v)\}$ = 4.403 °

2.3 사용재료 및 특성치

1) 콘 크 리 트 = min(설계강도, 측정강도) [설계강도 = 24 MPa 측정강도 = 24 MPa]

f_{ck} = 24.000 Mpa E_c = 26986 Mpa

2) 철 근

f_y = 300.000 Mpa E_s = 200,000 Mpa

f_{sa} = 150.000 Mpa

3) 뒷 채 움 토

Φ = 30.000 °

2.4 구조검토 일반사항

2.4.1 강도감소계수

Φ_m = 0.850 (휨에 대한 강도 감소계수)

Φ_v = 0.800 (전단에 대한 강도 감소계수)

Φ_c = 0.650 (축력에 대한 강도감소계수)

2.5 내진검토 조건

1) 내진등급 = 내진 1등급 교량

구역계수 = 0.11 (경기도 용인시)

위험계수 = 1.4 (내진 1등급)

A = 지진구역 계수 X 위험도 계수 = 0.154

S = 1.200 (지반계수)

2) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis (단일모드 해석법)

3) 해석을 위한 토질정수의 산정

(1) 벽체 뒷채움

E_{o1} = 28N X 100 = 42,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 15 (교대 뒷채움재의 N값)

G_1 = E_{o1} / { 2 (1+υ) } = 14,685 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.430 (측벽 토층 평균값 적용) (대상지반의 프와송 비)

(2) 기초위치의 지반

E_{o2} = 28N X 100 = 140,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 50 (기초지반의 N값)

G_2 = E_{o2} / { 2 (1+υ) } = 52,632 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.330 (대상지반의 프와송 비)

2.6 구조해석 PROGRAM ☞ MIDAS CIVIL 2012

2.7 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (국토해양부, 2010.11)

2) 콘크리트 구조기준 (국토해양부, 2012.10)

3) 도로교표준시방서(건설교통부,1996.4)

4) 도로설계편람(건설교통부,2008.5)

5) 도로교 설계 기준 해설 (대한토목학회, 2008.1)

6) 단지조성에 따른 시설물의 내진연구 (한국토지공사, 2001.7)

7) 고속도로 교량의 내진설계편람 (한국도로공사, 1999.12)

8) 교량설계기준 (한국도로공사 2000.12)

3. 단면정수의 산정

3.1 설계경간 및 슬래브 두께의 검토

1) 설계경간의 결정 (도로교설계기준(2010) 4.8.3.2)

B = 6.000 m

구분	Ls	Ln	Ls / B	L
1경간	10.00	10.00	1.67	10.00
2경간	10.00	10.00	1.67	10.00

∴ L = 사각 ≥ 75° 이므로 직교로 가정

2) 슬래브 최소두께의 검토 (도로교설계기준(2010) 4.7.4.1)

구분	L	Tmin	Tuse	판정
1경간	10.00	0.43	0.60	O.K
2경간	10.00	0.43	0.60	O.K

* 차도부분의 최소두께(≥220mm)

- 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우
- L은 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

단순판		40 L+130
연속판		30 L+130
캔틸레버판	L≤0.25	280 L+180
	L>0.25	80 L+230

3.2 단면제원의 산정

구조계산 폭원 : 6.00 m [단위 : m]

구분		폭	두께	직경	C.T.C	A(㎡)	I_{22}(㎥)	I_{33}(㎥)
슬래브		6.000	0.600	-	-	3.600	0.108	10.800
벽체		6.000	0.400	-	-	2.400	0.032	7.200
기둥	사각	6.000	0.400	-	10.000	2.400	0.032	7.200
	원형	-	-	-	-	-	-	-

4. 지반 SPRING계수의 산정(지진 계산시)

4.1 기초부 (도로교표준시방서(1996),P.809~P.811)

* 기둥 기초 상단과 기둥 하단부의 접점은 고정단으로 고려함.

4.2 라멘형 벽체 (도로교표준시방서(1996), p.807)

1) 종방향 (교축방향 : X - DIR) 변위강성 <수평방향 변위>

Ks = 0.425 E_{o1} B = 107,100 kN/m

2) 횡방향 (교축직각방향 : Y - DIR) 회전강성 <회전 변위>

Kr = 0.072 E_{o1} B H^2 = ##### kN・m/rad

HA = 4.900 m (A1, A2 구간 슬래브 도심에서 저판상단까지)

3) Y-축, Z-축으로의 변위강성과 X-축,Z-축에 대한 회전강성은 무시함.

■ 수평변위강성 Ks = 107,100 kN/m

구분	Kv	절점번호
1	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 53,550	1,11
2	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 107,100	2,3,4
3	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 107,100	12,13,14
4	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 53,550	5,15

■ 회전강성 Kr = 435,637 kN・m/rad

구분	Ksb	절점번호
1	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 217,819	1,11
2	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 435,637	2,3,4
3	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 435,637	12,13,14
4	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 217,819	5,15

5. 지진성능검토를 위한 하중의 계산

5.1 종방향 지진하중의 산정

1) 지진거동에 영향을 주는 연직하중의 산정

고정하중 종류	계 산 식	계산값(kN/m)
포장층 자중	23.000(γ) X 0.080(t) X 6.00(계산폭)	11.040
SLAB 자중	25.00(γ) X 0.60(t) X 6.00(계산폭)	90.000
헌 치 자 중	25.00(γ) X 1/2 X (0.300 × 0.90) X 4ea X 6.00(계산폭)/ 20.00(연장)	4.050
지진고려 연직력 합계		105.090

2) 상부구조 각 부재에 종방향으로 단위하중(1.0kn/m) 재하시 발생변위를 취하여 진동주기 계산

- P_o = 1.000 kN/m (등가단위하중)

단위 : m

v_s	0.0000236

(하중Po에 의한 정적처짐)

3) α,β,γ 계수 산정

- ω(x) = 105.090 kN/m

(교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중)

∫ dx = 6.000 m (= L)

$\alpha\ (=\int v_s(x)dx)$	0.000141420
$\beta\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)dx)$	0.014861828
$\gamma\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)^2dx)$	0.000000350

4) 교량의 주기 계산 (T)

- $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_o\ g\ \alpha}} \times 2\pi$ g = 9.810 m/sec^2

단위 : sec

T	0.100

5) 탄성지진 응답계수(C_S) 계산

- A= 0.154 , S= 1.2

① $1.2\ A\ S\ /\ T^{2/3}$	1.029
② 2.5 A	0.385
적용값 = min(①,②)	0.385

6) 등가정적 지진하중의 산정

- $P_{ey} = (\beta\ C_s\ /\ \gamma) \times (\omega_y\ v_x)$

단위 : kN/m

P_{ey}	40.460

5.2 횡방향 지진하중의 산정

: 라멘교의 경우 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 해석은 무시할 수 있다.

5.3 고정하중의 산정

단위 : kN/m

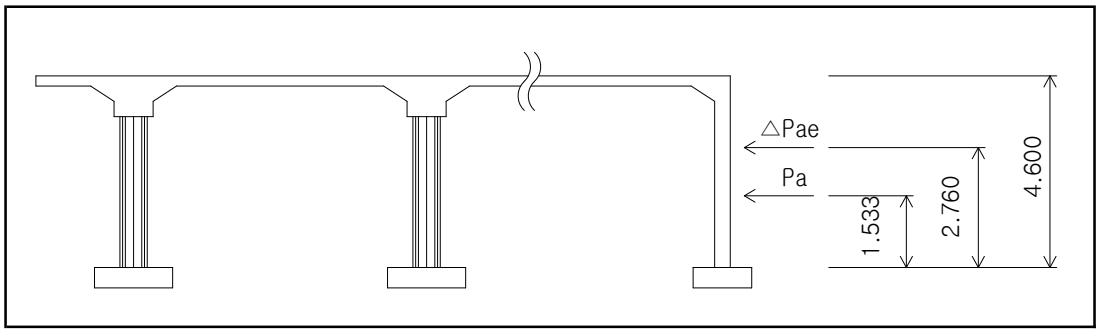
고정하중 종류	계 산 값
포장층 자중	11.040
상부토사자중	0.000
합계	11.040

5.4 지진 발생시 작용하는 토압의 산정

$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 B = 431.75$ kN (상시 주동토압)

$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma_s H^2 B = 493.98$ kN (지진시 주동토압, 시종점 동일)

$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 493.982 - 431.748 = 62.234$ kN (평상시 주동토압)



< 지진시 토압 작용 개념도 >

지진시 주동토압 작용점

$h = (P_a * H / 3) + (\Delta P_{ae}\ 0.6H) / P_{ae}$

$= ((431.748 \times 4.900 / 3) + (62.234 \times 0.6 \times 4.900)) / 493.982$

$= 1.798$ m

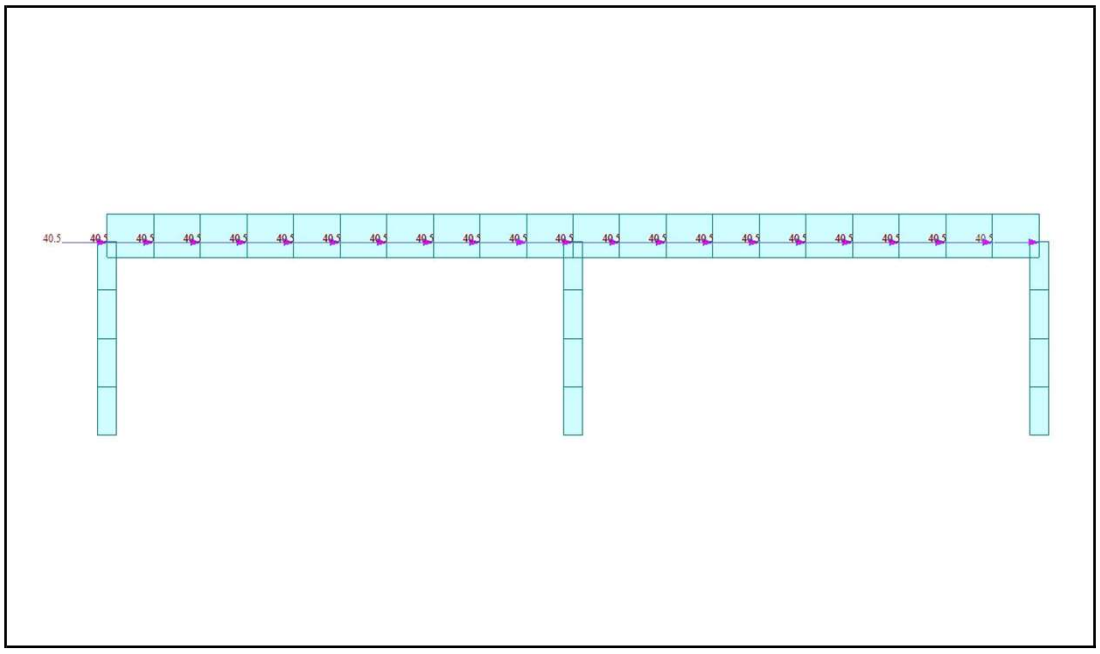
☞ 토압하중 재하시 정적분력은 1/3 H 지점, 동적 분력은 0.6 H 지점에 하중을 재하한다.

5.5.하중의 재하도

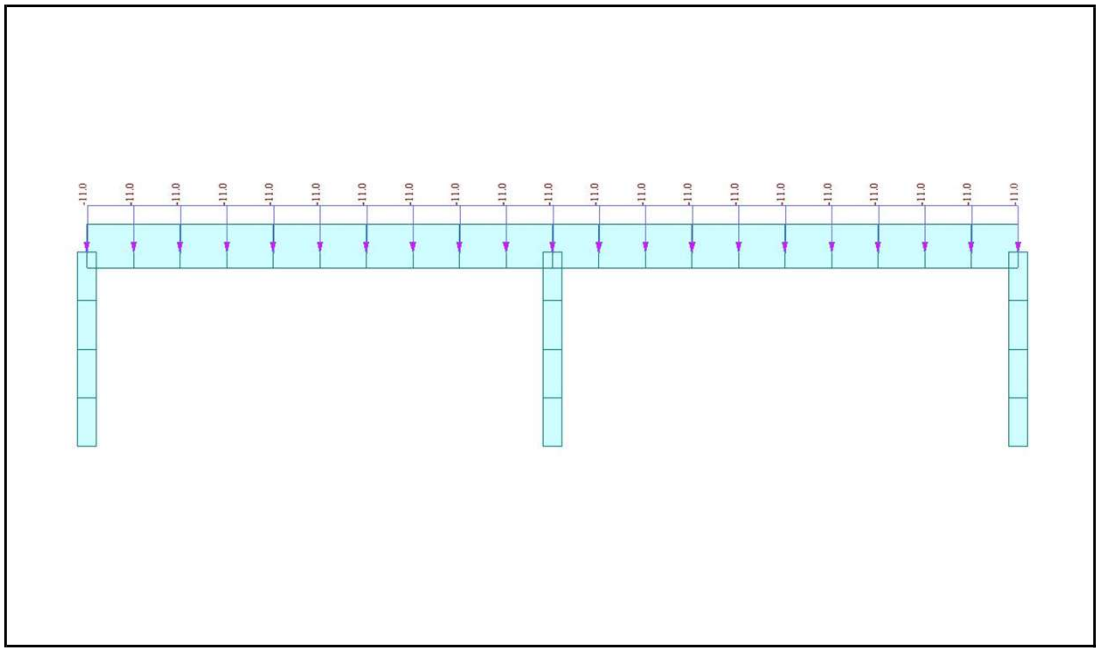
- 지진시 하중 CASE

1) LOAD CASE 1 : 지진시 관성력(종방향)

P_{ey}	40.460



2) LOAD CASE 2 : 고정하중



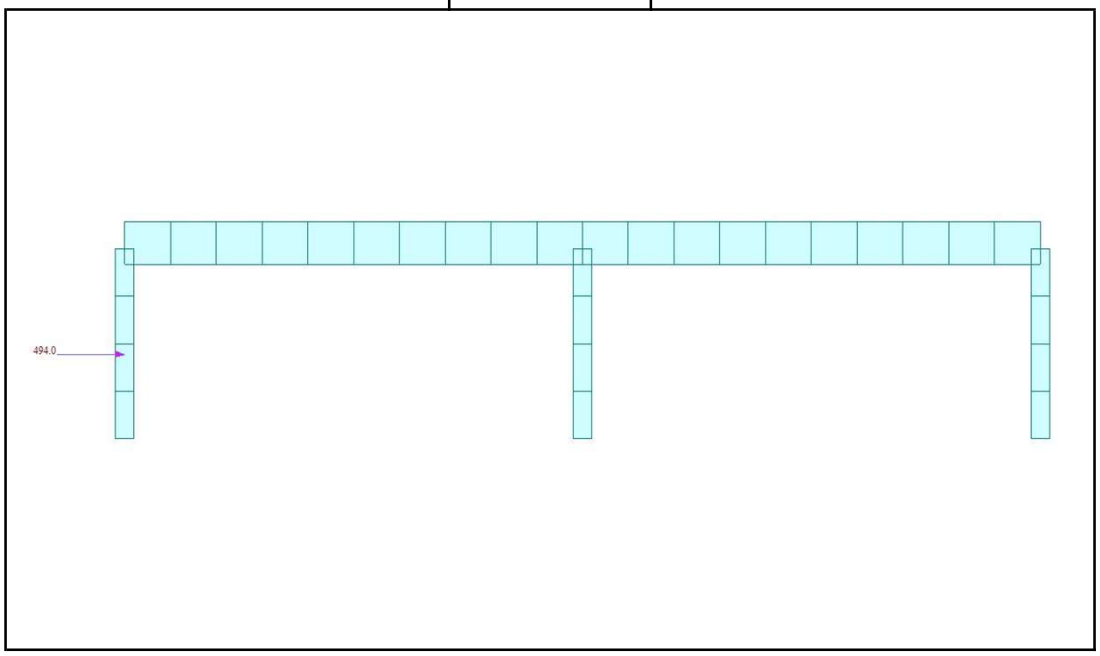
자중+헌치 : program내 자동계산

포장 : 11.040 kN/m

상부토사 : 0.000 kN/m

3) LOAD CASE 3 : 지진시 토압

구분	하중크기	작용점
Pae	493.982	1.798



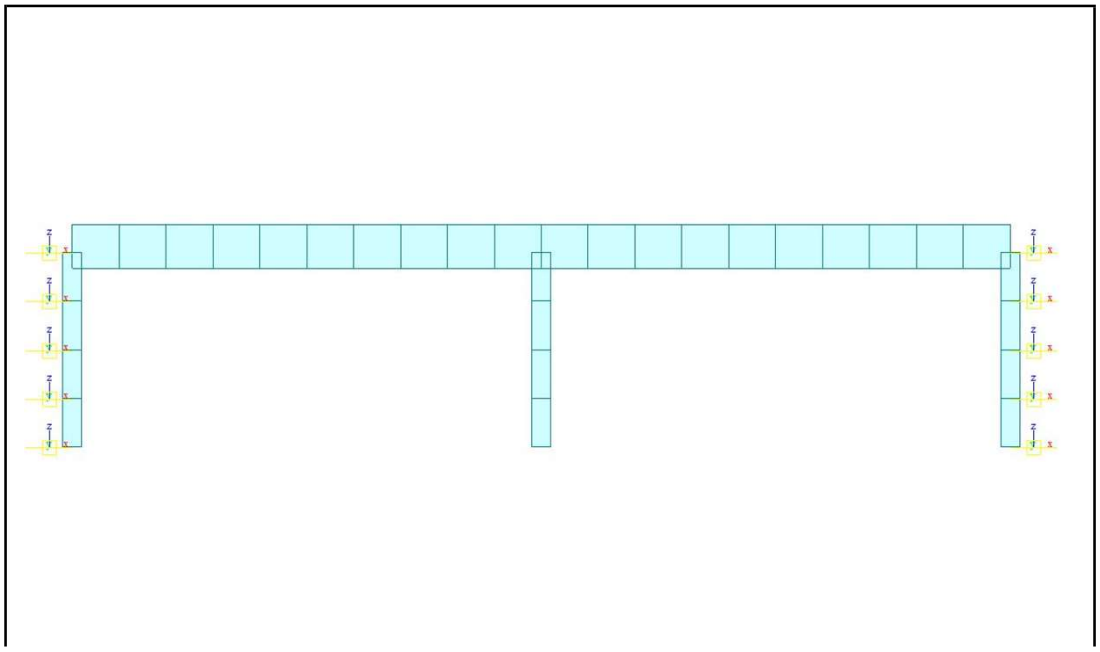
5.6 하 중 조 합

조합 \ 하중	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb 1	1.000	1.000	1.000
Comb 2	1.000	1.000	0.650
Comb 3	0.300	0.300	0.300
Comb 4	0.300	0.300	0.195

※ 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 지진하중 하중조합은 생략함

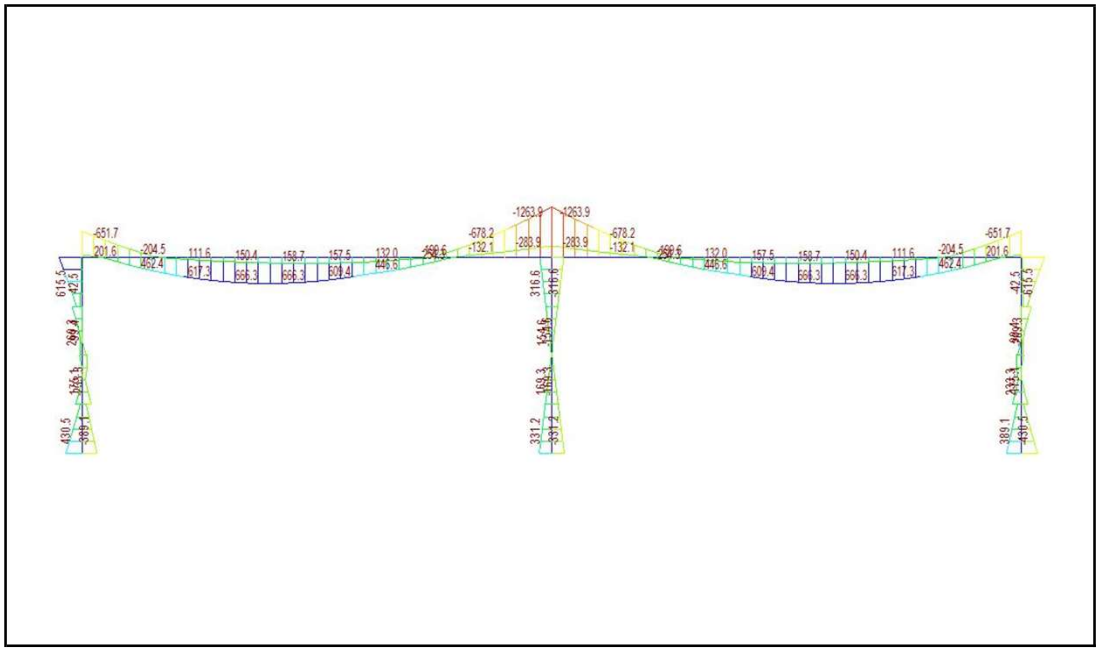
6. MODELING & 구조해석 (지진시)

6.1 MODELING

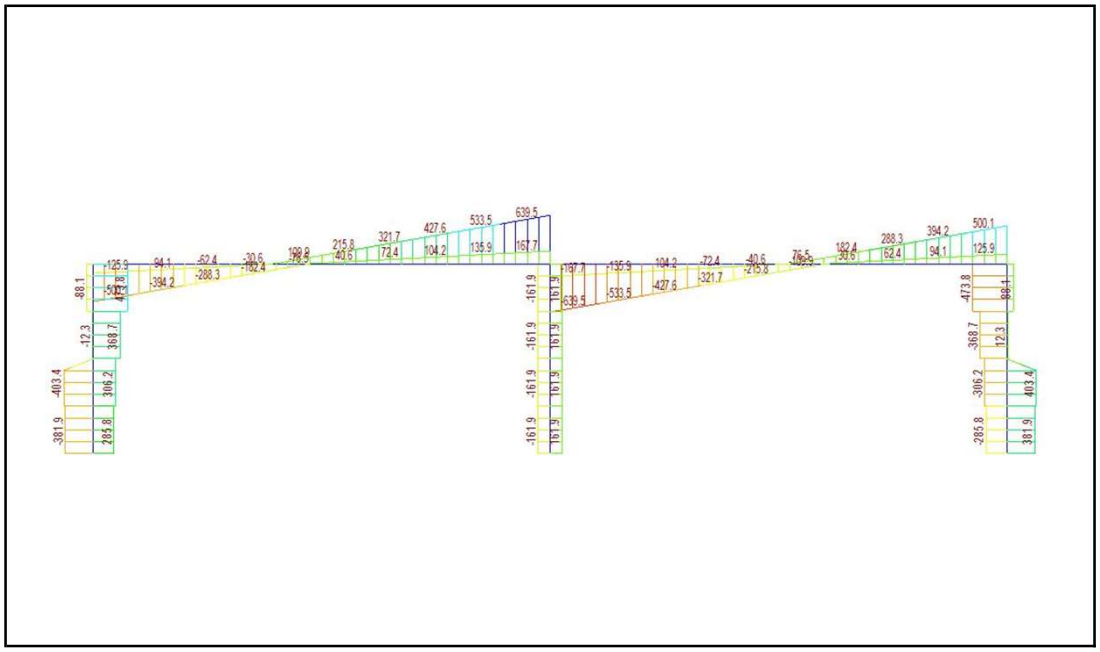


6.2 구조해석 결과 (B.M.D 및 S.F.D)

1) 지진시 (B.M.D)



2) 지진시 (S.F.D)



7. 구조해석 결과 SUMMARY

[구조계산 폭원 : 6.00 m]

구 분			휨모멘트(kN・m)/m		전단력(kN)/m		비 고
			전폭	단위폭	전폭	단위폭	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	651.7	108.6	500.1	83.4	
		중앙부	666.3	111.1	-	-	
		우측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6	
	외측2	좌측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6	
		중앙부	666.3	111.1	-	-	
		우측단부	651.7	108.6	500.1	83.4	
벽 체	상단	전면	615.5	102.6	473.8	79.0	
		배면	42.5	7.1			
	중앙	전면	175.1	29.2	403.4	67.2	
		배면	233.3	38.9			
	하단	전면	430.5	71.8	381.9	63.7	
		배면	389.1	64.9			

구 분		휨모멘트 (kN・m)/m	축력 (Kn)	전단력 (Kn)	비 고
기둥	최대 휨모멘트시	331.200	1432.000	161.900	
	최대 축력시	313.200	1437.300	153.600	단위길이당 축력 : 239.55

8. 안전검토 (1.4 철근배근 참고)

8.1 상부슬래브 외측1 좌측단부

□ 기본사항

Mu	108.617 kN·m	Vu	83.350 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

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

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (560 − 23.365 / 2) / 1000000

= 222.148 kN·m > M_u = 108.617 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= { 0.8 × (1 / 6) × √ 24 × 1,000 × 560 } / 1000

= 365.790 kN > V_u = 83.350 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 182.895 kN > V_u = 83.350 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.2 상부슬래브 외측1 중앙부

□ 기본사항

Mu	111.050 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

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

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (560 − 23.365 / 2) / 1000000

= 222.148 kN·m > M_u = 111.050 kN·m ∴ O.K

8.3 상부슬래브 외측1 우측단부

□ 기본사항

Mu	210.65 kN·m	Vu	106.58 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (560 − 23.365 / 2) / 1000000

= 222.148 kN·m > M_u = 210.650 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 560 / 1000

= 365.790 kN > V_u = 106.583 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 182.895 kN > V_u = 106.583 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.4 상부슬래브 외측2 좌측단부

□ 기본사항

Mu	210.650 kN·m	Vu	106.583 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (560 − 23.365 / 2) / 1000000

= 222.148 kN·m > M_u = 210.650 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 560 / 1000

= 365.790 kN > V_u = 106.583 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 182.895 kN > V_u = 106.583 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.5 상부슬래브 외측2 중앙부

□ 기본사항

Mu	111.050 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (560 − 23.365 / 2) / 1000000

= 222.148 kN·m > M_u = 111.050 kN·m ∴ O.K

8.6 상부슬래브 외측2 우측단부

□ 기본사항

Mu	108.62 kN·m	Vu	83.35 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (560 − 23.365 / 2) / 1000000

= 222.148 kN·m > M_u = 108.617 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 560 / 1000

= 365.790 kN > V_u = 83.350 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 182.895 kN > V_u = 83.350 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.7 기둥

▶ 수정교 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 수정교

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 24 MPa, fy = 300 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 25790 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.85

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 400.00 mm
단 면 높 이 (H) : 6000.00 mm
철근 피복두께(d') : 100.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 4000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 1.20
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : D16 × 96ea = 19065.6 ㎟ (dc = 100.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 19065.6 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1432.000 KN

계수모멘트(X) : Mux = 331.200 KN·m
Mux.ns= 331.200 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 2.8
Y축 세장비 : λy = 41.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.014

X축 확대모멘트 : δMux = 331.200 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 331.200 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 590.82 mm
작 용 편 심 : e = 231.28 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3933.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 27281.600 + 2614.598 + -1049.390 = 28846.809 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 36239.059 + 3885.669 + 2434.720 = 42559.447 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1475.36 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 18750.43 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 27663.64 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.794 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 5760.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000096 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

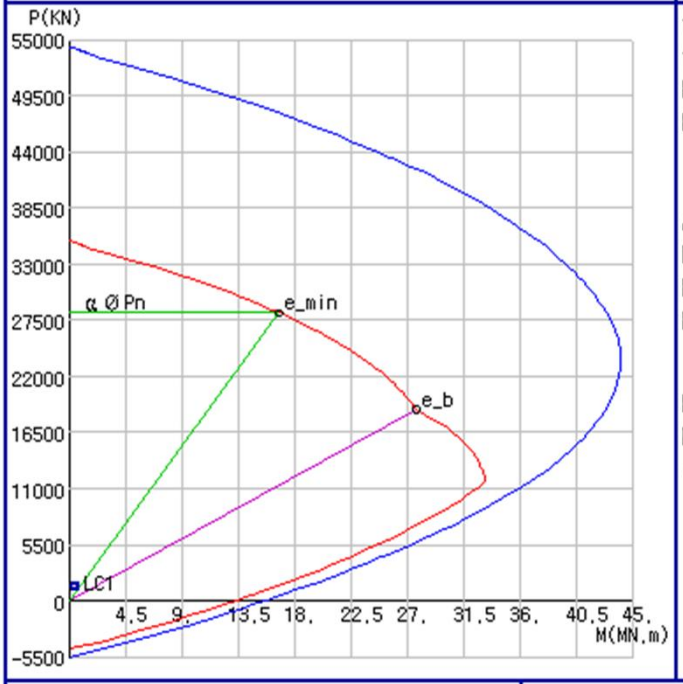
αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 43432.594 KN
Mn = αPn × e_min = 25660.753 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800

설계축하중강도 : α ØPn = 28231.185 KN ≥ Pu = 1432.000 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 16679.489 KN · m ≥ Mu = 331.200 KN · m ∴ O.K

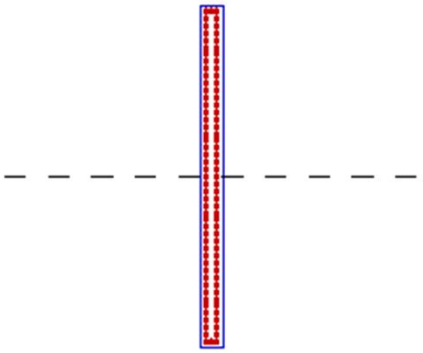
검토단면 : 수정교



검 토 조 건

fck	=	24 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	25790 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	7.200 E+12 mm⁴
Iy	=	3.200 E+10 mm⁴
Ag	=	2.400 E+06 mm²
Lu	=	4000.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	0.794 %
Pu	=	1432.000 KN
Mu	=	331.200 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 590.818 mm

ØP_min = 28231.190 KN

ØM_min = 16679.490 KN · m

▷ 평형 편심 상태

eb = 1475.361 mm

ØPb = 18750.430 KN

ØMb = 27663.640 KN · m

▷ 작용편심에서의 설계강도

e < e_min ∴ 최소편심구간

ØPn = 28231.190 KN(=ØPmin)

ØMn = 16679.490 KN · m(=ØMmin)

▷ 사용철근량

A_rebar = 19065.600 mm²

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1437.300 KN

계수모멘트(X) : Mux = 313.200 KN·m
Mux.ns= 313.200 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 2.8
Y축 세장비 : λy = 41.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.014

X축 확대모멘트 : δMux = 313.200 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 313.200 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 590.82 mm
작 용 편 심 : e = 217.91 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3933.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 27281.600 + 2614.598 + -1049.390 = 28846.809 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 36239.059 + 3885.669 + 2434.720 = 42559.447 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1475.36 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 18750.43 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 27663.64 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

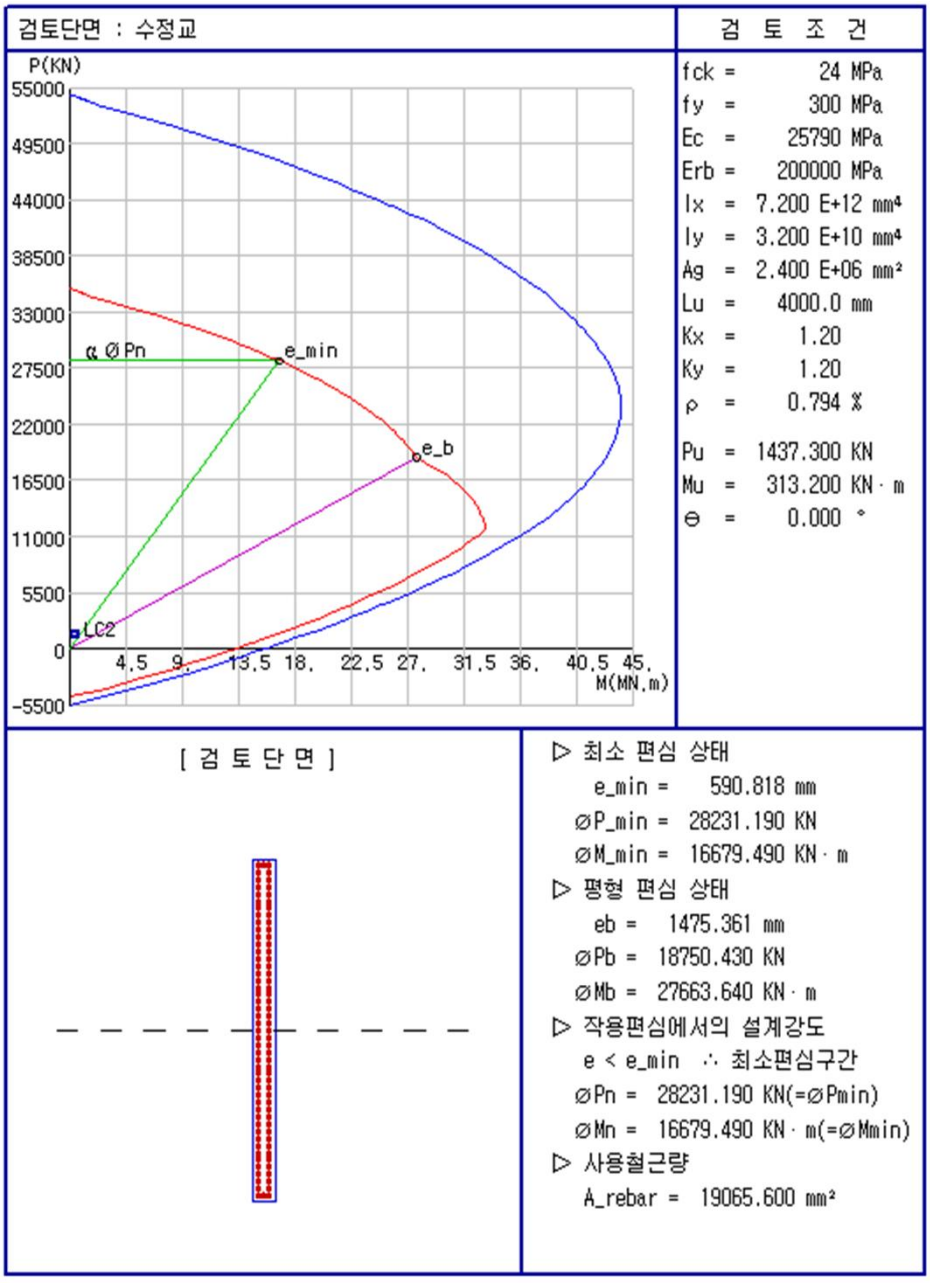
③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.794 %

계수축력 Pu < 0.1 · fck · Ag = 5760.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000096 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α ×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 43432.594 KN
Mn = αPn × e_min = 25660.753 KN · m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 28231.185 KN ≥ Pu = 1437.300 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 16679.489 KN · m ≥ Mu = 313.200 KN · m ∴ O.K



8.8 기둥 - 전단검토

□ 전단검토

Vu	161.900 kN	기둥폭	6000.00 mm	Φ_v	0.800
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa	형식	사각

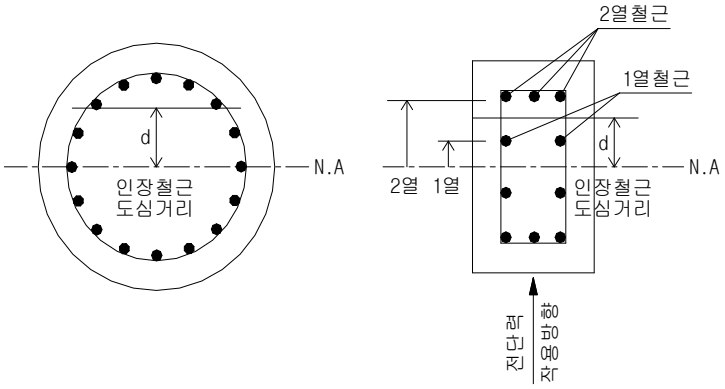
[원형단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	피복	개수	철근단면적	비 고
1단	0	0	0	-	-
2단	-	-	-	-	-
계				-	-

[사각단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	도심거리	개수	철근단면적	비 고
1열	16	0.1	96	19,066	-
2열				-	-
3열				-	-
4열				-	-
5열				-	-
계				19,066	-

< d 값 산출 개념도 >



d = 300 mm (인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리)

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= \{ 0.8 \times (1 / 6) \times \sqrt{24} \times 6,000 \times 300 \} / 1000$

$= 1175.755$ kN > V_u = 161.900 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 587.878 kN > V_u = 161.900 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.9 벽체 상단 내측

□ 기본사항

Mu	102.583 kN·m	Vu	78.967 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	460 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	200	1	993.0	-

TOTAL 993.0 ㎟

a = 993.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 14.603 mm

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

= 0.850 × 993.0 × 300 × (460 − 14.603 / 2) / 1000000

= 114.630 kN·m > M_u = 102.583 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 360 / 1000

= 235.151 kN > V_u = 78.967 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 117.576 kN > V_u = 78.967 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.10 벽체 상단 외측

□ 기본사항

Mu	7.083 kN·m	Vu	78.967 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	200	1	993.0	-

TOTAL 993.0 ㎟

a = 993.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 14.603 mm

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

= 0.850 × 993.0 × 300 × (360 − 14.603 / 2) / 1000000

= 89.309 kN·m > M_u = 7.083 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 360 / 1000

= 235.151 kN > V_u = 78.967 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 117.576 kN > V_u = 78.967 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.11 벽체 중앙 내측

□ 기본사항

Mu	29.183 kN·m	Vu	67.233 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	200	1	993.0	-
			TOTAL	993.0 ㎟	

a = 993.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 14.603 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 993.0 × 300 × (360 − 14.603 / 2) / 1000000

= 89.309 kN·m > M_u = 29.183 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 360 / 1000

= 235.151 kN > V_u = 67.233 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 117.576 kN > V_u = 67.233 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.12 벽체 중앙 외측

□ 기본사항

Mu	38.883 kN·m	Vu	67.233 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	200	1	993.0	-

TOTAL 993.0 ㎟

a = 993.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 14.603 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 993.0 × 300 × (360 − 14.603 / 2) / 1000000

= 89.309 kN·m > M_u = 38.883 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c$ = $\Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 360 / 1000

= 235.151 kN > V_u = 67.233 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 117.576 kN > V_u = 67.233 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.13 벽체 하단 내측

□ 기본사항

Mu	71.750 kN·m	Vu	63.650 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	200	1	993.0	-

TOTAL 993.0 ㎟

a = 993.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 14.603 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 993.0 × 300 × (360 − 14.603 / 2) / 1000000

= 89.309 kN·m > M_u = 71.750 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c$ = $\Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 360 / 1000

= 235.151 kN > V_u = 63.650 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 117.576 kN > V_u = 63.650 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.14 벽체 하단 외측

□ 기본사항

Mu	64.850 kN·m	Vu	63.650 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	200	1	993.0	인장부

TOTAL 993.0 ㎟

a = 993.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 14.603 mm

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

= 0.850 × 993.0 × 300 × (360 − 14.603 / 2) / 1000000

= 89.309 kN·m > M_u = 64.850 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 360 / 1000

= 235.151 kN > V_u = 63.650 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 117.576 kN > V_u = 63.650 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

9. 안전검토결과 요약

구 분			휨검토(kN・m)			전단검토(kN)			비 고
			ΦM_n	Mu	판정	ΦVn	Vu	판정	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	222.15	108.62	O.K	365.79	83.35	O.K	
		중앙부	222.15	111.05	O.K	-	-	-	
		우측단부	222.15	210.65	O.K	365.79	106.58	O.K	
	외측2	좌측단부	222.15	210.65	O.K	365.79	106.58	O.K	
		중앙부	222.15	111.05	O.K	-	-	-	
		우측단부	222.15	108.62	O.K	365.79	83.35	O.K	
벽 체	상단	전면	114.63	102.58	O.K	235.15	78.97	O.K	
		배면	89.31	7.08	O.K	235.15	78.97	O.K	
	중앙	전면	89.31	29.18	O.K	235.15	67.23	O.K	
		배면	89.31	38.88	O.K	235.15	67.23	O.K	
	하단	전면	89.31	71.75	O.K	235.15	63.65	O.K	
		배면	89.31	64.85	O.K	235.15	63.65	O.K	

구 분		P-M 상관 검토			전단검토(kN)			비 고
		Mu (kN・m)	P (kN)	판정	ΦVn	Vu	판정	
기 둥	Mmax	331.20	1432.00	O.K	1175.76	161.90	O.K	기둥 P-M 상관도 참고
	Pmax	313.20	1437.30	O.K				"

용천2교

기존교량 내진성능평가

2019.5

1. 현장조사 결과

1.1 자료조사 결과

1.1.1 구조물 현황

1) 위　　치 : 경기도 용인시 처인구 백암면 용천리 860-1
2) 구　　조 : 라멘교
3) 폭 및 연장 : B= 6 m L= 20 m
4) 준 공 년 도 : 2001 년

1.1.2 내진해석 조건

1) 구역계수 = 0.110 (경기도 용인시)
2) 위험계수 = 1.400 (내진 1등급)
3) 지반계수 = 1.2 (지반계수, 지반종류 II 지역)

1.2 설계기준강도

1.2.1 콘크리트 강도

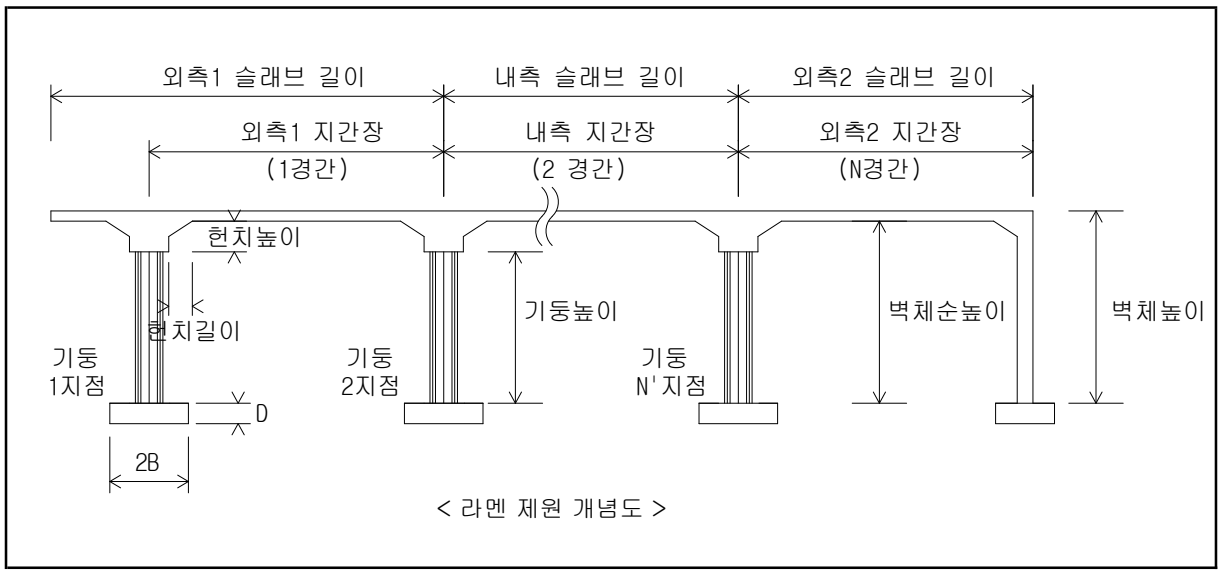
- 상부구조 : f_{ck} = 24 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_{ck} = 24 MPa (교각, 교대)

1.2.2 철근강도

- 상부구조 : f_y = 300 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_y = 300 MPa (교각, 교대)

1.3 교량 제원

단위 : m



< 라멘 제원 개념도 >

* 공통사항

토피	포장	방호벽	
		폭	높이
0	0.08	0.25	0.25

* 벽체 제원

구분	두께	높이	순높이
좌측	0.50	4.15	3.50
우측	0.50	4.15	3.50

* 상부슬래브 제원 (단, 헌치와 보의 제원은 1,2경간의 종점부의 및 N경간의 시점부의 치수임)

구분	슬래브		헌치		거더	
	두께	길이	높이	길이	폭	높이
1경간	0.65	10.00	0.40	1.20	-	-
2경간	0.65	10.00	0.40	1.20	-	-
N경간	-	-	-	-	-	-

* 기둥 제원

구분	기둥(타원형)				지간장
	높이	가로	세로	직경	
1지점	3.50	0.50	6.00	-	10.00
2지점	3.50	0.50	6.00	-	10.00
N'지점	-	-	-	-	-

* 기초제원

구 분	기둥1	기둥2~N-1	기둥N
기초형식	직접		
독립기초 폭(2B)	2.50	2.50	2.50
길이(2L)	8.00	8.00	8.00
두께(D)	1.00	1.00	1.00
확대기초 전폭	2.50		

1.4 철근배근

1.4.1 슬래브 및 벽체

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	피복	직경	간격	피복	직경	간격	피복
슬래브	좌측단부	22	125	40	22	125	40	22	125	40
	중앙부	22	125	40	22	125	40	22	125	40
	우측단부	22	125	40	22	125	40	22	125	40
벽체	상단 외측	22	150	100	22	150	100	22	150	100
	상단 내측	22	150	100	22	150	100	22	150	100
	중앙 내측	22	150	100	22	150	100	22	150	100
	중앙 외측	22	150	100	22	150	100	22	150	100
	하단 내측	22	150	100	22	150	100	22	150	100
	하단 외측	22	150	100	22	150	100	22	150	100

2) 기둥 및 보 철근

구 분		직경	간격		철근개수	피복	단수
			가로간격개수	세로간격개수			
기둥	사각	22	46	2	96	100	1

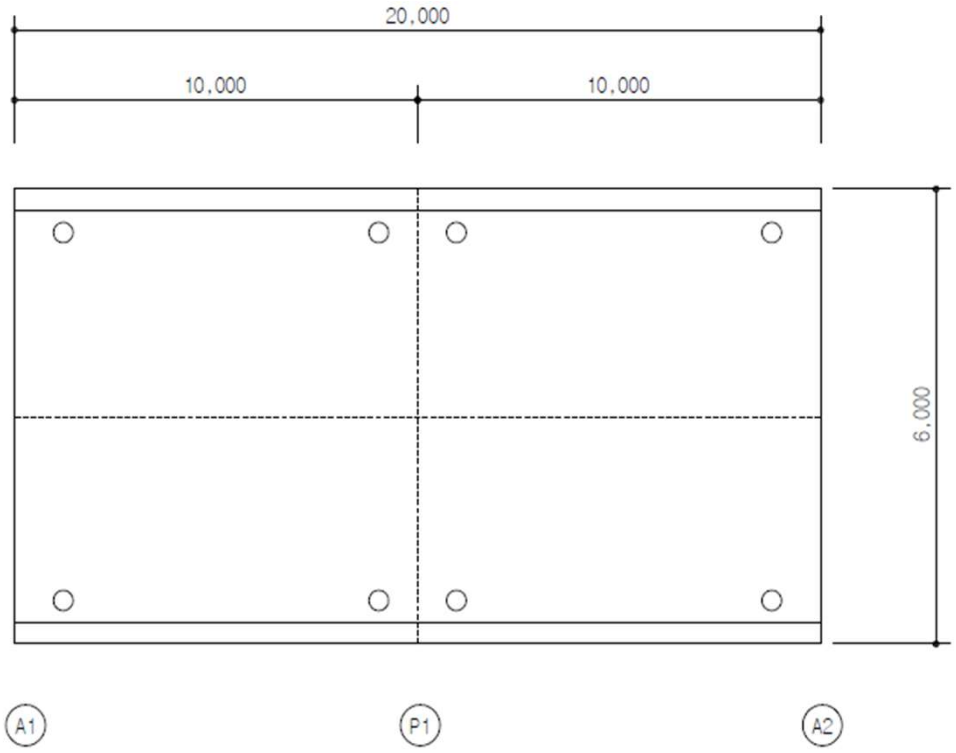
1.4.2 전단철근

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	다리수	직경	간격	다리수	직경	간격	다리수
상부슬래브		13	250	2	13	250	2	13	250	2
벽체	상단	13	300	2	13	300	2	13	300	2
	중앙	13	300	2	13	300	2	13	300	2
	하단	13	300	2	13	300	2	13	300	2

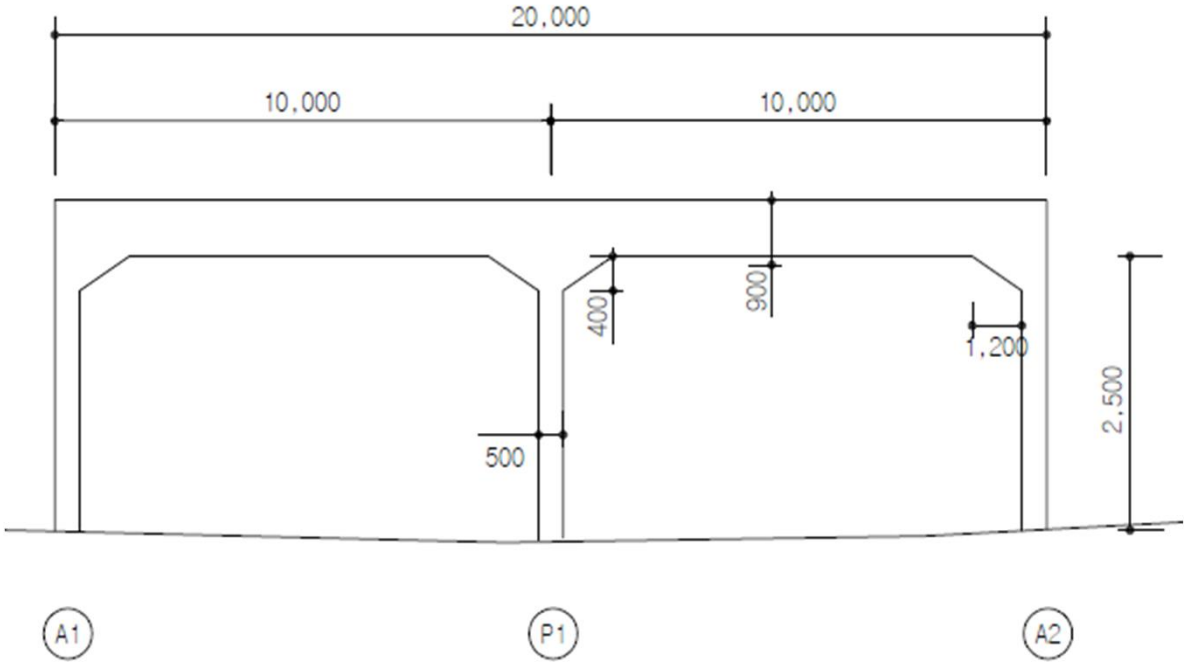
구 분	직경	간격	다리수
기둥	13	200	2

1.5 교량 종평면도

1.5.1 평면도



1.5.2 종단면도



2. 검토조건

2.1 일반사항

교량형식	2 경간 라멘교	교량연장	20 m	교량사각	90 °	기초형식	직접 기초
교량등급	내진 1등급 교량	교량폭원	6 m	평면선형	직선		

2.2 하 중

2.2.1 고정하중

1) 철근 콘크리트 γ_{c1} = 25.000 kN/㎥
2) 무근 콘크리트 γ_{c2} = 23.500 kN/㎥
3) 뒷채움 토사 γ_s = 18.000 kN/㎥
4) 교면 포장층 γ_a = 23.000 kN/㎥
5) 지 하 수 γ_w = 10.000 kN/㎥

2.2.2 토압

- 안정계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식
- 단면계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식

1) 상시토압

라멘 벽체는 주동토압이 발생할 수 있는 연직벽 상대변위가 발생치 않으므로 정지토압 적용.

K_o = 1 - SIN Φ = 0.5000

Φ = 30.000 °

2) 지진시 토압

(1) 정적토압

K_a = 0.333

Φ = 30.000 ° δ = 0.000 °

θ = 0.000 ° α = 0.000 °

(2) 동적영향을 고려한 토압 (Mononobe Okabe 공식 적용)

K_{ea} = 0.381 (지진 토압계수)

Φ = 30.000 ° (뒷채움 흙의 마찰각)

δ = 0.000 ° (흙과 교대사이의 마찰각)

i = 0.000 ° (뒷채움 흙의 경사각)

β = 0.000 ° (교대배면의 수직에 대한 값)

a = 0.110 (지진 구역계수)

I = 1.400 (중요한 교량으로 평균재현주기 1000년)

A = a x I = 0.154 (지진 가속도 계수)

K_h = 0.500 x A = 0.077 (수평지반 가속도 계수= 변위를 허용)

K_v = 0.000 (연직지반 가속도 계수, 고려하지 않음)

θ = $\tan^{-1}\{K_h / (1-K_v)\}$ = 4.403 °

2.3 사용재료 및 특성치

1) 콘 크 리 트 = min(설계강도, 측정강도) [설계강도 = 24 MPa 측정강도 = 24 MPa]

f_{ck} = 24.000 Mpa E_c = 26986 Mpa

2) 철 근

f_y = 300.000 Mpa E_s = 200,000 Mpa

f_{sa} = 150.000 Mpa

3) 뒷 채 움 토

Φ = 30.000 °

2.4 구조검토 일반사항

2.4.1 강도감소계수

Φ_m = 0.850 (휨에 대한 강도 감소계수)

Φ_v = 0.800 (전단에 대한 강도 감소계수)

Φ_c = 0.650 (축력에 대한 강도감소계수)

2.5 내진검토 조건

1) 내진등급 = 내진 1등급 교량

구역계수 = 0.11 (경기도 용인시)

위험계수 = 1.4 (내진 1등급)

A = 지진구역 계수 X 위험도 계수 = 0.154

S = 1.200 (지반계수)

2) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis (단일모드 해석법)

3) 해석을 위한 토질정수의 산정

(1) 벽체 뒷채움

E_{o1} = 28N X 100 = 42,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 15 (교대 뒷채움재의 N값)

G_1 = E_{o1} / { 2 (1+υ) } = 14,685 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.430 (측벽 토층 평균값 적용) (대상지반의 프와송 비)

(2) 기초위치의 지반

E_{o2} = 28N X 100 = 140,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 50 (기초지반의 N값)

G_2 = E_{o2} / { 2 (1+υ) } = 52,632 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.330 (대상지반의 프와송 비)

2.6 구조해석 PROGRAM ☞ MIDAS CIVIL 2012

2.7 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (국토해양부, 2010.11)

2) 콘크리트 구조기준 (국토해양부, 2012.10)

3) 도로교표준시방서(건설교통부,1996.4)

4) 도로설계편람(건설교통부,2008.5)

5) 도로교 설계 기준 해설 (대한토목학회, 2008.1)

6) 단지조성에 따른 시설물의 내진연구 (한국토지공사, 2001.7)

7) 고속도로 교량의 내진설계편람 (한국도로공사, 1999.12)

8) 교량설계기준 (한국도로공사 2000.12)

3. 단면정수의 산정

3.1 설계경간 및 슬래브 두께의 검토

1) 설계경간의 결정 (도로교설계기준(2010) 4.8.3.2)

B = 6.000 m

구분	Ls	Ln	Ls / B	L
1경간	10.00	10.00	1.67	10.00
2경간	10.00	10.00	1.67	10.00

∴ L = 사각 ≥ 75° 이므로 직교로 가정

2) 슬래브 최소두께의 검토 (도로교설계기준(2010) 4.7.4.1)

구분	L	Tmin	Tuse	판정
1경간	10.00	0.43	0.65	O.K
2경간	10.00	0.43	0.65	O.K

* 차도부분의 최소두께(≥220mm)

- 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우
- L은 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

단순판		40 L+130
연속판		30 L+130
캔틸레버판	L≤0.25	280 L+180
	L>0.25	80 L+230

3.2 단면제원의 산정

구조계산 폭원 : 6.00 m [단위 : m]

구분		폭	두께	직경	C.T.C	A(㎡)	I_{22}(㎥)	I_{33}(㎥)
슬래브		6.000	0.650	-	-	3.900	0.137	11.700
벽체		6.000	0.500	-	-	3.000	0.063	9.000
기둥	사각	6.000	0.500	-	10.000	3.000	0.063	9.000
	원형	-	-	-	-	-	-	-

4. 지반 SPRING계수의 산정(지진 계산시)

4.1 기초부 (도로교표준시방서(1996),P.809~P.811)

* 기둥 기초 상단과 기둥 하단부의 접점은 고정단으로 고려함.

4.2 라멘형 벽체 (도로교표준시방서(1996), p.807)

1) 종방향 (교축방향 : X - DIR) 변위강성 <수평방향 변위>

Ks = 0.425 E_{o1} B = 107,100 kN/m

2) 횡방향 (교축직각방향 : Y - DIR) 회전강성 <회전 변위>

Kr = 0.072 E_{o1} B H^2 = ##### kN·m/rad

HA = 4.475 m (A1, A2 구간 슬래브 도심에서 저판상단까지)

3) Y-축, Z-축으로의 변위강성과 X-축,Z-축에 대한 회전강성은 무시함.

■ 수평변위강성 Ks = 107,100 kN/m

구분	Kv	절점번호
1	Ks x (0.500 + 0.000) / 2 = 26,775	1,11
2	Ks x (0.500 + 1.000) / 2 = 80,325	2,12
3	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 107,100	3,4,13,14
4	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 53,550	5,15

■ 회전강성 Kr = 363,345 kN·m/rad

구분	Ksb	절점번호
1	Kr x (0.500 + 0.000) / 2 = 90,836	1,11
2	Kr x (0.500 + 1.000) / 2 = 272,509	2,12
3	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 363,345	3,4,13,14
4	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 181,672	5,15

5. 지진성능검토를 위한 하중의 계산

5.1 종방향 지진하중의 산정

1) 지진거동에 영향을 주는 연직하중의 산정

고정하중 종류	계 산 식	계산값(kN/m)
포장층 자중	23.000(γ) X 0.080(t) X 6.00(계산폭)	11.040
SLAB 자중	25.00(γ) X 0.65(t) X 6.00(계산폭)	97.500
헌 치 자 중	25.00(γ) X 1/2 X (0.400 × 1.20) X 4ea X 6.00(계산폭)/ 20.00(연장)	7.200
지진고려 연직력 합계		115.740

2) 상부구조 각 부재에 종방향으로 단위하중(1.0kn/m) 재하시 발생변위를 취하여 진동주기 계산

- P_o = 1.000 kN/m (등가단위하중)

단위 : m

v_s	0.0000150

(하중Po에 의한 정적처짐)

3) α,β,γ 계수 산정

- ω(x) = 115.740 kN/m

(교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중)

∫ dx = 6.000 m (= L)

$\alpha\ (=\int v_s(x)dx)$	0.000089940
$\beta\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)dx)$	0.010409656
$\gamma\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)^2dx)$	0.000000156

4) 교량의 주기 계산 (T)

- $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_o\ g\ \alpha}} \times 2\pi$ g = 9.810 m/sec^2

단위 : sec

T	0.084

5) 탄성지진 응답계수(C_S) 계산

- A= 0.154 , S= 1.2

① $1.2\ A\ S\ /\ T^{2/3}$	1.156
② 2.5 A	0.385
적용값 = min(①,②)	0.385

6) 등가정적 지진하중의 산정

- $P_{ey} = (\beta\ C_s\ /\ \gamma) \times (\omega_y\ v_x)$

단위 : kN/m

P_{ey}	44.560

5.2 횡방향 지진하중의 산정

: 라멘교의 경우 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 해석은 무시할 수 있다.

5.3 고정하중의 산정

단위 : kN/m

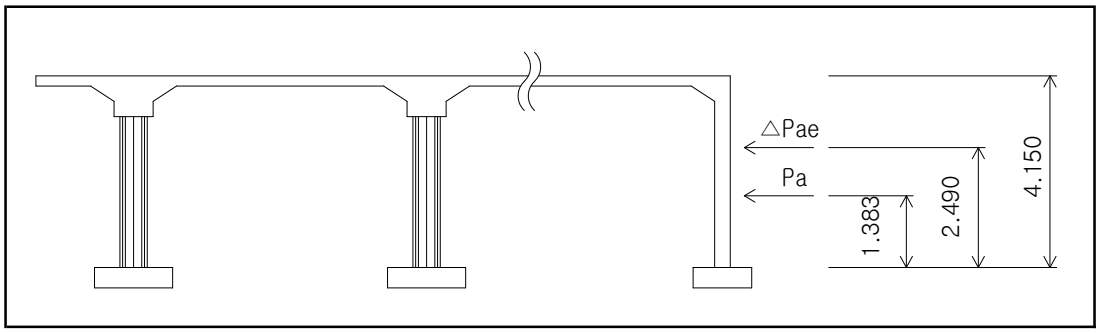
고정하중 종류	계 산 값
포장층 자중	11.040
상부토사자중	0.000
합계	11.040

5.4 지진 발생시 작용하는 토압의 산정

$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 B = 360.10$ kN (상시 주동토압)

$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma_s H^2 B = 412.01$ kN (지진시 주동토압, 시종점 동일)

$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 412.007 - 360.101 = 51.906$ kN (평상시 주동토압)



< 지진시 토압 작용 개념도 >

지진시 주동토압 작용점

$h = (P_a * H / 3) + (\Delta P_{ae} \, 0.6H) / P_{ae}$

$= ((360.101 \times 4.475 / 3) + (51.906 \times 0.6 \times 4.475)) / 412.007$

$= 1.642$ m

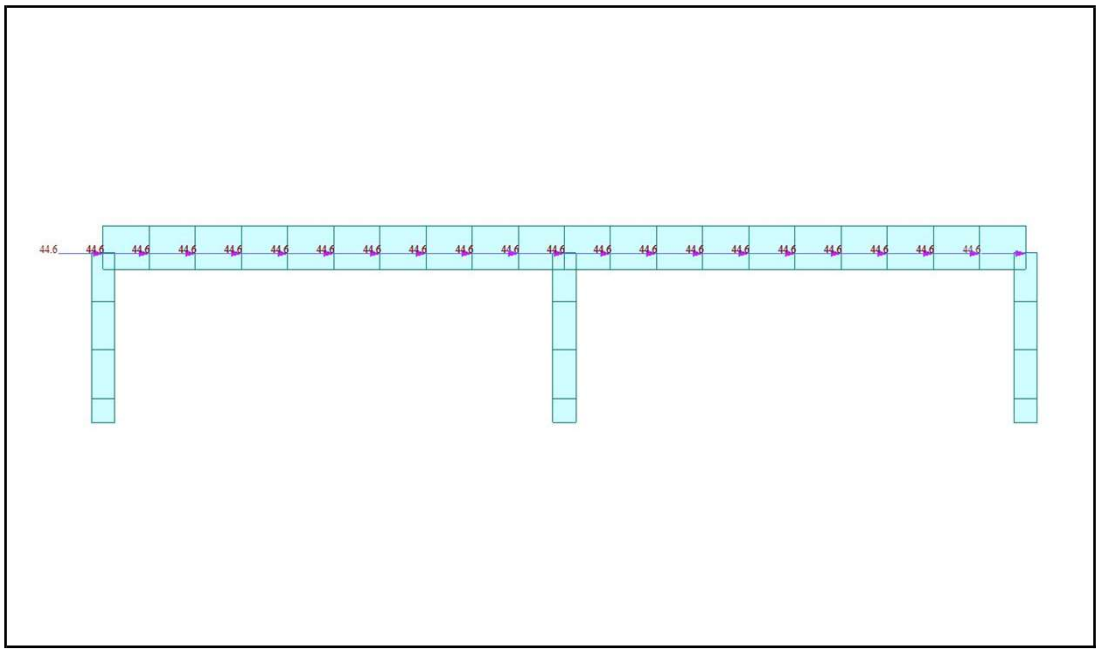
☞ 토압하중 재하시 정적분력은 1/3 H 지점, 동적 분력은 0.6 H 지점에 하중을 재하한다.

5.5.하중의 재하도

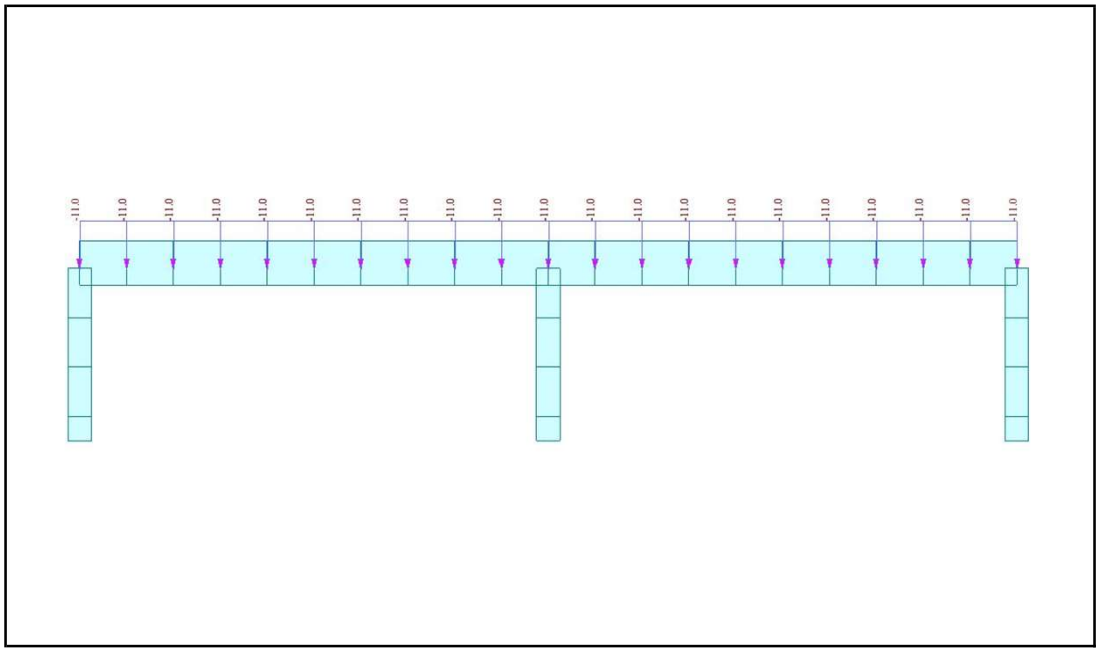
- 지진시 하중 CASE

1) LOAD CASE 1 : 지진시 관성력(종방향)

P_{ey}	44.560



2) LOAD CASE 2 : 고정하중



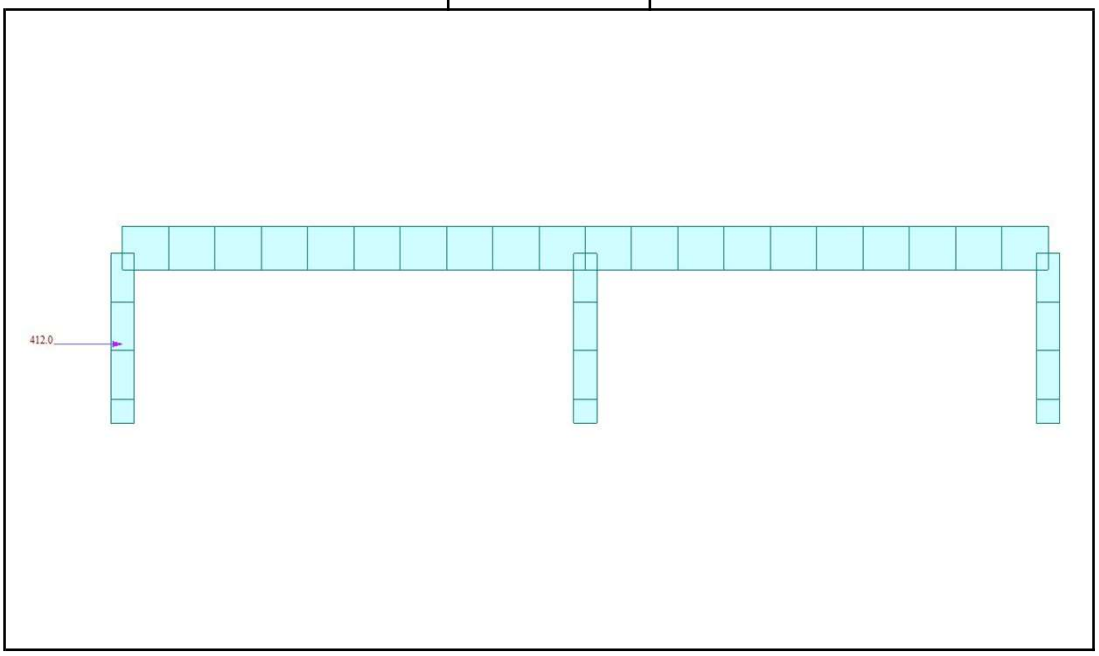
자중+헌치 : program내 자동계산

포장 : 11.040 kN/m

상부토사 : 0.000 kN/m

3) LOAD CASE 3 : 지진시 토압

구분	하중크기	작용점
Pae	412.007	1.642



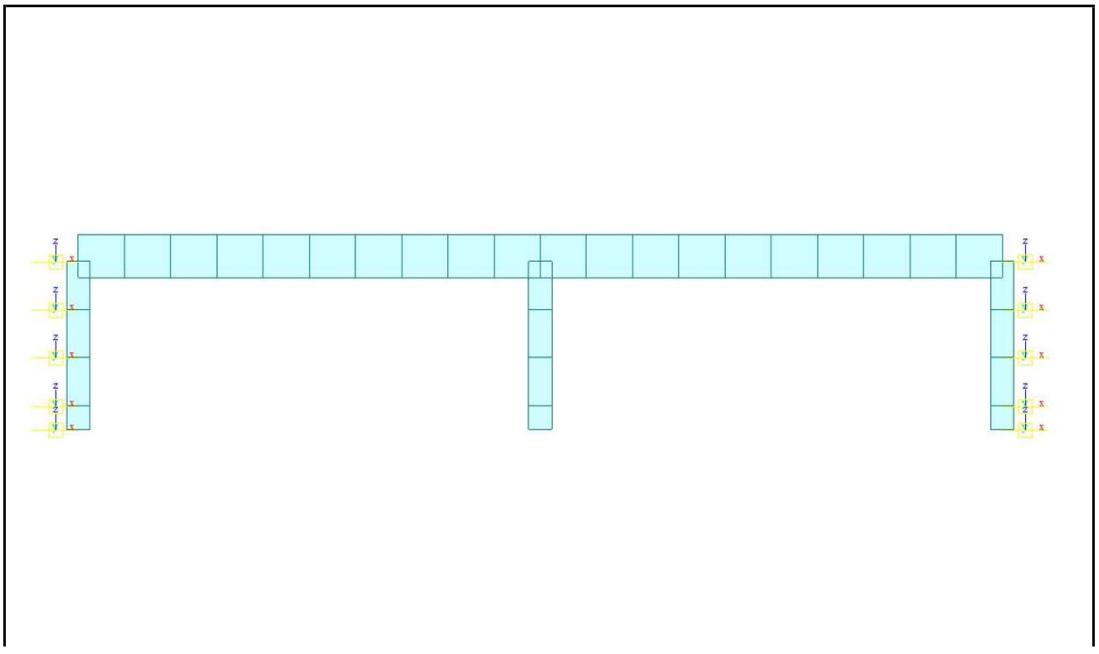
5.6 하 중 조 합

조합 \ 하중	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb 1	1.000	1.000	1.000
Comb 2	1.000	1.000	0.650
Comb 3	0.300	0.300	0.300
Comb 4	0.300	0.300	0.195

※ 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 지진하중 하중조합은 생략함

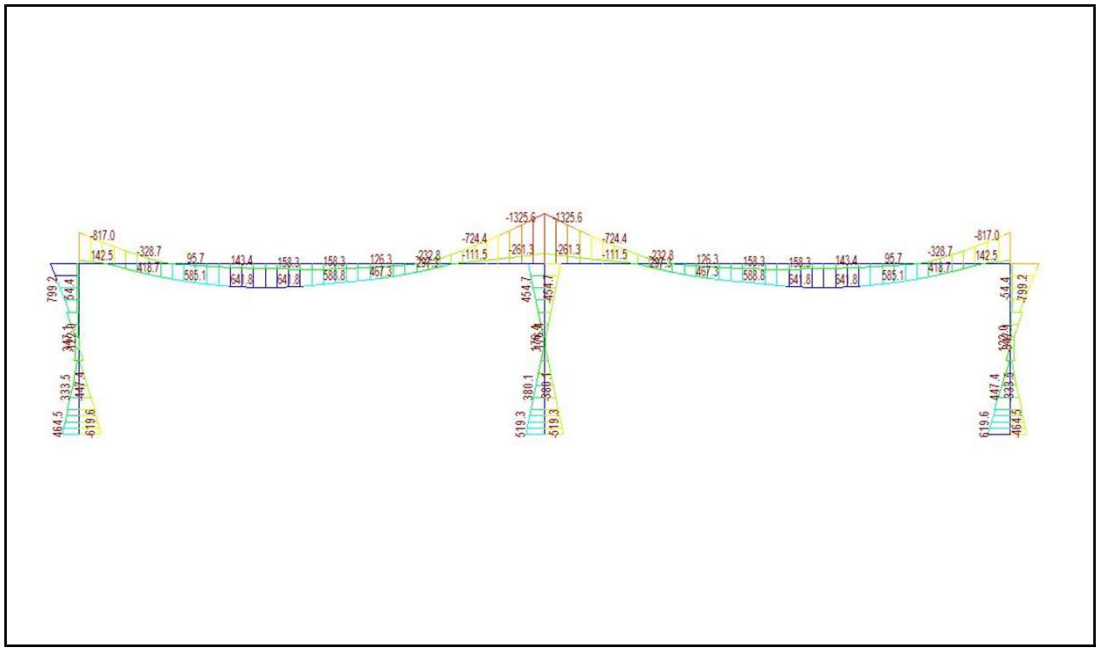
6. MODELING & 구조해석 (지진시)

6.1 MODELING

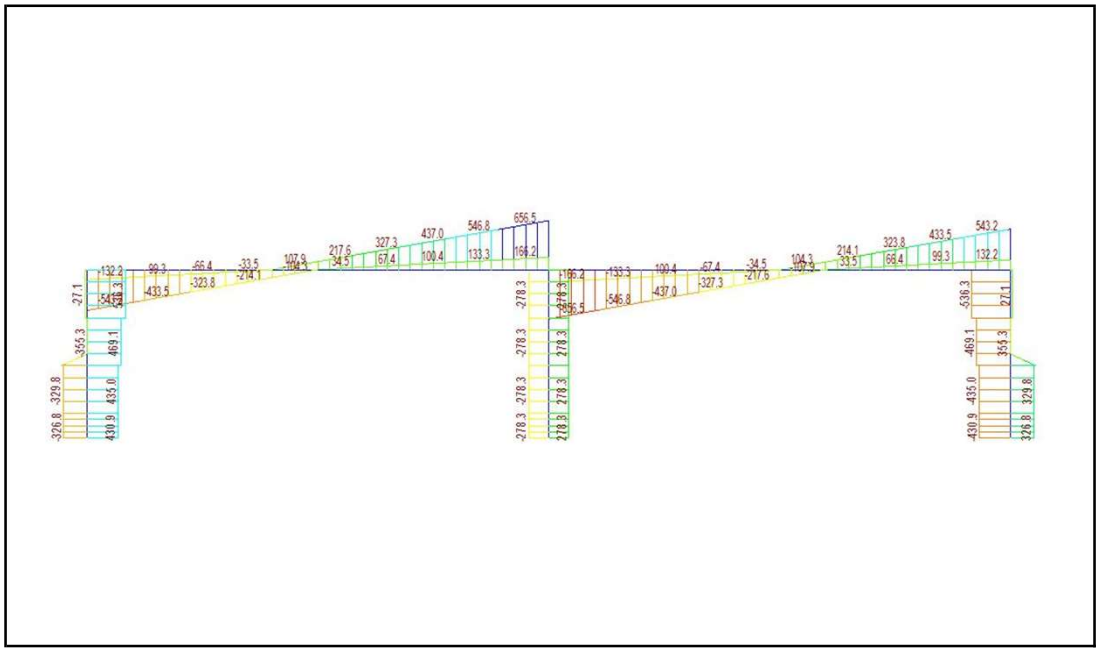


6.2 구조해석 결과 (B.M.D 및 S.F.D)

1) 지진시 (B.M.D)



2) 지진시 (S.F.D)



7. 구조해석 결과 SUMMARY

[구조계산 폭원 : 6.00 m]

구 분			휨모멘트(kN・m)/m		전단력(kN)/m		비 고
			전폭	단위폭	전폭	단위폭	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	817.0	136.2	543.2	90.5	
		중앙부	641.8	107.0	-	-	
		우측단부	1325.6	220.9	656.5	109.4	
	외측2	좌측단부	1325.6	220.9	656.5	109.4	
		중앙부	641.8	107.0	-	-	
		우측단부	817.0	136.2	543.2	90.5	
벽 체	상단	전면	799.2	133.2	536.3	89.4	
		배면	54.4	9.1			
	중앙	전면	347.1	57.9	435.0	72.5	
		배면	122.0	20.3			
	하단	전면	464.5	77.4	430.9	71.8	
		배면	619.6	103.3			

구 분		휨모멘트 (kN・m)/m	축력 (Kn)	전단력 (Kn)	비 고
기둥	최대 휨모멘트시	519.300	1467.500	278.300	
	최대 축력시	495.600	1471.000	266.200	단위길이당 축력 : 245.167

8. 안전검토 (1.4 철근배근 참고)

8.1 상부슬래브 외측1 좌측단부

□ 기본사항

Mu	136.167 kN·m	Vu	90.533 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 45.541 mm

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

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (610 − 45.541 / 2) / 1000000

= 463.726 kN·m > M_u = 136.167 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 610 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= { 0.8 × (1 / 6) × √ 24 × 1,000 × 610 } / 1000

= 398.450 kN > V_u = 90.533 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 199.225 kN > V_u = 90.533 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.2 상부슬래브 외측1 중앙부

□ 기본사항

Mu	106.967 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 45.541 mm

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

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (610 − 45.541 / 2) / 1000000

= 463.726 kN·m > M_u = 106.967 kN·m ∴ O.K

8.3 상부슬래브 외측1 우측단부

□ 기본사항

Mu	220.93 kN·m	Vu	109.42 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 45.541 mm

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

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (610 − 45.541 / 2) / 1000000

= 463.726 kN·m > M_u = 220.933 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 610 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 610 / 1000

= 398.450 kN > V_u = 109.417 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 199.225 kN > V_u = 109.417 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.4 상부슬래브 외측2 좌측단부

□ 기본사항

Mu	220.933 kN·m	Vu	109.417 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 45.541 mm

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

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (610 − 45.541 / 2) / 1000000

= 463.726 kN·m > M_u = 220.933 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 610 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 610 / 1000

= 398.450 kN > V_u = 109.417 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 199.225 kN > V_u = 109.417 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.5 상부슬래브 외측2 중앙부

□ 기본사항

Mu	106.967 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 45.541 mm

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

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (610 − 45.541 / 2) / 1000000

= 463.726 kN·m > M_u = 106.967 kN·m ∴ O.K

8.6 상부슬래브 외측2 우측단부

□ 기본사항

Mu	136.17 kN·m	Vu	90.53 kN	Φ_m	0.850
H	650 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	610 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 45.541 mm

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

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (610 − 45.541 / 2) / 1000000

= 463.726 kN·m > M_u = 136.167 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 610 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 610 / 1000

= 398.450 kN > V_u = 90.533 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 199.225 kN > V_u = 90.533 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.7 기둥

▶ 용천2교 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 용천2교

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 24 MPa, fy = 300 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 25790 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.85

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 500.00 mm
단 면 높 이 (H) : 6000.00 mm
철근 피복두께(d') : 100.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 3500.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 1.20
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : D16 × 96ea = 19065.6 ㎟ (dc = 100.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 19065.6 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1467.500 KN

계수모멘트(X) : Mux = 519.300 KN·m
Mux.ns= 519.300 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 2.4
Y축 세장비 : λy = 29.1

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.005

X축 확대모멘트 : δMux = 519.300 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 519.300 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 592.52 mm
작 용 편 심 : e = 353.87 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3933.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 34102.000 + 2614.598 + -1049.390 = 35667.209 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 45298.823 + 3885.669 + 2434.720 = 51619.212 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1447.25 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 23183.68 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 33552.49 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.636 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 7200.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000103 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

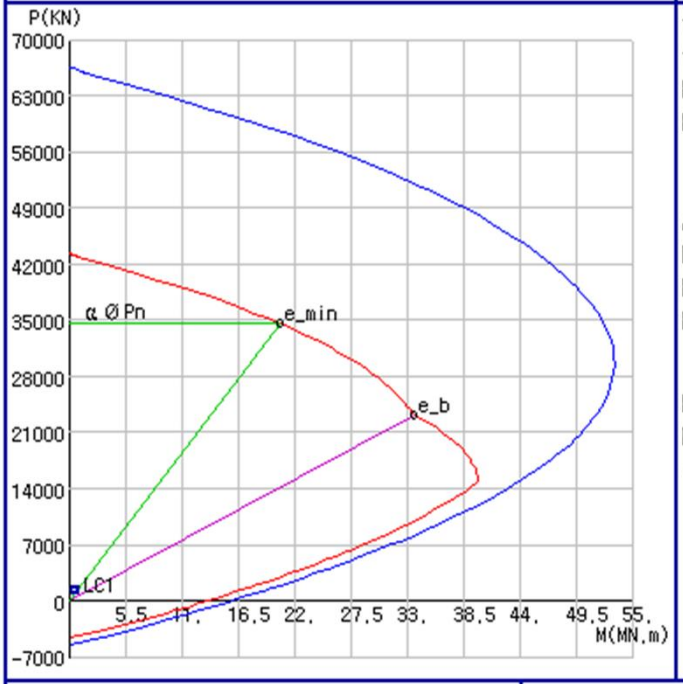
αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 53224.594 KN
Mn = αPn × e_min = 31536.485 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800

설계축하중강도 : αØPn = 34595.985 KN ≥ Pu = 1467.500 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 20498.715 KN·m ≥ Mu = 519.300 KN·m ∴ O.K

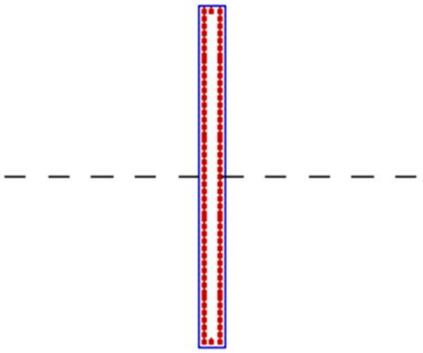
검토단면 : 용천2교



검 토 조 건

fck	=	24 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	25790 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	9.000 E+12 mm⁴
Iy	=	6.250 E+10 mm⁴
Ag	=	3.000 E+06 mm²
Lu	=	3500.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	0.636 %
Pu	=	1467.500 KN
Mu	=	519.300 KN·m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 592.517 mm

ØP_min = 34595.980 KN

ØM_min = 20498.710 KN·m

▷ 평형 편심 상태

eb = 1447.245 mm

ØPb = 23183.690 KN

ØMb = 33552.480 KN·m

▷ 작용편심에서의 설계강도

e < e_min ∴ 최소편심구간

ØPn = 34595.980 KN(=ØPmin)

ØMn = 20498.710 KN·m(=ØMmin)

▷ 사용철근량

A_rebar = 19065.600 mm²

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1471.000 KN

계수모멘트(X) : Mux = 495.600 KN·m
Mux.ns= 495.600 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 2.4
Y축 세장비 : λy = 29.1

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.005

X축 확대모멘트 : δMux = 495.600 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 495.600 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 592.52 mm
작 용 편 심 : e = 336.91 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3933.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 34102.000 + 2614.598 + -1049.390 = 35667.209 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 45298.823 + 3885.669 + 2434.720 = 51619.212 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1447.25 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 23183.68 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 33552.49 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

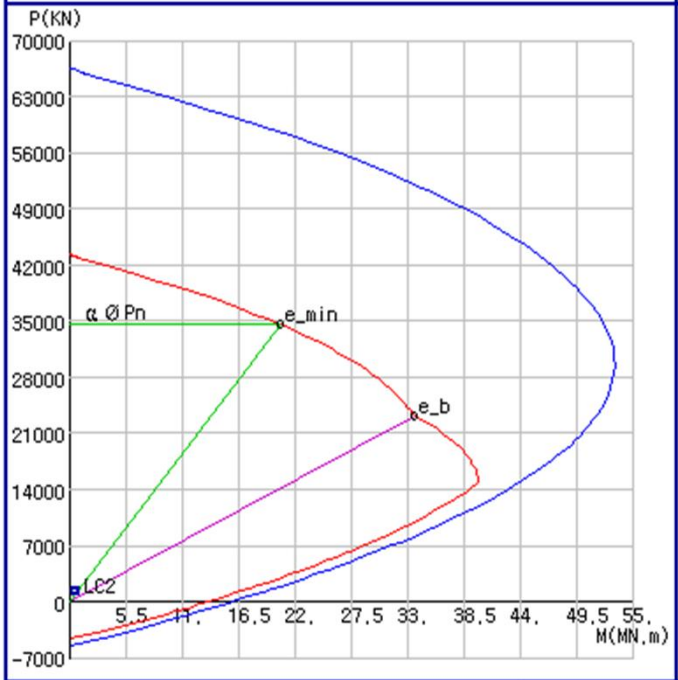
사용철근비 : Pused = 0.636 %

계수축력 Pu < 0.1 · fck · Ag = 7200.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000103 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α ×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 53224.594 KN
Mn = αPn × e_min = 31536.485 KN · m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 34595.985 KN ≥ Pu = 1471.000 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 20498.715 KN · m ≥ Mu = 495.600 KN · m ∴ O.K

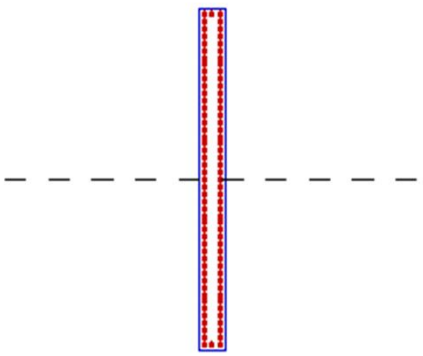
검토단면 : 용천2교



검 토 조 건

fck	=	24 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	25790 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	9.000 E+12 mm⁴
Iy	=	6.250 E+10 mm⁴
Ag	=	3.000 E+06 mm²
Lu	=	3500.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	0.636 %
Pu	=	1471.000 KN
Mu	=	495.600 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
e_min = 592.517 mm
ØP_min = 34595.980 KN
ØM_min = 20498.710 KN · m
▷ 평형 편심 상태
eb = 1447.245 mm
ØPb = 23183.690 KN
ØMb = 33552.480 KN · m
▷ 작용편심에서의 설계강도
e < e_min ∴ 최소편심구간
ØPn = 34595.980 KN(=ØPmin)
ØMn = 20498.710 KN · m(=ØMmin)
▷ 사용철근량
A_rebar = 19065.600 mm²

8.8 기둥 - 전단검토

□ 전단검토

Vu	278.300 kN	기둥폭	6000.00 mm	Φ_v	0.800
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa	형식	사각

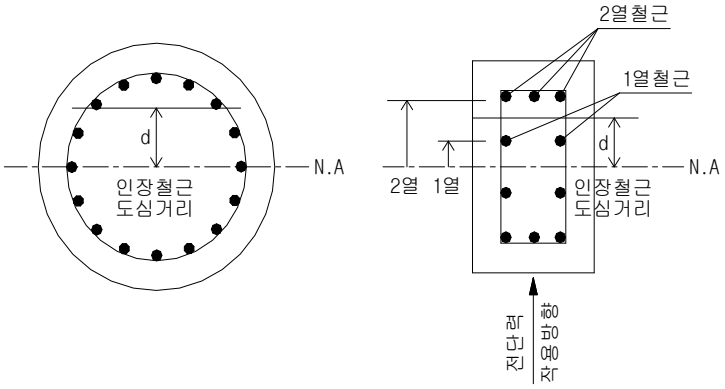
[원형단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	피복	개수	철근단면적	비 고
1단	0	0	0	-	-
2단	-	-	-	-	-
계				-	-

[사각단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	도심거리	개수	철근단면적	비 고
1열	22	0.1	96	37,162	-
2열				-	-
3열				-	-
4열				-	-
5열				-	-
계				37,162	-

< d 값 산출 개념도 >



d = 350 mm (인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리)

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= \{ 0.8 \times (1 / 6) \times \sqrt{24} \times 6,000 \times 350 \} / 1000$

$= 1371.714$ kN > V_u = 278.300 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 685.857 kN > V_u = 278.300 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.9 벽체 상단 내측

□ 기본사항

Mu	133.200 kN·m	Vu	89.383 kN	Φ_m	0.850
H	633 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	533 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 37.951 mm

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

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (533 − 37.951 / 2) / 1000000

= 338.483 kN·m > M_u = 133.200 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 400 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 400 / 1000

= 261.279 kN > V_u = 89.383 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 130.640 kN > V_u = 89.383 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.10 벽체 상단 외측

□ 기본사항

Mu	9.067 kN·m	Vu	89.383 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	400 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 37.951 mm

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

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (400 − 37.951 / 2) / 1000000

= 250.741 kN·m > M_u = 9.067 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 400 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 400 / 1000

= 261.279 kN > V_u = 89.383 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 130.640 kN > V_u = 89.383 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.11 벽체 중앙 내측

□ 기본사항

Mu	57.850 kN·m	Vu	72.500 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	400 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 37.951 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (400 − 37.951 / 2) / 1000000

= 250.741 kN·m > M_u = 57.850 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 400 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 400 / 1000

= 261.279 kN > V_u = 72.500 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 130.640 kN > V_u = 72.500 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.12 벽체 중앙 외측

□ 기본사항

Mu	20.333 kN·m	Vu	72.500 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	400 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 37.951 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (400 − 37.951 / 2) / 1000000

= 250.741 kN·m > M_u = 20.333 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 400 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 400 / 1000

= 261.279 kN > V_u = 72.500 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 130.640 kN > V_u = 72.500 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.13 벽체 하단 내측

□ 기본사항

Mu	77.417 kN·m	Vu	71.817 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	400 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	-

TOTAL 2580.7 ㎟

a = 2,580.7 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 37.951 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 2,580.7 × 300 × (400 − 37.951 / 2) / 1000000

= 250.741 kN·m > M_u = 77.417 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 400 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 400 / 1000

= 261.279 kN > V_u = 71.817 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 130.640 kN > V_u = 71.817 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.14 벽체 하단 외측

□ 기본사항

Mu	103.267 kN·m	Vu	71.817 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	100 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	400 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	150	1	2580.7	인장부

TOTAL 2580.7 ㎟

$a = 2,580.7 \times 300 / (0.850 \times 24 \times 1,000) = 37.951$ mm

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

$= 0.850 \times 2,580.7 \times 300 \times (400 - 37.951 / 2) / 1000000$

$= 250.741$ kN·m > $M_u = 103.267$ kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

$d = 400$ mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= 0.800 \times (1 / 6) \times \sqrt{(24)} \times 1,000 \times 400 / 1000$

$= 261.279$ kN > $V_u = 71.817$ kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c = 130.640$ kN > $V_u = 71.817$ kN ∴ **전단철근 필요 없음**

9. 안전검토결과 요약

구 분			휨검토(kN・m)			전단검토(kN)			비 고
			ΦM_n	Mu	판정	ΦVn	Vu	판정	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	463.73	136.17	O.K	398.45	90.53	O.K	
		중앙부	463.73	106.97	O.K	-	-	-	
		우측단부	463.73	220.93	O.K	398.45	109.42	O.K	
	외측2	좌측단부	463.73	220.93	O.K	398.45	109.42	O.K	
		중앙부	463.73	106.97	O.K	-	-	-	
		우측단부	463.73	136.17	O.K	398.45	90.53	O.K	
벽 체	상단	전면	338.48	133.20	O.K	261.28	89.38	O.K	
		배면	250.74	9.07	O.K	261.28	89.38	O.K	
	중앙	전면	250.74	57.85	O.K	261.28	72.50	O.K	
		배면	250.74	20.33	O.K	261.28	72.50	O.K	
	하단	전면	250.74	77.42	O.K	261.28	71.82	O.K	
		배면	250.74	103.27	O.K	261.28	71.82	O.K	

구 분		P-M 상관 검토			전단검토(kN)			비 고
		Mu (kN・m)	P (kN)	판정	ΦVn	Vu	판정	
기 둥	Mmax	519.30	1467.50	O.K	1371.71	278.30	O.K	기둥 P-M 상관도 참고
	Pmax	495.60	1471.00	O.K				"

가창1교

기존교량 내진성능평가

2019.5

1. 현장조사 결과

1.1 자료조사 결과

1.1.1 구조물 현황

1) 위　　치 : 경기도 용인시 처인구 백암면 가창리 1031-8
2) 구　　조 : 라멘교
3) 폭 및 연장 : B= 6 m L= 20 m
4) 준 공 년 도 : 1995 년

1.1.2 내진해석 조건

1) 구역계수 = 0.110 (경기도 용인시)
2) 위험계수 = 1.400 (내진 1등급)
3) 지반계수 = 1.2 (지반계수, 지반종류 II 지역)

1.2 설계기준강도

1.2.1 콘크리트 강도

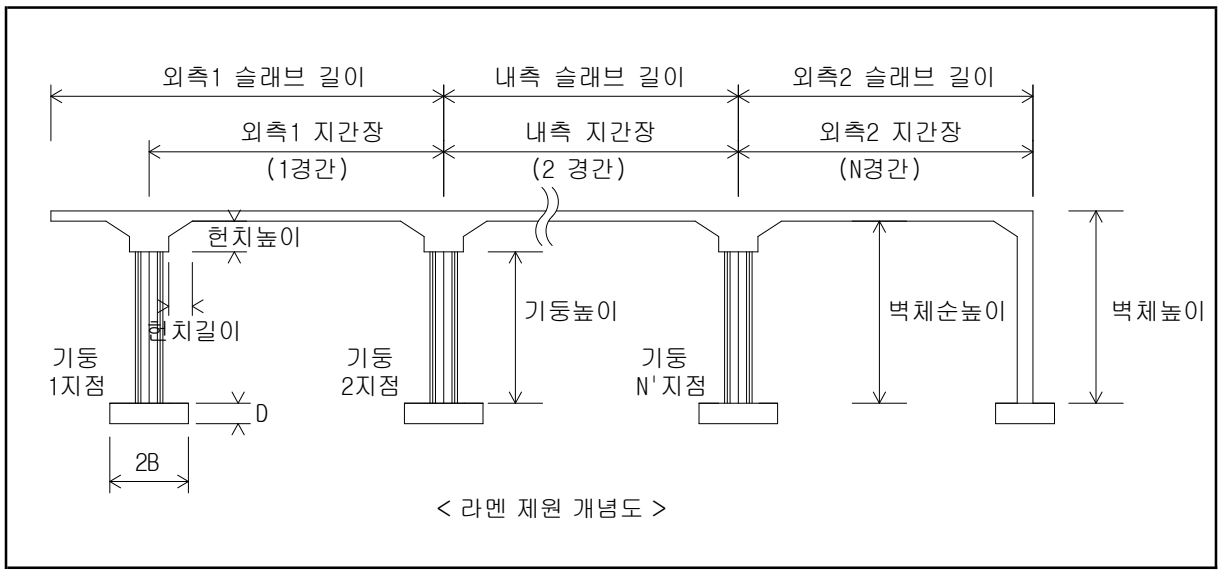
- 상부구조 : f_{ck} = 24 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_{ck} = 24 MPa (교각, 교대)

1.2.2 철근강도

- 상부구조 : f_y = 300 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_y = 300 MPa (교각, 교대)

1.3 교량 제원

단위 : m



< 라멘 제원 개념도 >

* 공통사항

토피	포장	방호벽	
		폭	높이
0	0.08	0.45	0.3

* 벽체 제원

구분	두께	높이	순높이
좌측	0.40	4.60	4.00
우측	0.40	4.60	4.00

* 상부슬래브 제원 (단, 헌치와 보의 제원은 1,2경간의 종점부의 및 N경간의 시점부의 치수임)

구분	슬래브		헌치		거더	
	두께	길이	높이	길이	폭	높이
1경간	0.60	10.00	0.30	0.90	-	-
2경간	0.60	10.00	0.30	0.90	-	-
N경간	-	-	-	-	-	-

* 기둥 제원

구분	기둥(타원형)				지간장
	높이	가로	세로	직경	
1지점	4.00	0.40	6.00	-	10.00
2지점	4.00	0.40	6.00	-	10.00
N'지점	-	-	-	-	-

* 기초제원

구 분	기둥1	기둥2~N-1	기둥N
기초형식	직접		
독립기초 폭(2B)	2.40	2.40	2.40
길이(2L)	8.00	8.00	8.00
두께(D)	1.00	1.00	1.00
확대기초 전폭	2.40		

1.4 철근배근

1.4.1 슬래브 및 벽체

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	피복	직경	간격	피복	직경	간격	피복
슬래브	좌측단부	16	125	40	16	125	40	16	125	40
	중앙부	16	125	40	16	125	40	16	125	40
	우측단부	16	125	40	16	125	40	16	125	40
벽체	상단 외측	16	200	40	16	200	40	16	200	40
	상단 내측	16	200	40	16	200	40	16	200	40
	중앙 내측	16	200	40	16	200	40	16	200	40
	중앙 외측	16	200	40	16	200	40	16	200	40
	하단 내측	16	200	40	16	200	40	16	200	40
	하단 외측	16	200	40	16	200	40	16	200	40

2) 기둥 및 보 철근

구 분		직경	간격		철근개수	피복	단수
			가로간격개수	세로간격개수			
기둥	사각	16	46	2	96	100	1

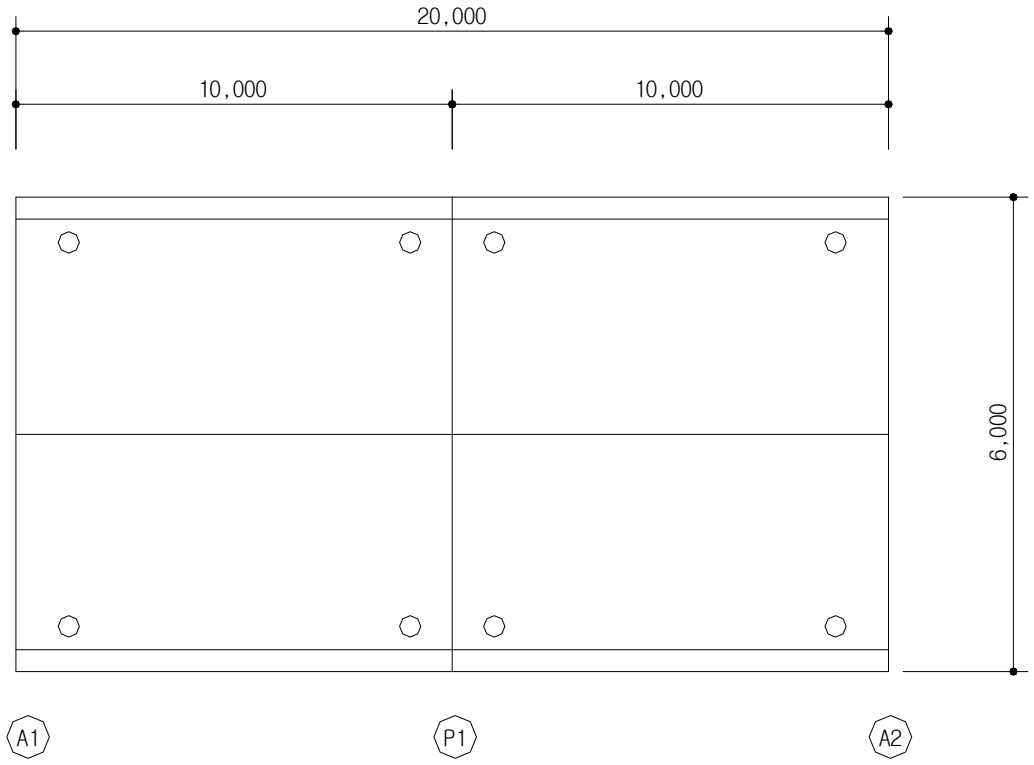
1.4.2 전단철근

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	다리수	직경	간격	다리수	직경	간격	다리수
상부슬래브		13	300	2	13	300	2	13	300	2
벽체	상단	13	400	2	13	400	2	13	400	2
	중앙	13	400	2	13	400	2	13	400	2
	하단	13	400	2	13	400	2	13	400	2

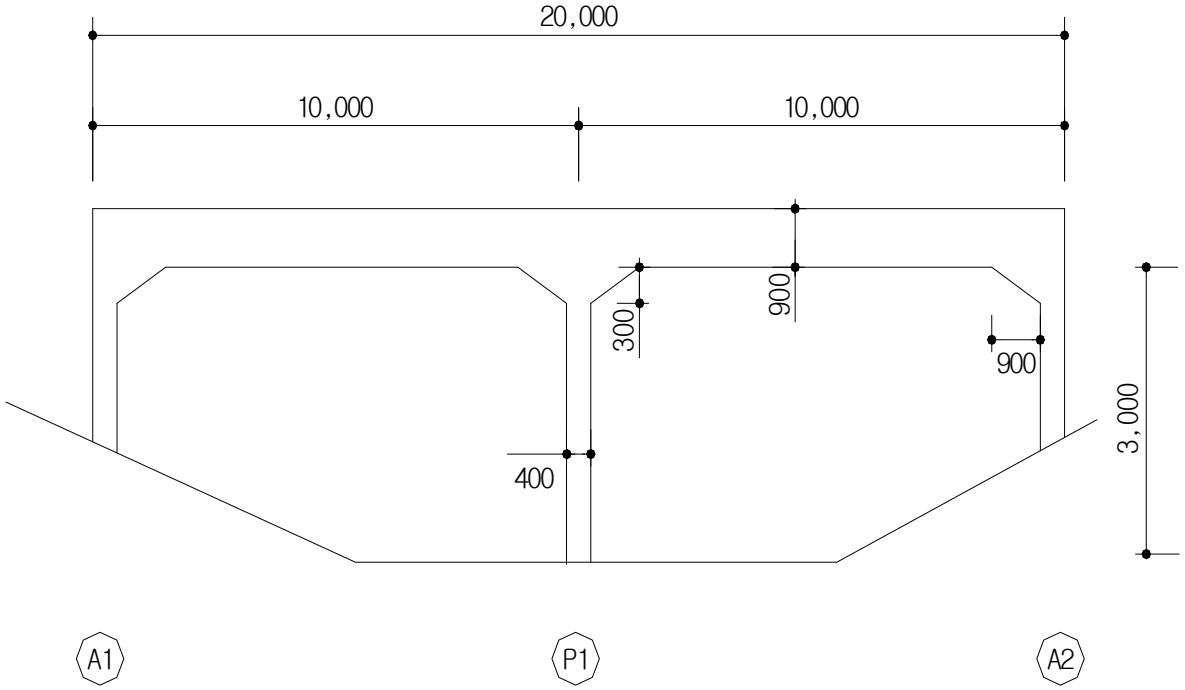
구 분	직경	간격	다리수
기둥	13	200	2

1.5 교량 종평면도

1.5.1 평면도



1.5.2 종단면도



2. 검토조건

2.1 일반사항

교량형식	2 경간 라멘교	교량연장	20 m	교량사각	90 °	기초형식	직접 기초
교량등급	내진 1등급 교량	교량폭원	6 m	평면선형	직선		

2.2 하 중

2.2.1 고정하중

1) 철근 콘크리트 γ_{c1} = 25.000 kN/㎥
2) 무근 콘크리트 γ_{c2} = 23.500 kN/㎥
3) 뒷채움 토사 γ_s = 18.000 kN/㎥
4) 교면 포장층 γ_a = 23.000 kN/㎥
5) 지 하 수 γ_w = 10.000 kN/㎥

2.2.2 토압

- 안정계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식
- 단면계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식

1) 상시토압

라멘 벽체는 주동토압이 발생할 수 있는 연직벽 상대변위가 발생치 않으므로 정지토압 적용.

K_o = 1 - SIN Φ = 0.5000

Φ = 30.000 °

2) 지진시 토압

(1) 정적토압

K_a = 0.333

Φ = 30.000 ° δ = 0.000 °

θ = 0.000 ° α = 0.000 °

(2) 동적영향을 고려한 토압 (Mononobe Okabe 공식 적용)

K_{ea} = 0.381 (지진 토압계수)

Φ = 30.000 ° (뒷채움 흙의 마찰각)

δ = 0.000 ° (흙과 교대사이의 마찰각)

i = 0.000 ° (뒷채움 흙의 경사각)

β = 0.000 ° (교대배면의 수직에 대한 값)

a = 0.110 (지진 구역계수)

I = 1.400 (중요한 교량으로 평균재현주기 1000년)

A = a x I = 0.154 (지진 가속도 계수)

K_h = 0.500 x A = 0.077 (수평지반 가속도 계수= 변위를 허용)

K_v = 0.000 (연직지반 가속도 계수, 고려하지 않음)

θ = $\tan^{-1}\{K_h / (1-K_v)\}$ = 4.403 °

2.3 사용재료 및 특성치

1) 콘 크 리 트 = min(설계강도, 측정강도) [설계강도 = 24 MPa 측정강도 = 24 MPa]

f_{ck} = 24.000 Mpa E_c = 26986 Mpa

2) 철 근

f_y = 300.000 Mpa E_s = 200,000 Mpa

f_{sa} = 150.000 Mpa

3) 뒷 채 움 토

Φ = 30.000 °

2.4 구조검토 일반사항

2.4.1 강도감소계수

Φ_m = 0.850 (휨에 대한 강도 감소계수)

Φ_v = 0.800 (전단에 대한 강도 감소계수)

Φ_c = 0.650 (축력에 대한 강도감소계수)

2.5 내진검토 조건

1) 내진등급 = 내진 1등급 교량

구역계수 = 0.11 (경기도 용인시)

위험계수 = 1.4 (내진 1등급)

A = 지진구역 계수 X 위험도 계수 = 0.154

S = 1.200 (지반계수)

2) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis (단일모드 해석법)

3) 해석을 위한 토질정수의 산정

(1) 벽체 뒷채움

E_{o1} = 28N X 100 = 42,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 15 (교대 뒷채움재의 N값)

G_1 = E_{o1} / { 2 (1+υ) } = 14,685 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.430 (측벽 토층 평균값 적용) (대상지반의 프와송 비)

(2) 기초위치의 지반

E_{o2} = 28N X 100 = 140,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 50 (기초지반의 N값)

G_2 = E_{o2} / { 2 (1+υ) } = 52,632 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.330 (대상지반의 프와송 비)

2.6 구조해석 PROGRAM ☞ MIDAS CIVIL 2012

2.7 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (국토해양부, 2010.11)

2) 콘크리트 구조기준 (국토해양부, 2012.10)

3) 도로교표준시방서(건설교통부,1996.4)

4) 도로설계편람(건설교통부,2008.5)

5) 도로교 설계 기준 해설 (대한토목학회, 2008.1)

6) 단지조성에 따른 시설물의 내진연구 (한국토지공사, 2001.7)

7) 고속도로 교량의 내진설계편람 (한국도로공사, 1999.12)

8) 교량설계기준 (한국도로공사 2000.12)

3. 단면정수의 산정

3.1 설계경간 및 슬래브 두께의 검토

1) 설계경간의 결정 (도로교설계기준(2010) 4.8.3.2)

B = 6.000 m

구분	Ls	Ln	Ls / B	L
1경간	10.00	10.00	1.67	10.00
2경간	10.00	10.00	1.67	10.00

∴ L = 사각 ≥ 75° 이므로 직교로 가정

2) 슬래브 최소두께의 검토 (도로교설계기준(2010) 4.7.4.1)

구분	L	Tmin	Tuse	판정
1경간	10.00	0.43	0.60	O.K
2경간	10.00	0.43	0.60	O.K

* 차도부분의 최소두께(≥220mm)

- 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우
- L은 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

단순판		40 L+130
연속판		30 L+130
캔틸레버판	L≤0.25	280 L+180
	L>0.25	80 L+230

3.2 단면제원의 산정

구조계산 폭원 : 6.00 m [단위 : m]

구분		폭	두께	직경	C.T.C	A(㎡)	I_{22}(㎥)	I_{33}(㎥)
슬래브		6.000	0.600	-	-	3.600	0.108	10.800
벽체		6.000	0.400	-	-	2.400	0.032	7.200
기둥	사각	6.000	0.400	-	10.000	2.400	0.032	7.200
	원형	-	-	-	-	-	-	-

4. 지반 SPRING계수의 산정(지진 계산시)

4.1 기초부 (도로교표준시방서(1996),P.809~P.811)

* 기둥 기초 상단과 기둥 하단부의 접점은 고정단으로 고려함.

4.2 라멘형 벽체 (도로교표준시방서(1996), p.807)

1) 종방향 (교축방향 : X - DIR) 변위강성 <수평방향 변위>

Ks = 0.425 E_{o1} B = 107,100 kN/m

2) 횡방향 (교축직각방향 : Y - DIR) 회전강성 <회전 변위>

Kr = 0.072 E_{o1} B H^2 = ##### kN・m/rad

HA = 4.900 m (A1, A2 구간 슬래브 도심에서 저판상단까지)

3) Y-축, Z-축으로의 변위강성과 X-축,Z-축에 대한 회전강성은 무시함.

■ 수평변위강성 Ks = 107,100 kN/m

구분	Kv	절점번호
1	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 53,550	1,11
2	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 107,100	2,3,4
3	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 107,100	12,13,14
4	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 53,550	5,15

■ 회전강성 Kr = 435,637 kN・m/rad

구분	Ksb	절점번호
1	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 217,819	1,11
2	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 435,637	2,3,4
3	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 435,637	12,13,14
4	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 217,819	5,15

5. 지진성능검토를 위한 하중의 계산

5.1 종방향 지진하중의 산정

1) 지진거동에 영향을 주는 연직하중의 산정

고정하중 종류	계 산 식	계산값(kN/m)
포장층 자중	23.000(γ) X 0.080(t) X 6.00(계산폭)	11.040
SLAB 자중	25.00(γ) X 0.60(t) X 6.00(계산폭)	90.000
헌 치 자 중	25.00(γ) X 1/2 X (0.300 × 0.90) X 4ea X 6.00(계산폭)/ 20.00(연장)	4.050
지진고려 연직력 합계		105.090

2) 상부구조 각 부재에 종방향으로 단위하중(1.0kn/m) 재하시 발생변위를 취하여 진동주기 계산

- P_o = 1.000 kN/m (등가단위하중)

단위 : m

v_s	0.0000236

(하중Po에 의한 정적처짐)

3) α,β,γ 계수 산정

- ω(x) = 105.090 kN/m

(교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중)

∫ dx = 6.000 m (= L)

$\alpha\ (=\int v_s(x)dx)$	0.000141420
$\beta\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)dx)$	0.014861828
$\gamma\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)^2dx)$	0.000000350

4) 교량의 주기 계산 (T)

- $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_o\ g\ \alpha}} \times 2\pi$ g = 9.810 m/sec^2

단위 : sec

T	0.100

5) 탄성지진 응답계수(C_S) 계산

- A= 0.154 , S= 1.2

① $1.2\ A\ S\ /\ T^{2/3}$	1.029
② 2.5 A	0.385
적용값 = min(①,②)	0.385

6) 등가정적 지진하중의 산정

- $P_{ey} = (\beta\ C_s\ /\ \gamma) \times (\omega_y\ v_x)$

단위 : kN/m

P_{ey}	40.460

5.2 횡방향 지진하중의 산정

: 라멘교의 경우 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 해석은 무시할 수 있다.

5.3 고정하중의 산정

단위 : kN/m

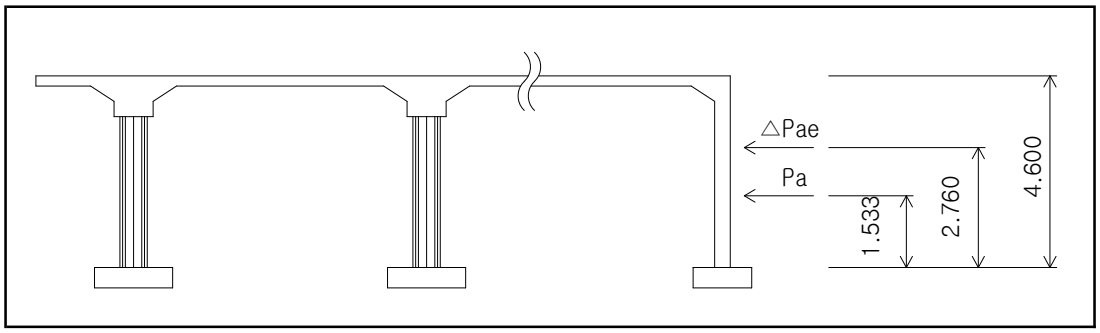
고정하중 종류	계 산 값
포장층 자중	11.040
상부토사자중	0.000
합계	11.040

5.4 지진 발생시 작용하는 토압의 산정

$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 B = 431.75$ kN (상시 주동토압)

$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma_s H^2 B = 493.98$ kN (지진시 주동토압, 시종점 동일)

$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 493.982 - 431.748 = 62.234$ kN (평상시 주동토압)



< 지진시 토압 작용 개념도 >

지진시 주동토압 작용점

$h = (P_a * H / 3) + (\Delta P_{ae}\ 0.6H) / P_{ae}$

$= ((431.748 \times 4.900 / 3) + (62.234 \times 0.6 \times 4.900)) / 493.982$

$= 1.798$ m

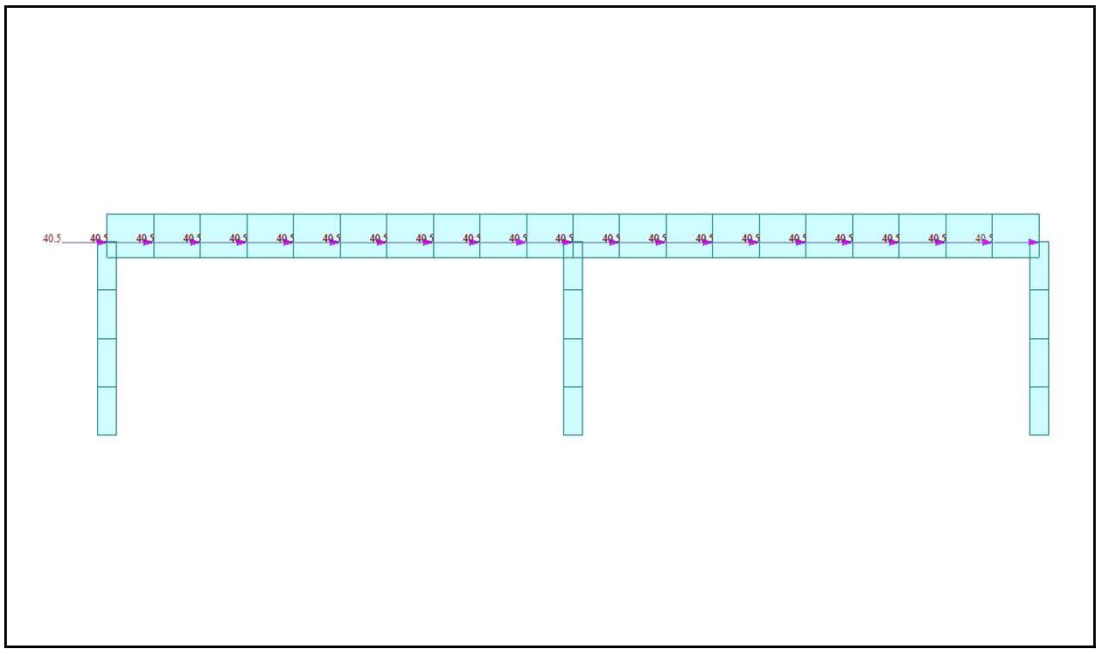
☞ 토압하중 재하시 정적분력은 1/3 H 지점, 동적 분력은 0.6 H 지점에 하중을 재하한다.

5.5.하중의 재하도

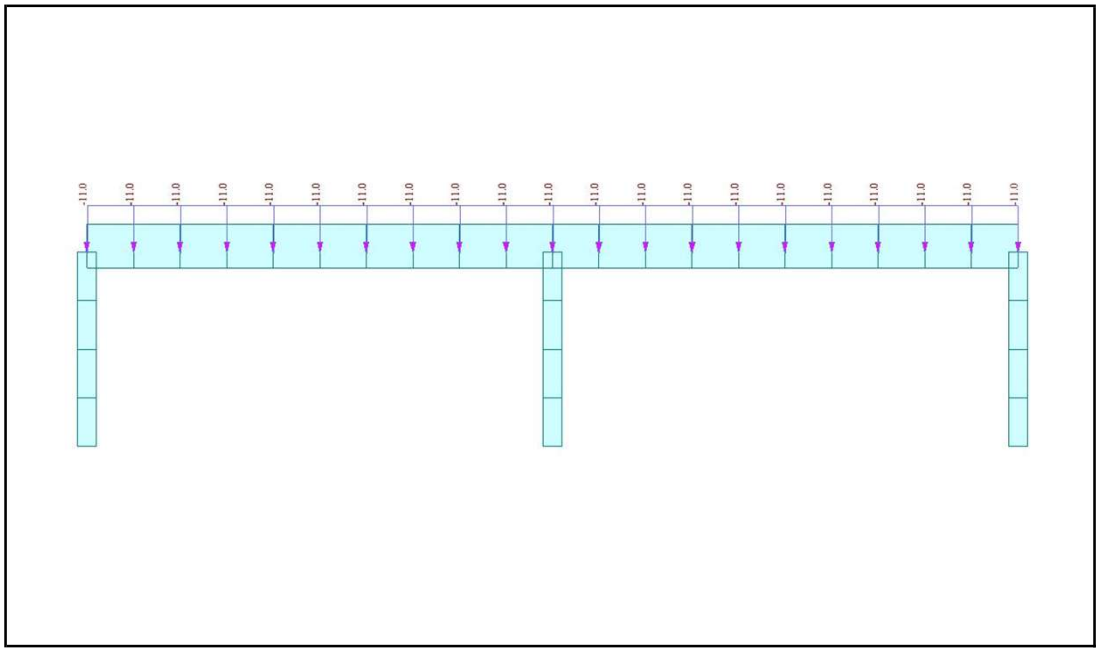
- 지진시 하중 CASE

1) LOAD CASE 1 : 지진시 관성력(종방향)

P_{ey}	40.460



2) LOAD CASE 2 : 고정하중



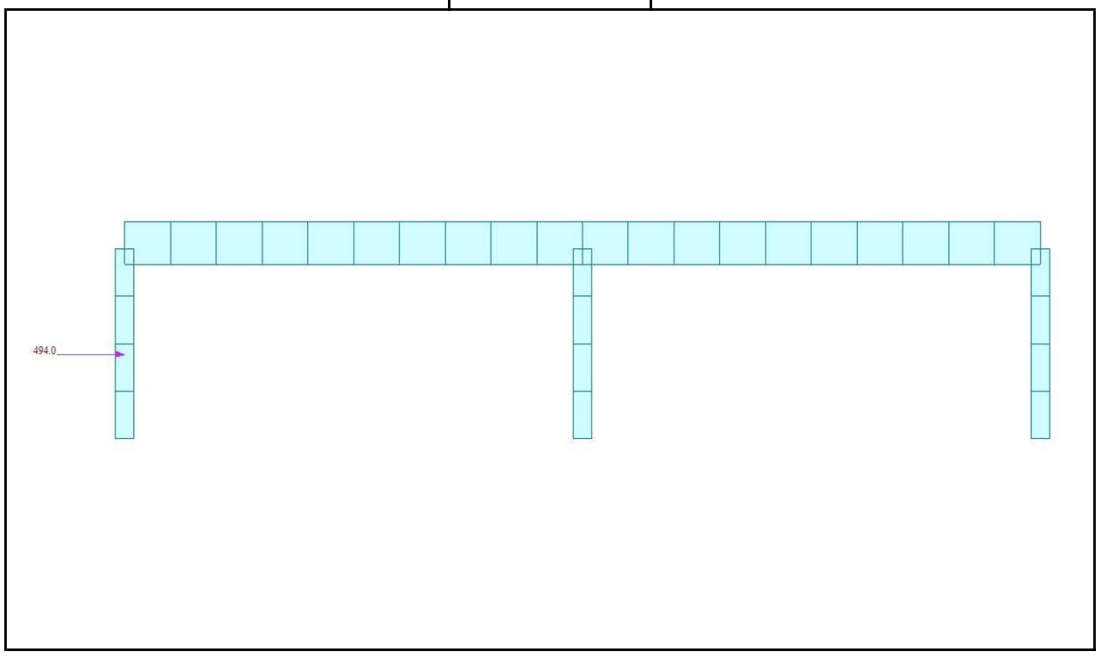
자중+헌치 : program내 자동계산

포장 : 11.040 kN/m

상부토사 : 0.000 kN/m

3) LOAD CASE 3 : 지진시 토압

구분	하중크기	작용점
Pae	493.982	1.798



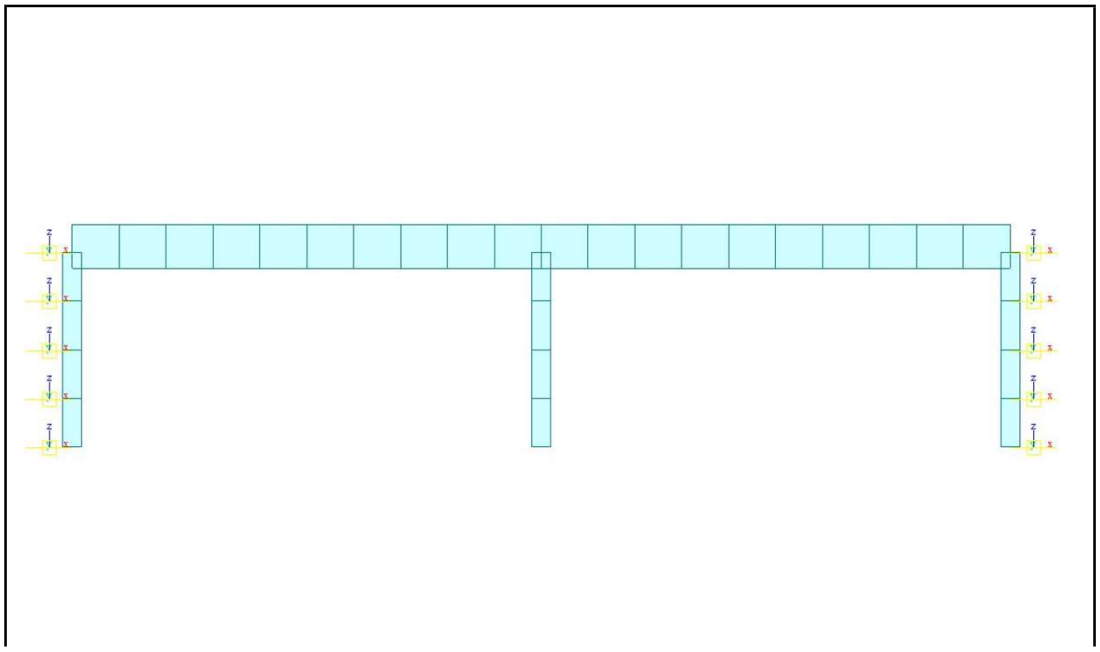
5.6 하 중 조 합

조합 \ 하중	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb 1	1.000	1.000	1.000
Comb 2	1.000	1.000	0.650
Comb 3	0.300	0.300	0.300
Comb 4	0.300	0.300	0.195

※ 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 지진하중 하중조합은 생략함

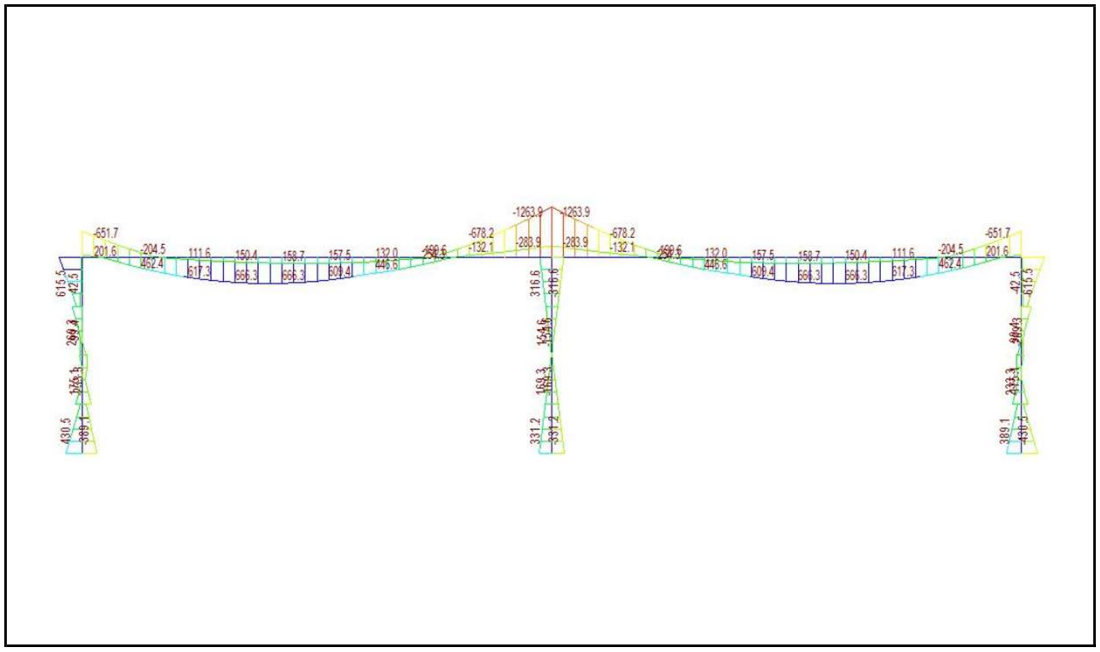
6. MODELING & 구조해석 (지진시)

6.1 MODELING

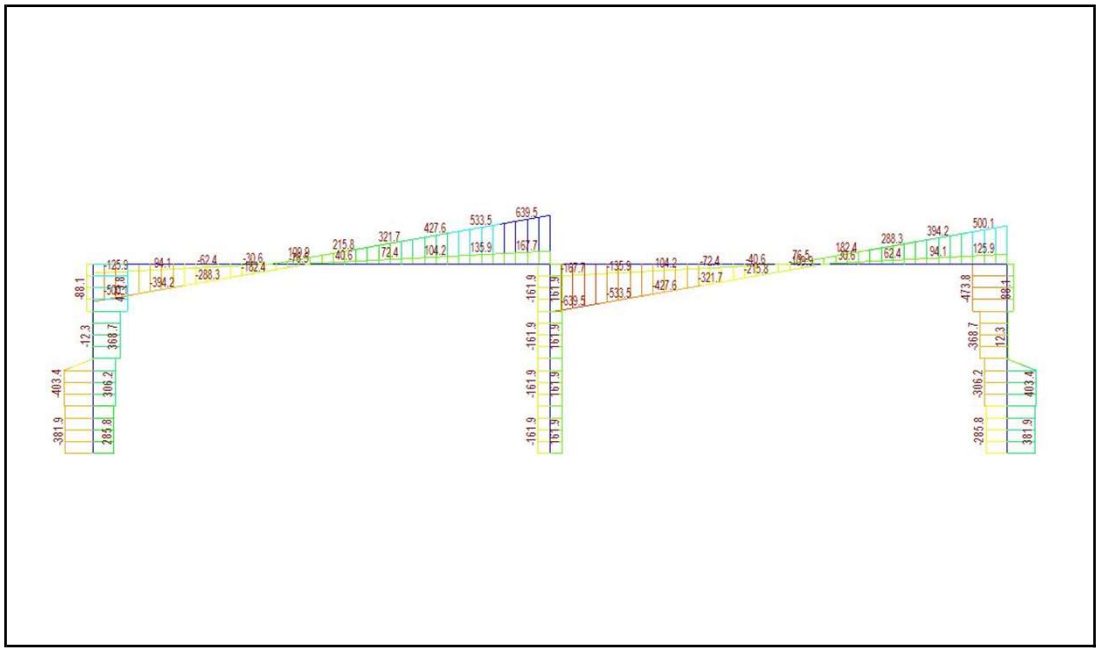


6.2 구조해석 결과 (B.M.D 및 S.F.D)

1) 지진시 (B.M.D)



2) 지진시 (S.F.D)



7. 구조해석 결과 SUMMARY

[구조계산 폭원 : 6.00 m]

구 분			휨모멘트(kN・m)/m		전단력(kN)/m		비 고
			전폭	단위폭	전폭	단위폭	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	651.7	108.6	500.1	83.4	
		중앙부	666.3	111.1	-	-	
		우측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6	
	외측2	좌측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6	
		중앙부	666.3	111.1	-	-	
		우측단부	651.7	108.6	500.1	83.4	
벽 체	상단	전면	615.5	102.6	473.8	79.0	
		배면	42.5	7.1			
	중앙	전면	175.1	29.2	403.4	67.2	
		배면	233.3	38.9			
	하단	전면	430.5	71.8	381.9	63.7	
		배면	389.1	64.9			

구 분		휨모멘트 (kN・m)/m	축력 (Kn)	전단력 (Kn)	비 고
기둥	최대 휨모멘트시	331.200	1432.000	161.900	
	최대 축력시	313.200	1437.300	153.600	단위길이당 축력 : 239.55

8. 안전검토 (1.4 철근배근 참고)

8.1 상부슬래브 외측1 좌측단부

□ 기본사항

Mu	108.617 kN·m	Vu	83.350 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

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

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (560 − 23.365 / 2) / 1000000

= 222.148 kN·m > M_u = 108.617 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= { 0.8 × (1 / 6) × √ 24 × 1,000 × 560 } / 1000

= 365.790 kN > V_u = 83.350 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 182.895 kN > V_u = 83.350 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.2 상부슬래브 외측1 중앙부

□ 기본사항

Mu	111.050 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

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

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (560 − 23.365 / 2) / 1000000

= 222.148 kN·m > M_u = 111.050 kN·m ∴ O.K

8.3 상부슬래브 외측1 우측단부

□ 기본사항

Mu	210.65 kN·m	Vu	106.58 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (560 − 23.365 / 2) / 1000000

= 222.148 kN·m > M_u = 210.650 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 560 / 1000

= 365.790 kN > V_u = 106.583 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 182.895 kN > V_u = 106.583 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.4 상부슬래브 외측2 좌측단부

□ 기본사항

Mu	210.650 kN·m	Vu	106.583 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (560 − 23.365 / 2) / 1000000

= 222.148 kN·m > M_u = 210.650 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 560 / 1000

= 365.790 kN > V_u = 106.583 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 182.895 kN > V_u = 106.583 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.5 상부슬래브 외측2 중앙부

□ 기본사항

Mu	111.050 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (560 − 23.365 / 2) / 1000000

= 222.148 kN·m > M_u = 111.050 kN·m ∴ O.K

8.6 상부슬래브 외측2 우측단부

□ 기본사항

Mu	108.62 kN·m	Vu	83.35 kN	Φ_m	0.850
H	600 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	560 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (560 − 23.365 / 2) / 1000000

= 222.148 kN·m > M_u = 108.617 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 560 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 560 / 1000

= 365.790 kN > V_u = 83.350 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 182.895 kN > V_u = 83.350 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.7 기둥

▶ 가창1교 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 가창1교

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 24 MPa, fy = 300 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 25790 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.85

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 400.00 mm
단 면 높 이 (H) : 6000.00 mm
철근 피복두께(d') : 100.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 4000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 1.20
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : D16 × 96ea = 19065.6 ㎟ (dc = 100.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 19065.6 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1432.000 KN

계수모멘트(X) : Mux = 331.200 KN·m
Mux.ns= 331.200 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 2.8
Y축 세장비 : λy = 41.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.014

X축 확대모멘트 : δMux = 331.200 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 331.200 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 590.82 mm
작 용 편 심 : e = 231.28 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3933.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 27281.600 + 2614.598 + -1049.390 = 28846.809 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 36239.059 + 3885.669 + 2434.720 = 42559.447 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1475.36 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 18750.43 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 27663.64 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.794 %

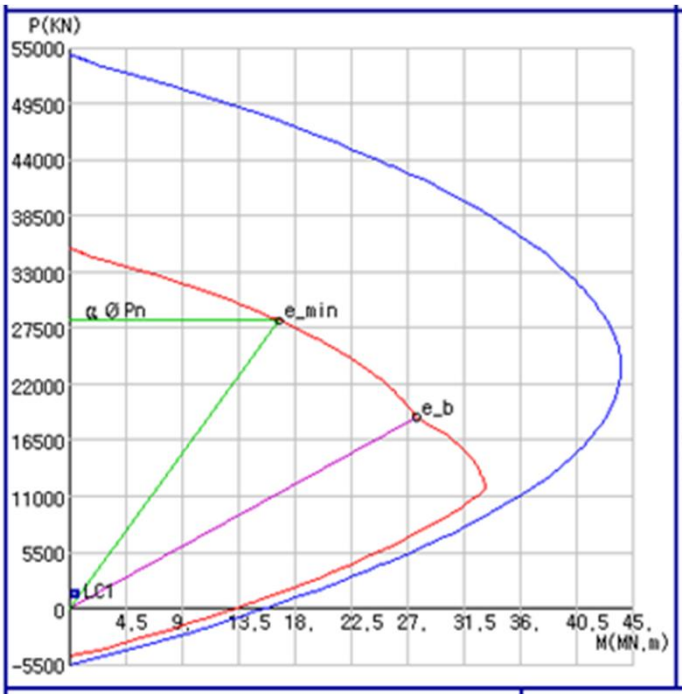
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 5760.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000096 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 43432.594 KN
Mn = αPn × e_min = 25660.753 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800

설계축하중강도 : αØPn = 28231.185 KN ≥ Pu = 1432.000 KN ∴ O.K

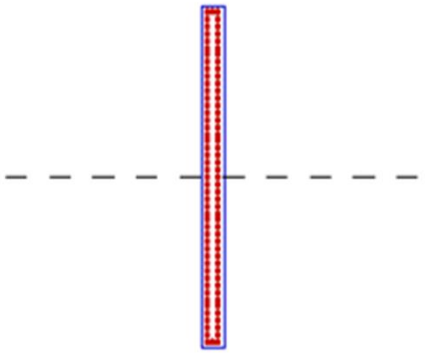
설 계 휨 강 도 : ØMn = 16679.489 KN·m ≥ Mu = 331.200 KN·m ∴ O.K



fck = 24 MPa
fy = 300 MPa
Ec = 25790 MPa
Erb = 200000 MPa
Ix = 7.200 E+12 mm⁴
Iy = 3.200 E+10 mm⁴
Ag = 2.400 E+06 mm²
Lu = 4000.0 mm
Kx = 1.20
Ky = 1.20
ρ = 0.794 %

Pu = 1432.000 KN
Mu = 331.200 KN·m
θ = 0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
e_min = 590.818 mm
ØP_min = 28231.190 KN
ØM_min = 16679.490 KN·m

▷ 평형 편심 상태
eb = 1475.361 mm
ØPb = 18750.430 KN
ØMb = 27663.640 KN·m

▷ 작용편심에서의 설계강도
e < e_min ∴ 최소편심구간
ØPn = 28231.190 KN(=ØPmin)
ØMn = 16679.490 KN·m(=ØMmin)

▷ 사용철근량
A_rebar = 19065.600 mm²

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1437.300 KN

계수모멘트(X) : Mux = 313.200 KN·m
Mux.ns= 313.200 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 2.8
Y축 세장비 : λy = 41.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.014

X축 확대모멘트 : δMux = 313.200 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 313.200 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 590.82 mm
작 용 편 심 : e = 217.91 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3933.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 27281.600 + 2614.598 + -1049.390 = 28846.809 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 36239.059 + 3885.669 + 2434.720 = 42559.447 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1475.36 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 18750.43 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 27663.64 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

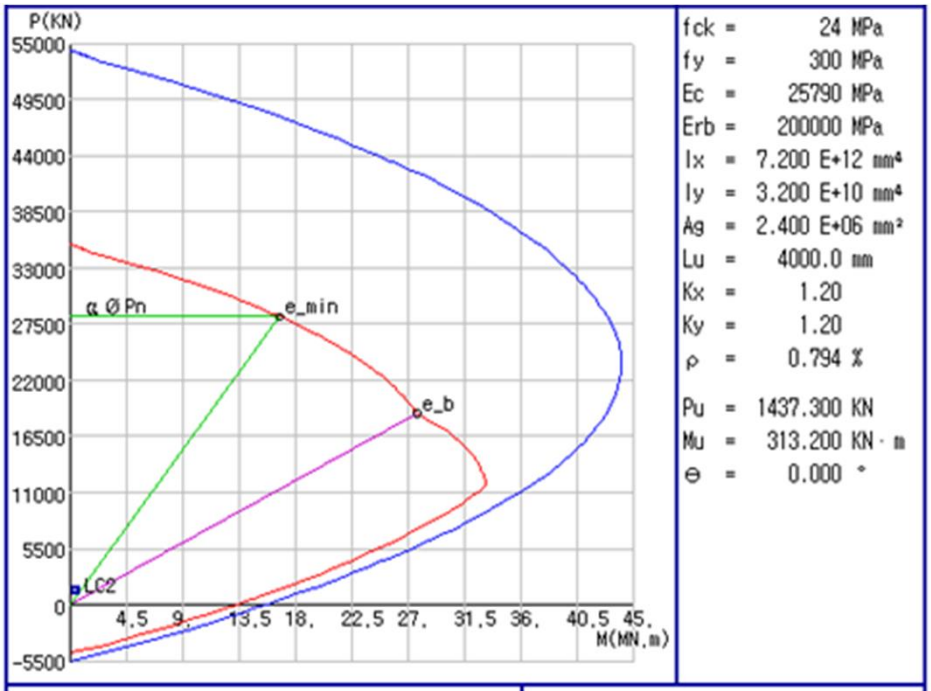
③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.794 %

계수축력 Pu < 0.1 · fck · Ag = 5760.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000096 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α × {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 43432.594 KN
Mn = αPn × e_min = 25660.753 KN · m

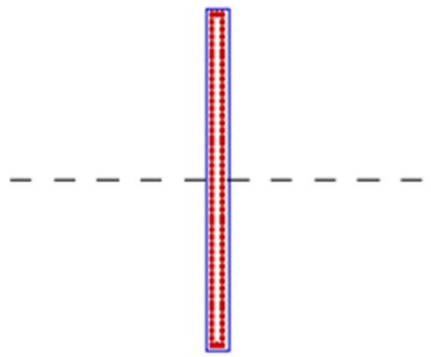
강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 28231.185 KN ≥ Pu = 1437.300 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 16679.489 KN · m ≥ Mu = 313.200 KN · m ∴ O.K



fck = 24 MPa
fy = 300 MPa
Ec = 25790 MPa
Erb = 200000 MPa
Ix = 7.200 E+12 mm⁴
Iy = 3.200 E+10 mm⁴
Ag = 2.400 E+06 mm²
Lu = 4000.0 mm
Kx = 1.20
Ky = 1.20
ρ = 0.794 %

Pu = 1437.300 KN
Mu = 313.200 KN · m
θ = 0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
e_min = 590.818 mm
ØP_min = 28231.190 KN
ØM_min = 16679.490 KN · m
▷ 평형 편심 상태
eb = 1475.361 mm
ØPb = 18750.430 KN
ØMb = 27663.640 KN · m
▷ 작용편심에서의 설계강도
e < e_min ∴ 최소편심구간
ØPn = 28231.190 KN(=ØPmin)
ØMn = 16679.490 KN · m(=ØMmin)
▷ 사용철근량
A_rebar = 19065.600 mm²

8.8 기둥 - 전단검토

□ 전단검토

Vu	161.900 kN	기둥폭	6000.00 mm	Φ_v	0.800
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa	형식	사각

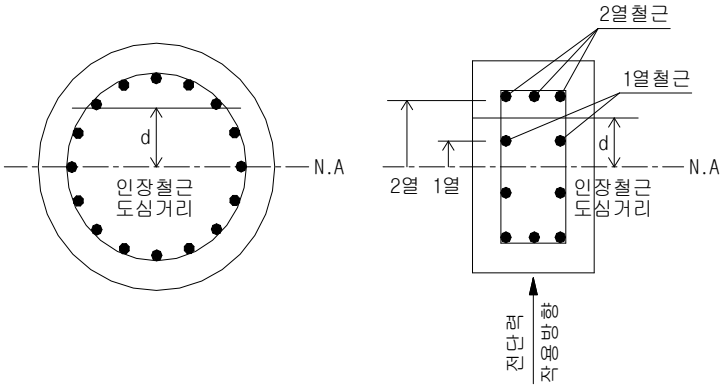
[원형단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	피복	개수	철근단면적	비 고
1단	0	0	0	-	-
2단	-	-	-	-	-
계				-	-

[사각단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	도심거리	개수	철근단면적	비 고
1열	16	0.1	96	19,066	-
2열				-	-
3열				-	-
4열				-	-
5열				-	-
계				19,066	-

< d 값 산출 개념도 >



d = 300 mm (인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리)

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= \{ 0.8 \times (1 / 6) \times \sqrt{24} \times 6,000 \times 300 \} / 1000$

$= 1175.755$ kN > V_u = 161.900 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 587.878 kN > V_u = 161.900 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.9 벽체 상단 내측

□ 기본사항

Mu	102.583 kN·m	Vu	78.967 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	460 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	200	1	993.0	-

TOTAL 993.0 ㎟

a = 993.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 14.603 mm

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

= 0.850 × 993.0 × 300 × (460 − 14.603 / 2) / 1000000

= 114.630 kN·m > M_u = 102.583 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 360 / 1000

= 235.151 kN > V_u = 78.967 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 117.576 kN > V_u = 78.967 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.10 벽체 상단 외측

□ 기본사항

Mu	7.083 kN·m	Vu	78.967 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	200	1	993.0	-

TOTAL 993.0 ㎟

a = 993.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 14.603 mm

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

= 0.850 × 993.0 × 300 × (360 − 14.603 / 2) / 1000000

= 89.309 kN·m > M_u = 7.083 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 360 / 1000

= 235.151 kN > V_u = 78.967 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 117.576 kN > V_u = 78.967 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.11 벽체 중앙 내측

□ 기본사항

Mu	29.183 kN·m	Vu	67.233 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	200	1	993.0	-
			TOTAL	993.0 ㎟	

a = 993.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 14.603 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 993.0 × 300 × (360 − 14.603 / 2) / 1000000

= 89.309 kN·m > M_u = 29.183 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 360 / 1000

= 235.151 kN > V_u = 67.233 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 117.576 kN > V_u = 67.233 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.12 벽체 중앙 외측

□ 기본사항

Mu	38.883 kN·m	Vu	67.233 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	200	1	993.0	-

TOTAL 993.0 ㎟

a = 993.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 14.603 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 993.0 × 300 × (360 − 14.603 / 2) / 1000000

= 89.309 kN·m > M_u = 38.883 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c$ = $\Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 360 / 1000

= 235.151 kN > V_u = 67.233 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 117.576 kN > V_u = 67.233 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.13 벽체 하단 내측

□ 기본사항

Mu	71.750 kN·m	Vu	63.650 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	200	1	993.0	-

TOTAL 993.0 ㎟

a = 993.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 14.603 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 993.0 × 300 × (360 − 14.603 / 2) / 1000000

= 89.309 kN·m > M_u = 71.750 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c$ = $\Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 360 / 1000

= 235.151 kN > V_u = 63.650 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 117.576 kN > V_u = 63.650 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.14 벽체 하단 외측

□ 기본사항

Mu	64.850 kN·m	Vu	63.650 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	200	1	993.0	인장부

TOTAL 993.0 ㎟

a = 993.0 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 14.603 mm

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

= 0.850 × 993.0 × 300 × (360 − 14.603 / 2) / 1000000

= 89.309 kN·m > M_u = 64.850 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 360 / 1000

= 235.151 kN > V_u = 63.650 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 117.576 kN > V_u = 63.650 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

9. 안전검토결과 요약

구 분			휨검토(kN・m)			전단검토(kN)			비 고
			ΦM_n	Mu	판정	ΦVn	Vu	판정	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	222.15	108.62	O.K	365.79	83.35	O.K	
		중앙부	222.15	111.05	O.K	-	-	-	
		우측단부	222.15	210.65	O.K	365.79	106.58	O.K	
	외측2	좌측단부	222.15	210.65	O.K	365.79	106.58	O.K	
		중앙부	222.15	111.05	O.K	-	-	-	
		우측단부	222.15	108.62	O.K	365.79	83.35	O.K	
벽 체	상단	전면	114.63	102.58	O.K	235.15	78.97	O.K	
		배면	89.31	7.08	O.K	235.15	78.97	O.K	
	중앙	전면	89.31	29.18	O.K	235.15	67.23	O.K	
		배면	89.31	38.88	O.K	235.15	67.23	O.K	
	하단	전면	89.31	71.75	O.K	235.15	63.65	O.K	
		배면	89.31	64.85	O.K	235.15	63.65	O.K	

구 분		P-M 상관 검토			전단검토(kN)			비 고
		Mu (kN・m)	P (kN)	판정	ΦVn	Vu	판정	
기 둥	Mmax	331.20	1432.00	O.K	1175.76	161.90	O.K	기둥 P-M 상관도 참고
	Pmax	313.20	1437.30	O.K				"

가창2교

기존교량 내진성능평가

2019.5

1. 현장조사 결과

1.1 자료조사 결과

1.1.1 구조물 현황

1) 위　　치 : 경기도 용인시 처인구 백암면 가창리 103
2) 구　　조 : 라멘교
3) 폭 및 연장 : B= 6 m L= 20 m
4) 준 공 년 도 : 1995 년

1.1.2 내진해석 조건

1) 구역계수 = 0.110 (경기도 용인시)
2) 위험계수 = 1.400 (내진 1등급)
3) 지반계수 = 1.2 (지반계수, 지반종류 II 지역)

1.2 설계기준강도

1.2.1 콘크리트 강도

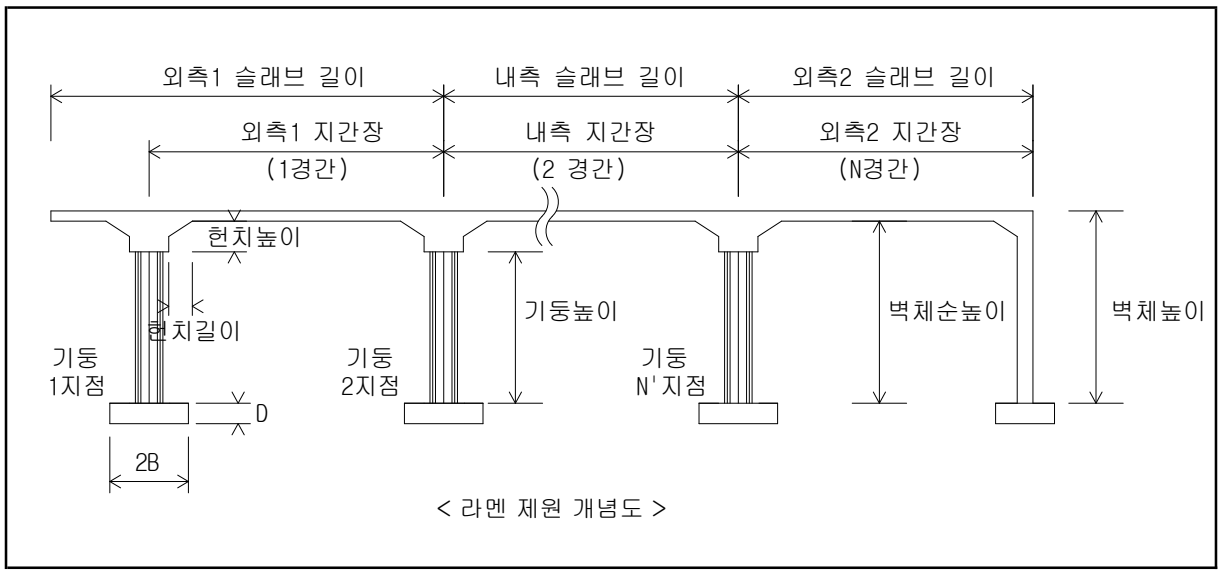
- 상부구조 : f_{ck} = 24 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_{ck} = 24 MPa (교각, 교대)

1.2.2 철근강도

- 상부구조 : f_y = 300 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_y = 300 MPa (교각, 교대)

1.3 교량 제원

단위 : m



< 라멘 제원 개념도 >

* 공통사항

토피	포장	방호벽	
		폭	높이
0	0.08	0.45	0.3

* 벽체 제원

구분	두께	높이	순높이
좌측	0.35	3.40	2.50
우측	0.35	3.40	2.50

* 상부슬래브 제원 (단, 헌치와 보의 제원은 1,2경간의 종점부의 및 N경간의 시점부의 치수임)

구분	슬래브		헌치		거더	
	두께	길이	높이	길이	폭	높이
1경간	0.90	10.00	0.30	0.85	-	-
2경간	0.90	10.00	0.30	0.85	-	-
N경간	-	-	-	-	-	-

* 기둥 제원

구분	기둥(타원형)				지간장
	높이	가로	세로	직경	
1지점	2.50	0.35	6.00	-	10.00
2지점	2.50	0.35	6.00	-	10.00
N'지점	-	-	-	-	-

* 기초제원

구 분	기둥1	기둥2~N-1	기둥N
기초형식	직접		
독립기초 폭(2B)	2.40	2.40	2.40
길이(2L)	8.00	8.00	8.00
두께(D)	1.00	1.00	1.00
확대기초 전폭	2.40		

1.4 철근배근

1.4.1 슬래브 및 벽체

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	피복	직경	간격	피복	직경	간격	피복
슬래브	좌측단부	22	125	40	22	125	40	22	125	40
	중앙부	22	125	40	22	125	40	22	125	40
	우측단부	22	125	40	22	125	40	22	125	40
벽체	상단 외측	22	200	40	22	200	40	22	200	40
	상단 내측	22	200	40	22	200	40	22	200	40
	중앙 내측	22	200	40	22	200	40	22	200	40
	중앙 외측	22	200	40	22	200	40	22	200	40
	하단 내측	22	200	40	22	200	40	22	200	40
	하단 외측	22	200	40	22	200	40	22	200	40

2) 기둥 및 보 철근

구 분		직경	간격		철근개수	피복	단수
			가로간격개수	세로간격개수			
기둥	사각	22	46	2	96	100	1

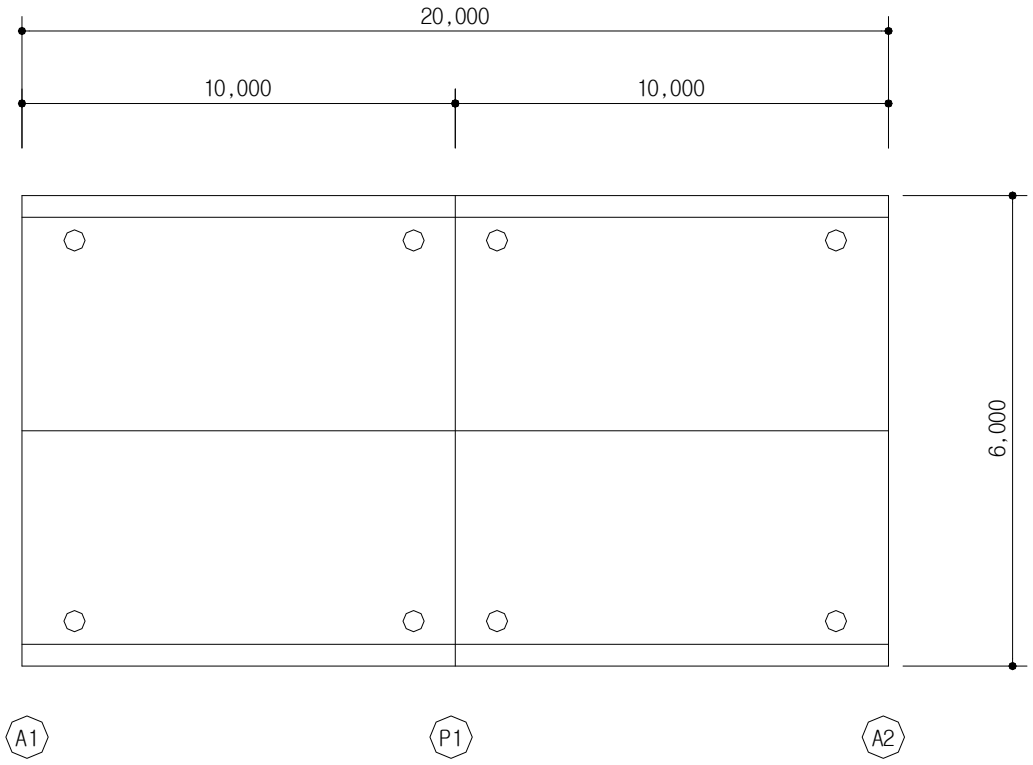
1.4.2 전단철근

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	다리수	직경	간격	다리수	직경	간격	다리수
상부슬래브		13	300	2	13	300	2	13	300	2
벽체	상단	13	400	2	13	400	2	13	400	2
	중앙	13	400	2	13	400	2	13	400	2
	하단	13	400	2	13	400	2	13	400	2

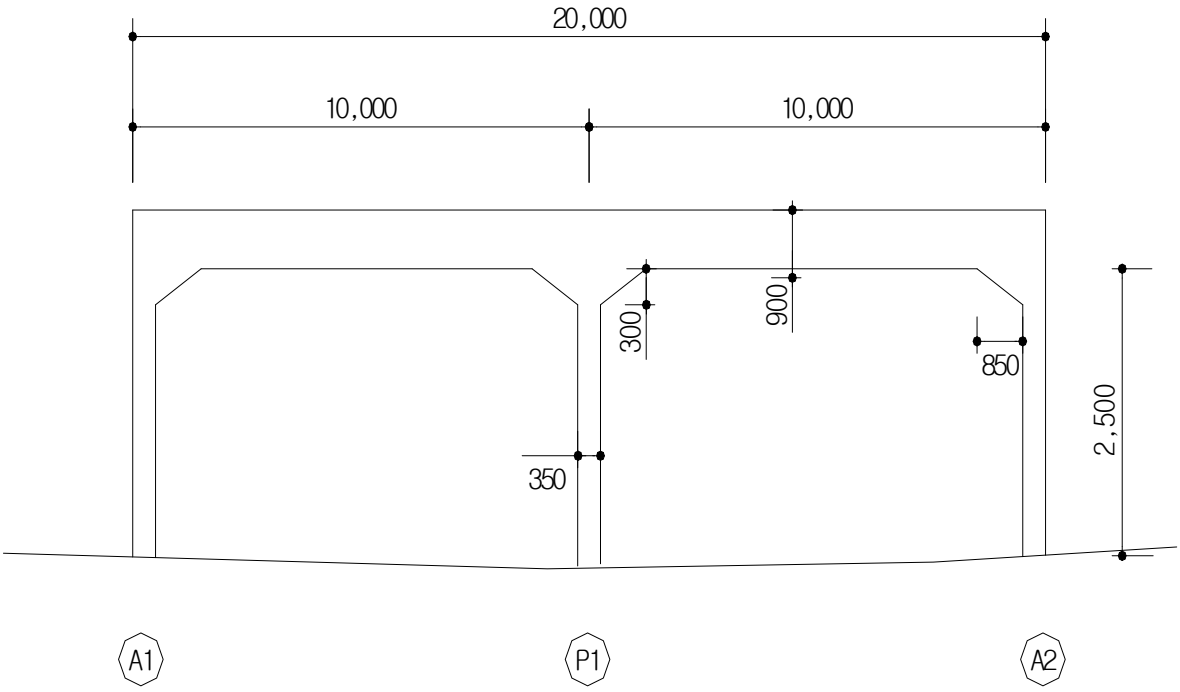
구 분	직경	간격	다리수
기둥	13	200	2

1.5 교량 종평면도

1.5.1 평면도



1.5.2 종단면도



2. 검토조건

2.1 일반사항

교량형식	2 경간 라멘교	교량연장	20 m	교량사각	90 °	기초형식	직접 기초
교량등급	내진 1등급 교량	교량폭원	6 m	평면선형	직선		

2.2 하 중

2.2.1 고정하중

1) 철근 콘크리트 γ_{c1} = 25.000 kN/㎥
2) 무근 콘크리트 γ_{c2} = 23.500 kN/㎥
3) 뒷채움 토사 γ_s = 18.000 kN/㎥
4) 교면 포장층 γ_a = 23.000 kN/㎥
5) 지 하 수 γ_w = 10.000 kN/㎥

2.2.2 토압

- 안정계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식
- 단면계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식

1) 상시토압

라멘 벽체는 주동토압이 발생할 수 있는 연직벽 상대변위가 발생치 않으므로 정지토압 적용.

K_o = 1 - SIN Φ = 0.5000

Φ = 30.000 °

2) 지진시 토압

(1) 정적토압

K_a = 0.333

Φ = 30.000 ° δ = 0.000 °

θ = 0.000 ° α = 0.000 °

(2) 동적영향을 고려한 토압 (Mononobe Okabe 공식 적용)

K_{ea} = 0.381 (지진 토압계수)

Φ = 30.000 ° (뒷채움 흙의 마찰각)

δ = 0.000 ° (흙과 교대사이의 마찰각)

i = 0.000 ° (뒷채움 흙의 경사각)

β = 0.000 ° (교대배면의 수직에 대한 값)

a = 0.110 (지진 구역계수)

I = 1.400 (중요한 교량으로 평균재현주기 1000년)

A = a x I = 0.154 (지진 가속도 계수)

K_h = 0.500 x A = 0.077 (수평지반 가속도 계수= 변위를 허용)

K_v = 0.000 (연직지반 가속도 계수, 고려하지 않음)

θ = $\tan^{-1}\{K_h / (1-K_v)\}$ = 4.403 °

2.3 사용재료 및 특성치

1) 콘 크 리 트 = min(설계강도, 측정강도) [설계강도 = 24 MPa 측정강도 = 24 MPa]

f_{ck} = 24.000 Mpa E_c = 26986 Mpa

2) 철 근

f_y = 300.000 Mpa E_s = 200,000 Mpa

f_{sa} = 150.000 Mpa

3) 뒷 채 움 토

Φ = 30.000 °

2.4 구조검토 일반사항

2.4.1 강도감소계수

Φ_m = 0.850 (휨에 대한 강도 감소계수)

Φ_v = 0.800 (전단에 대한 강도 감소계수)

Φ_c = 0.650 (축력에 대한 강도감소계수)

2.5 내진검토 조건

1) 내진등급 = 내진 1등급 교량

구역계수 = 0.11 (경기도 용인시)

위험계수 = 1.4 (내진 1등급)

A = 지진구역 계수 X 위험도 계수 = 0.154

S = 1.200 (지반계수)

2) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis (단일모드 해석법)

3) 해석을 위한 토질정수의 산정

(1) 벽체 뒷채움

E_{o1} = 28N X 100 = 42,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 15 (교대 뒷채움재의 N값)

G_1 = E_{o1} / { 2 (1+υ) } = 14,685 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.430 (측벽 토층 평균값 적용) (대상지반의 프와송 비)

(2) 기초위치의 지반

E_{o2} = 28N X 100 = 140,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 50 (기초지반의 N값)

G_2 = E_{o2} / { 2 (1+υ) } = 52,632 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.330 (대상지반의 프와송 비)

2.6 구조해석 PROGRAM ☞ MIDAS CIVIL 2012

2.7 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (국토해양부, 2010.11)

2) 콘크리트 구조기준 (국토해양부, 2012.10)

3) 도로교표준시방서(건설교통부,1996.4)

4) 도로설계편람(건설교통부,2008.5)

5) 도로교 설계 기준 해설 (대한토목학회, 2008.1)

6) 단지조성에 따른 시설물의 내진연구 (한국토지공사, 2001.7)

7) 고속도로 교량의 내진설계편람 (한국도로공사, 1999.12)

8) 교량설계기준 (한국도로공사 2000.12)

3. 단면정수의 산정

3.1 설계경간 및 슬래브 두께의 검토

1) 설계경간의 결정 (도로교설계기준(2010) 4.8.3.2)

B = 6.000 m

구분	Ls	Ln	Ls / B	L
1경간	10.00	10.00	1.67	10.00
2경간	10.00	10.00	1.67	10.00

∴ L = 사각 ≥ 75° 이므로 직교로 가정

2) 슬래브 최소두께의 검토 (도로교설계기준(2010) 4.7.4.1)

구분	L	Tmin	Tuse	판정
1경간	10.00	0.43	0.90	O.K
2경간	10.00	0.43	0.90	O.K

* 차도부분의 최소두께(≥220mm)

- 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우
- L은 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

단순판		40 L+130
연속판		30 L+130
캔틸레버판	L≤0.25	280 L+180
	L>0.25	80 L+230

3.2 단면제원의 산정

구조계산 폭원 : 6.00 m [단위 : m]

구분		폭	두께	직경	C.T.C	A(㎡)	I_{22}(㎥)	I_{33}(㎥)
슬래브		6.000	0.900	-	-	5.400	0.365	16.200
벽체		6.000	0.350	-	-	2.100	0.021	6.300
기둥	사각	6.000	0.350	-	10.000	2.100	0.021	6.300
	원형	-	-	-	-	-	-	-

4. 지반 SPRING계수의 산정(지진 계산시)

4.1 기초부 (도로교표준시방서(1996),P.809~P.811)

* 기둥 기초 상단과 기둥 하단부의 접점은 고정단으로 고려함.

4.2 라멘형 벽체 (도로교표준시방서(1996), p.807)

1) 종방향 (교축방향 : X - DIR) 변위강성 <수평방향 변위>

Ks = 0.425 E_{o1} B = 107,100 kN/m

2) 횡방향 (교축직각방향 : Y - DIR) 회전강성 <회전 변위>

Kr = 0.072 E_{o1} B H^2 = ##### kN·m/rad

HA = 3.850 m (A1, A2 구간 슬래브 도심에서 저판상단까지)

3) Y-축, Z-축으로의 변위강성과 X-축,Z-축에 대한 회전강성은 무시함.

■ 수평변위강성 Ks = 107,100 kN/m

구분	Kv	절점번호
1	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 53,550	1,11
2	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 107,100	2,3,4
3	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 107,100	12,13,14
4	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 53,550	5,15

■ 회전강성 Kr = 268,939 kN·m/rad

구분	Ksb	절점번호
1	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 134,470	1,11
2	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 268,939	2,3,4
3	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 268,939	12,13,14
4	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 134,470	5,15

5. 지진성능검토를 위한 하중의 계산

5.1 종방향 지진하중의 산정

1) 지진거동에 영향을 주는 연직하중의 산정

고정하중 종류	계 산 식	계산값(kN/m)
포장층 자중	23.000(γ) X 0.080(t) X 6.00(계산폭)	11.040
SLAB 자중	25.00(γ) X 0.90(t) X 6.00(계산폭)	135.000
헌 치 자 중	25.00(γ) X 1/2 X (0.300 × 0.85) X 4ea X 6.00(계산폭)/ 20.00(연장)	3.825
지진고려 연직력 합계		149.865

2) 상부구조 각 부재에 종방향으로 단위하중(1.0kn/m) 재하시 발생변위를 취하여 진동주기 계산

- P_o = 1.000 kN/m (등가단위하중)

단위 : m

v_s	0.0000236

(하중Po에 의한 정적처짐)

3) α,β,γ 계수 산정

- ω(x) = 149.865 kN/m

(교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중)

∫ dx = 6.000 m (= L)

$\alpha\ (=\int v_s(x)dx)$	0.000141420
$\beta\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)dx)$	0.021193908
$\gamma\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)^2dx)$	0.000000500

4) 교량의 주기 계산 (T)

- $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_o\ g\ \alpha}} \times 2\pi$ g = 9.810 m/sec^2

단위 : sec

T	0.119

5) 탄성지진 응답계수(C_S) 계산

- A= 0.154 , S= 1.2

① $1.2\ A\ S\ /\ T^{2/3}$	0.917
② 2.5 A	0.385
적용값 = min(①,②)	0.385

6) 등가정적 지진하중의 산정

- $P_{ey} = (\beta\ C_s\ /\ \gamma) \times (\omega_y\ v_x)$

단위 : kN/m

P_{ey}	57.698

5.2 횡방향 지진하중의 산정

: 라멘교의 경우 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 해석은 무시할 수 있다.

5.3 고정하중의 산정

단위 : kN/m

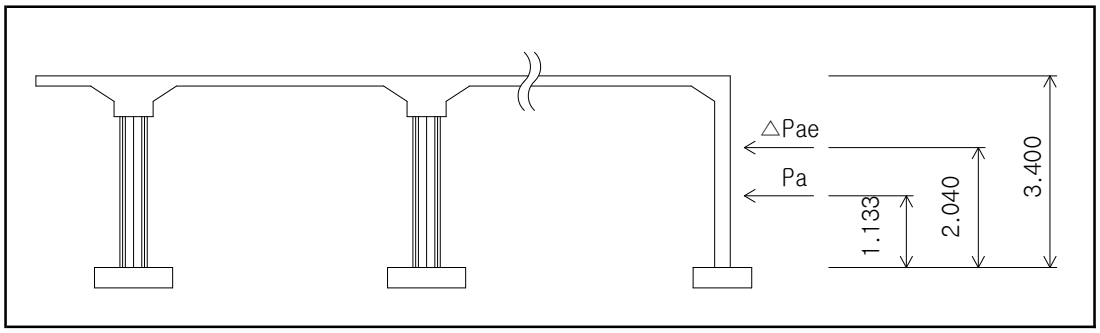
고정하중 종류	계 산 값
포장층 자중	11.040
상부토사자중	0.000
합계	11.040

5.4 지진 발생시 작용하는 토압의 산정

$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 B = 266.54$ kN (상시 주동토압)

$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma_s H^2 B = 304.96$ kN (지진시 주동토압, 시종점 동일)

$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 304.958 - 266.538 = 38.420$ kN (평상시 주동토압)



< 지진시 토압 작용 개념도 >

지진시 주동토압 작용점

$h = (P_a * H / 3) + (\Delta P_{ae} \, 0.6H) / P_{ae}$

$= ((266.538 \times 3.850 / 3) + (38.420 \times 0.6 \times 3.850)) / 304.958$

$= 1.413$ m

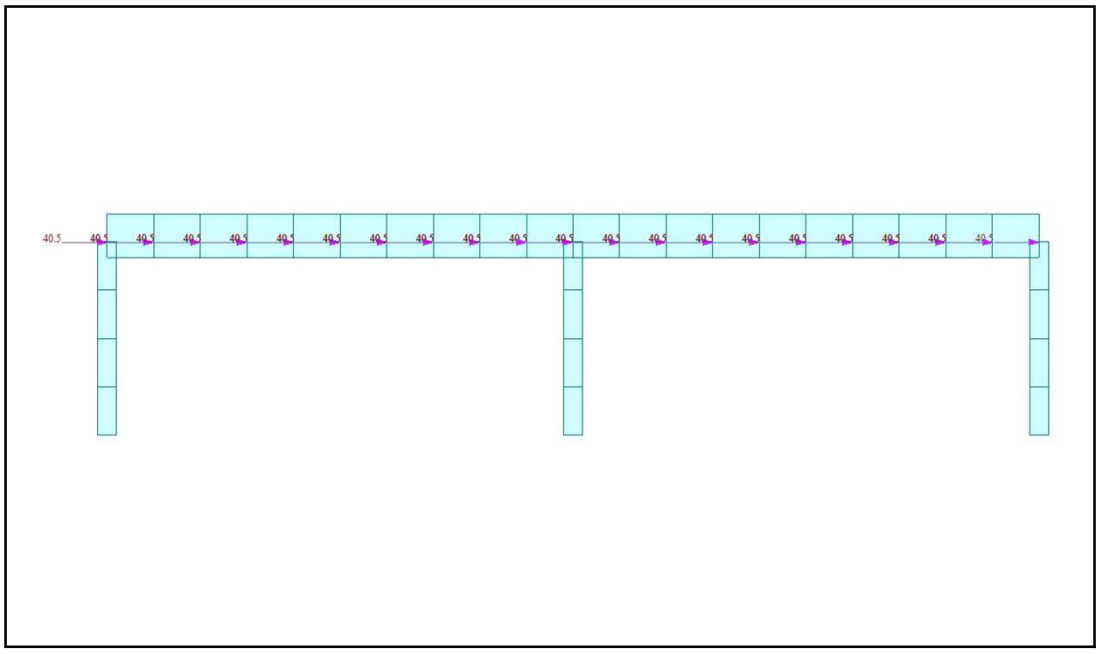
☞ 토압하중 재하시 정적분력은 1/3 H 지점, 동적 분력은 0.6 H 지점에 하중을 재하한다.

5.5.하중의 재하도

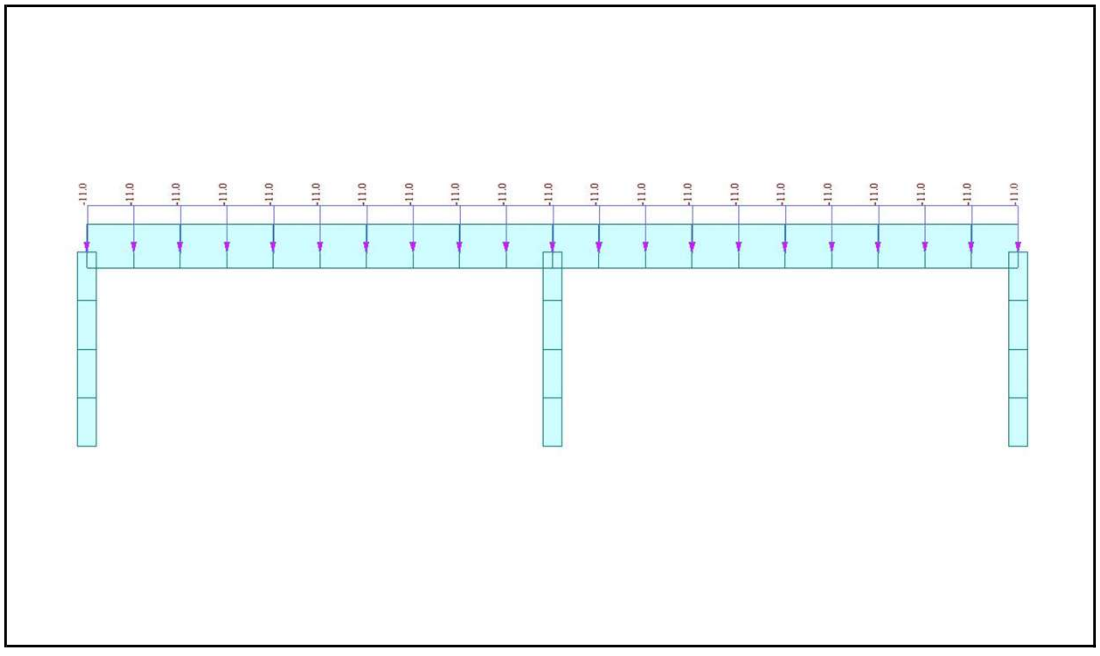
- 지진시 하중 CASE

1) LOAD CASE 1 : 지진시 관성력(종방향)

P_{ey}	57.698



2) LOAD CASE 2 : 고정하중



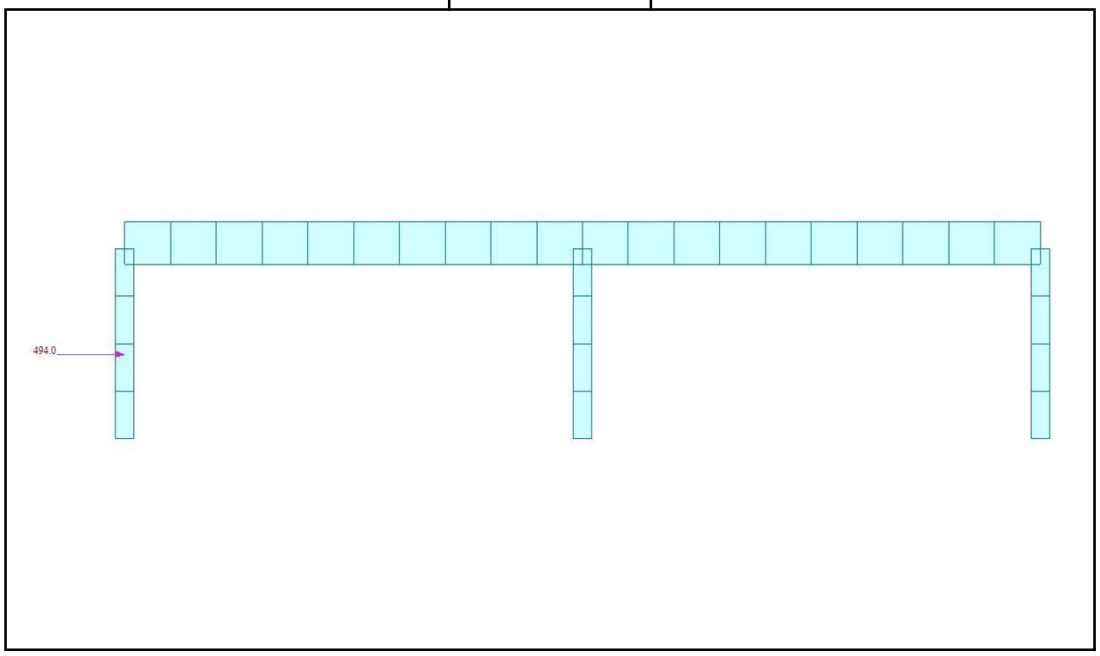
자중+헌치 : program내 자동계산

포장 : 11.040 kN/m

상부토사 : 0.000 kN/m

3) LOAD CASE 3 : 지진시 토압

구분	하중크기	작용점
Pae	304.958	1.413



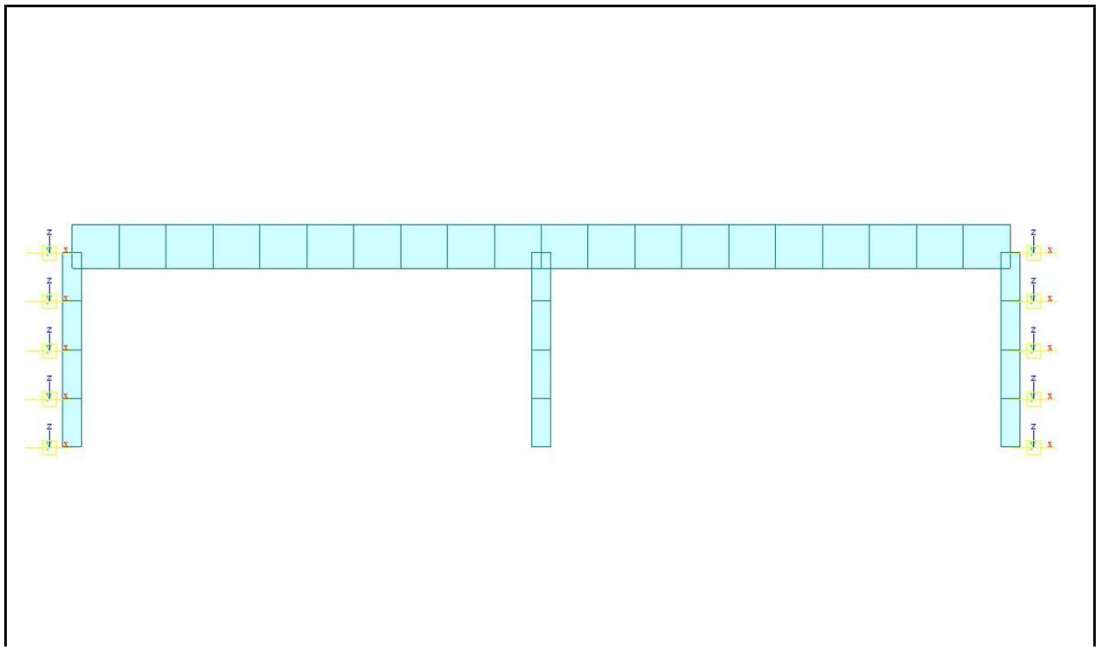
5.6 하 중 조 합

조합 \ 하중	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb 1	1.000	1.000	1.000
Comb 2	1.000	1.000	0.650
Comb 3	0.300	0.300	0.300
Comb 4	0.300	0.300	0.195

※ 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 지진하중 하중조합은 생략함

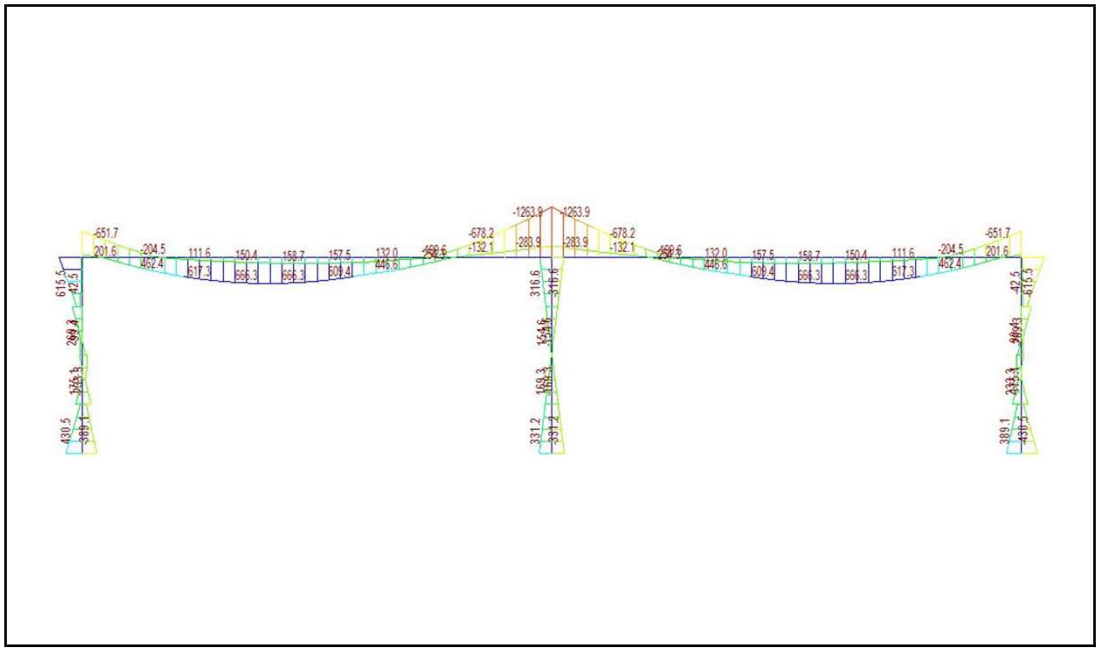
6. MODELING & 구조해석 (지진시)

6.1 MODELING

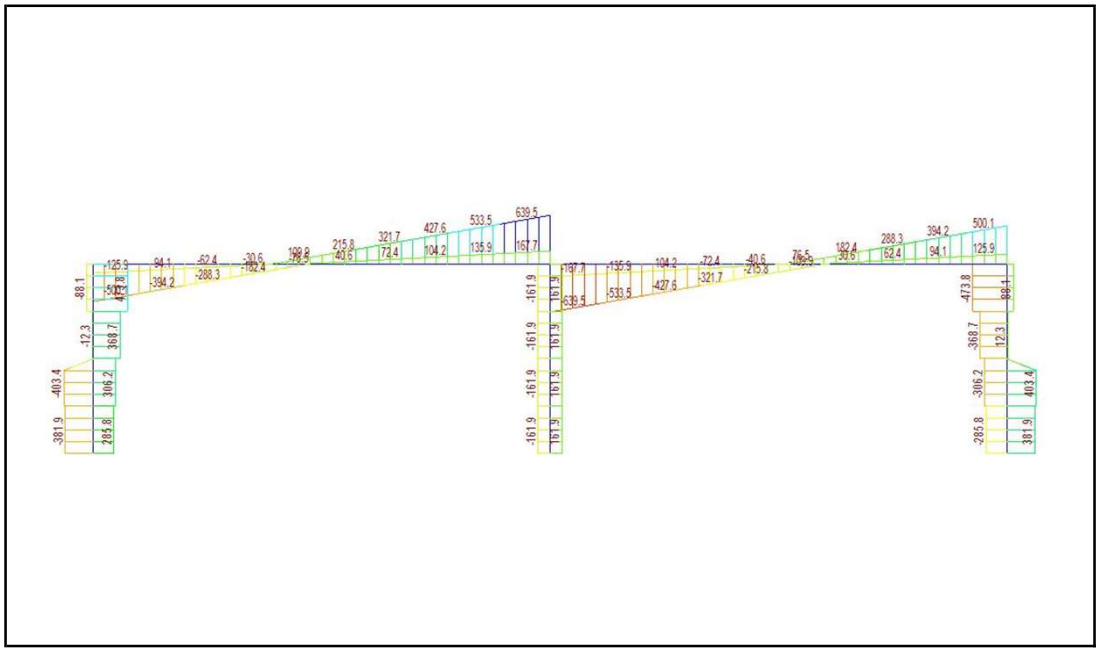


6.2 구조해석 결과 (B.M.D 및 S.F.D)

1) 지진시 (B.M.D)



2) 지진시 (S.F.D)



7. 구조해석 결과 SUMMARY

[구조계산 폭원 : 6.00 m]

구 분			휨모멘트(kN・m)/m		전단력(kN)/m		비 고
			전폭	단위폭	전폭	단위폭	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	651.7	108.6	500.1	83.4	
		중앙부	666.3	111.1	-	-	
		우측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6	
	외측2	좌측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6	
		중앙부	666.3	111.1	-	-	
		우측단부	651.7	108.6	500.1	83.4	
벽 체	상단	전면	615.5	102.6	473.8	79.0	
		배면	42.5	7.1			
	중앙	전면	175.1	29.2	403.4	67.2	
		배면	233.3	38.9			
	하단	전면	430.5	71.8	381.9	63.7	
		배면	389.1	64.9			

구 분		휨모멘트 (kN・m)/m	축력 (Kn)	전단력 (Kn)	비 고
기둥	최대 휨모멘트시	331.200	1432.000	161.900	
	최대 축력시	313.200	1437.300	153.600	단위길이당 축력 : 239.55

8. 안전검토 (1.4 철근배근 참고)

8.1 상부슬래브 외측1 좌측단부

□ 기본사항

Mu	108.617 kN·m	Vu	83.350 kN	Φ_m	0.850
H	900 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	860 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 45.541 mm

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

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (860 − 45.541 / 2) / 1000000

= 661.147 kN·m > M_u = 108.617 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 860 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= { 0.8 × (1 / 6) × √ 24 × 1,000 × 860 } / 1000

= 561.750 kN > V_u = 83.350 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 280.875 kN > V_u = 83.350 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.2 상부슬래브 외측1 중앙부

□ 기본사항

Mu	111.050 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	900 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	860 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 45.541 mm

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

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (860 − 45.541 / 2) / 1000000

= 661.147 kN·m > M_u = 111.050 kN·m ∴ O.K

8.3 상부슬래브 외측1 우측단부

□ 기본사항

Mu	210.65 kN·m	Vu	106.58 kN	Φ_m	0.850
H	900 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	860 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 45.541 mm

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

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (860 − 45.541 / 2) / 1000000

= 661.147 kN·m > M_u = 210.650 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 860 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 860 / 1000

= 561.750 kN > V_u = 106.583 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 280.875 kN > V_u = 106.583 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.4 상부슬래브 외측2 좌측단부

□ 기본사항

Mu	210.650 kN·m	Vu	106.583 kN	Φ_m	0.850
H	900 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	860 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 45.541 mm

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

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (860 − 45.541 / 2) / 1000000

= 661.147 kN·m > M_u = 210.650 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 860 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 860 / 1000

= 561.750 kN > V_u = 106.583 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 280.875 kN > V_u = 106.583 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.5 상부슬래브 외측2 중앙부

□ 기본사항

Mu	111.050 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	900 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	860 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 45.541 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (860 − 45.541 / 2) / 1000000

= 661.147 kN·m > M_u = 111.050 kN·m ∴ O.K

8.6 상부슬래브 외측2 우측단부

□ 기본사항

Mu	108.62 kN·m	Vu	83.35 kN	Φ_m	0.850
H	900 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	860 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	125	1	3096.8	-

TOTAL 3096.8 ㎟

a = 3,096.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 45.541 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 3,096.8 × 300 × (860 − 45.541 / 2) / 1000000

= 661.147 kN·m > M_u = 108.617 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 860 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 860 / 1000

= 561.750 kN > V_u = 83.350 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 280.875 kN > V_u = 83.350 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.7 기둥

▶ 가창2교 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 가창2교

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 24 MPa, fy = 300 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 25790 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.85

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 400.00 mm
단 면 높 이 (H) : 6000.00 mm
철근 피복두께(d') : 100.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 4000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 1.20
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : D16 × 96ea = 19065.6 ㎟ (dc = 100.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 19065.6 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1432.000 KN

계수모멘트(X) : Mux = 331.200 KN·m
Mux.ns= 331.200 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 2.8
Y축 세장비 : λy = 41.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.014

X축 확대모멘트 : δMux = 331.200 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 331.200 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 590.82 mm
작 용 편 심 : e = 231.28 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3933.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 27281.600 + 2614.598 + -1049.390 = 28846.809 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 36239.059 + 3885.669 + 2434.720 = 42559.447 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1475.36 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 18750.43 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 27663.64 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.794 %

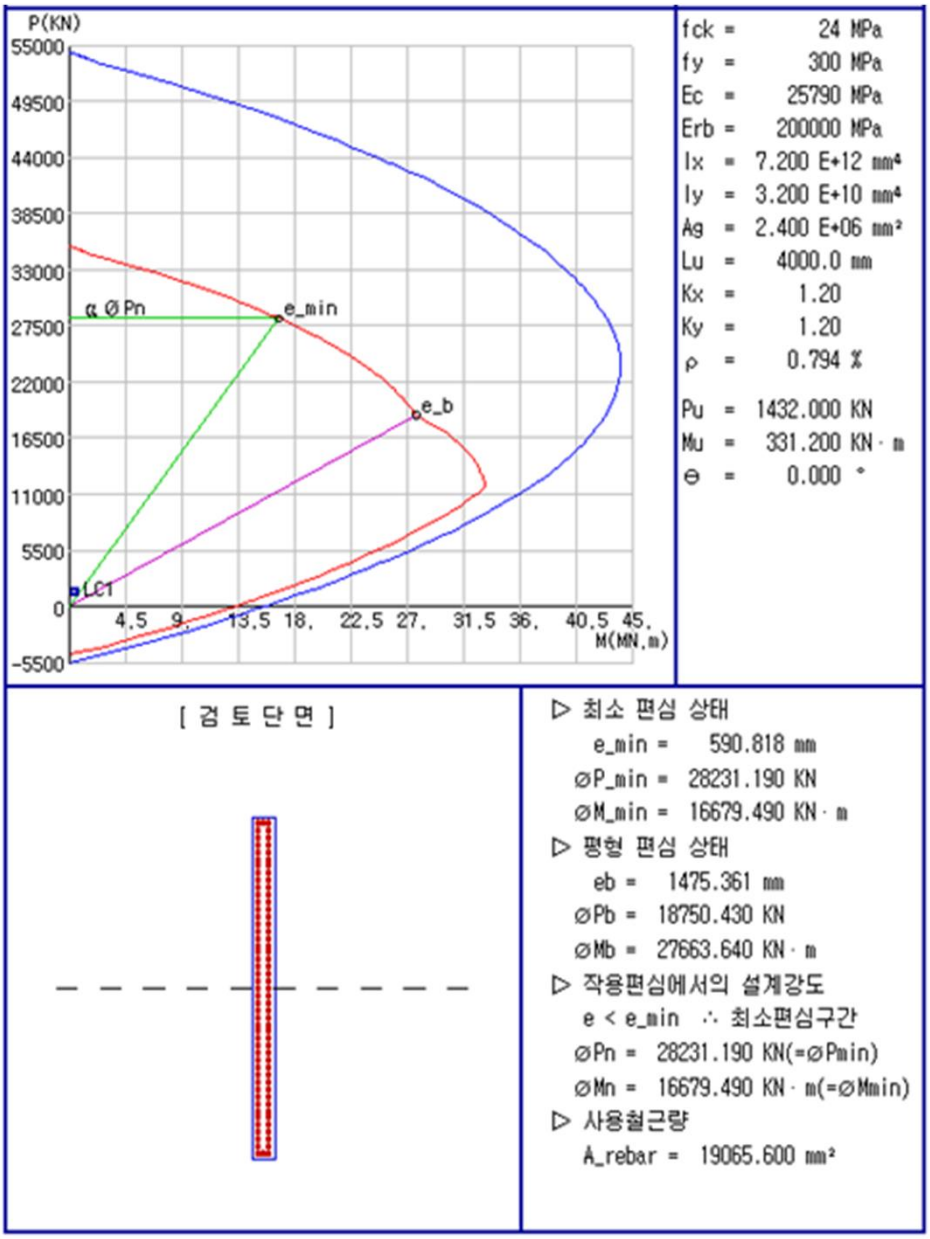
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 5760.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000096 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 43432.594 KN
Mn = αPn × e_min = 25660.753 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800

설계축하중강도 : αØPn = 28231.185 KN ≥ Pu = 1432.000 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 16679.489 KN·m ≥ Mu = 331.200 KN·m ∴ O.K



(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1437.300 KN

계수모멘트(X) : Mux = 313.200 KN·m
Mux.ns= 313.200 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 2.8
Y축 세장비 : λy = 41.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.014

X축 확대모멘트 : δMux = 313.200 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 313.200 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 590.82 mm
작 용 편 심 : e = 217.91 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3933.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 27281.600 + 2614.598 + -1049.390 = 28846.809 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 36239.059 + 3885.669 + 2434.720 = 42559.447 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1475.36 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 18750.43 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 27663.64 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

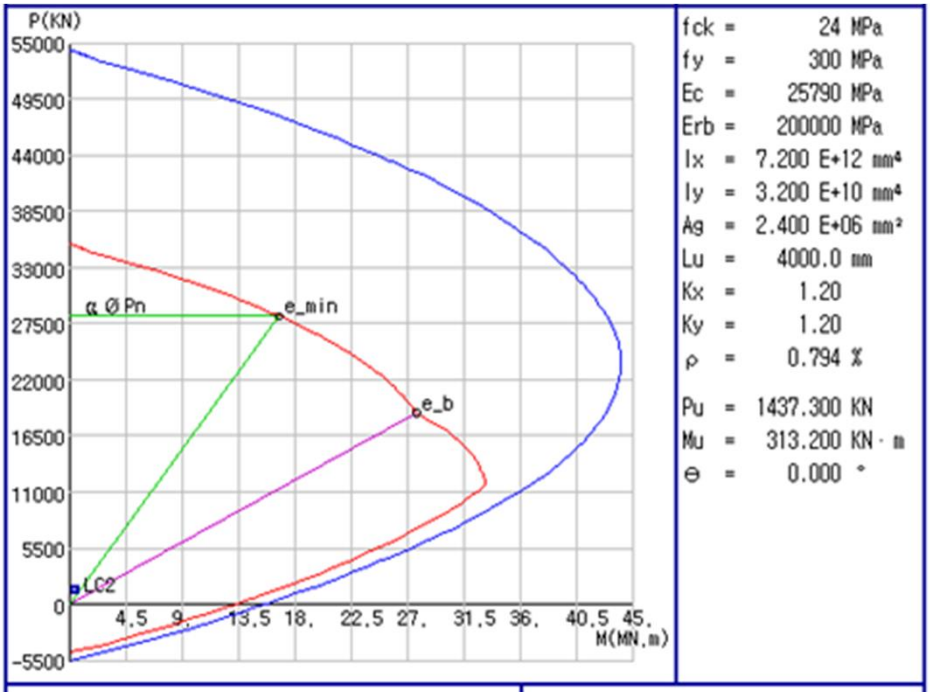
③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.794 %

계수축력 Pu < 0.1 · fck · Ag = 5760.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000096 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α × {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 43432.594 KN
Mn = αPn × e_min = 25660.753 KN · m

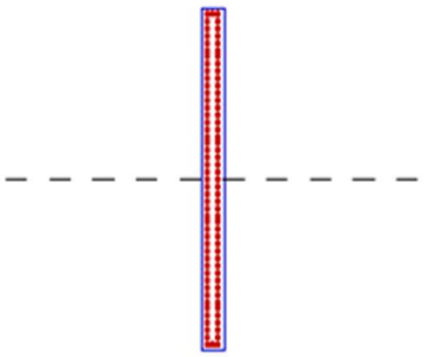
강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 28231.185 KN ≥ Pu = 1437.300 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 16679.489 KN · m ≥ Mu = 313.200 KN · m ∴ O.K



fck = 24 MPa
fy = 300 MPa
Ec = 25790 MPa
Erb = 200000 MPa
Ix = 7.200 E+12 mm⁴
Iy = 3.200 E+10 mm⁴
Ag = 2.400 E+06 mm²
Lu = 4000.0 mm
Kx = 1.20
Ky = 1.20
ρ = 0.794 %

Pu = 1437.300 KN
Mu = 313.200 KN · m
θ = 0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
e_min = 590.818 mm
ØP_min = 28231.190 KN
ØM_min = 16679.490 KN · m
▷ 평형 편심 상태
eb = 1475.361 mm
ØPb = 18750.430 KN
ØMb = 27663.640 KN · m
▷ 작용편심에서의 설계강도
e < e_min ∴ 최소편심구간
ØPn = 28231.190 KN(=ØPmin)
ØMn = 16679.490 KN · m(=ØMmin)
▷ 사용철근량
A_rebar = 19065.600 mm²

8.8 기둥 - 전단검토

□ 전단검토

Vu	161.900 kN	기둥폭	6000.00 mm	Φ_v	0.800
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa	형식	사각

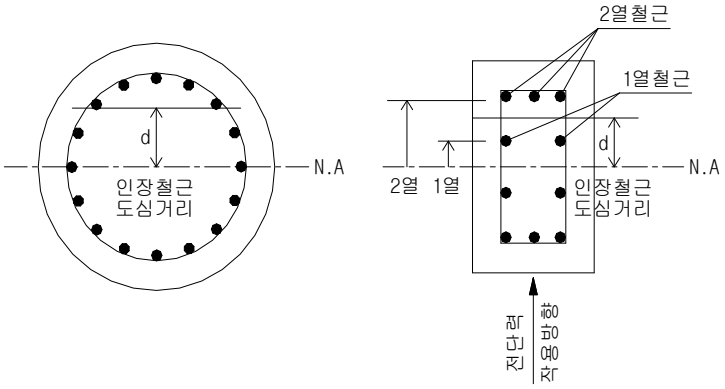
[원형단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	피복	개수	철근단면적	비 고
1단	0	0	0	-	-
2단	-	-	-	-	-
계				-	-

[사각단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	도심거리	개수	철근단면적	비 고
1열	22	0.1	96	37,162	-
2열				-	-
3열				-	-
4열				-	-
5열				-	-
계				37,162	-

< d 값 산출 개념도 >



d = 275 mm (인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리)

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= \{ 0.8 \times (1 / 6) \times \sqrt{24} \times 6,000 \times 275 \} / 1000$

$= 1077.775$ kN > V_u = 161.900 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 538.888 kN > V_u = 161.900 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.9 벽체 상단 내측

□ 기본사항

Mu	102.583 kN·m	Vu	78.967 kN	Φ_m	0.850
H	450 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	410 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 28.463 mm

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

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (410 − 28.463 / 2) / 1000000

= 195.332 kN·m > M_u = 102.583 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 310 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 310 / 1000

= 202.491 kN > V_u = 78.967 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 101.246 kN > V_u = 78.967 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.10 벽체 상단 외측

□ 기본사항

Mu	7.083 kN·m	Vu	78.967 kN	Φ_m	0.850
H	350 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	310 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 28.463 mm

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

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (310 − 28.463 / 2) / 1000000

= 145.977 kN·m > M_u = 7.083 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 310 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 310 / 1000

= 202.491 kN > V_u = 78.967 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 101.246 kN > V_u = 78.967 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.11 벽체 중앙 내측

□ 기본사항

Mu	29.183 kN·m	Vu	67.233 kN	Φ_m	0.850
H	350 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	310 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-
			TOTAL	1935.5 ㎟	

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 28.463 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (310 − 28.463 / 2) / 1000000

= 145.977 kN·m > M_u = 29.183 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 310 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 310 / 1000

= 202.491 kN > V_u = 67.233 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 101.246 kN > V_u = 67.233 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.12 벽체 중앙 외측

□ 기본사항

Mu	38.883 kN·m	Vu	67.233 kN	Φ_m	0.850
H	350 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	310 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 28.463 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (310 − 28.463 / 2) / 1000000

= 145.977 kN·m > M_u = 38.883 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 310 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 310 / 1000

= 202.491 kN > V_u = 67.233 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 101.246 kN > V_u = 67.233 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.13 벽체 하단 내측

□ 기본사항

Mu	71.750 kN·m	Vu	63.650 kN	Φ_m	0.850
H	350 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	310 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	-

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 28.463 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (310 − 28.463 / 2) / 1000000

= 145.977 kN·m > M_u = 71.750 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 310 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 310 / 1000

= 202.491 kN > V_u = 63.650 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 101.246 kN > V_u = 63.650 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.14 벽체 하단 외측

□ 기본사항

Mu	64.850 kN·m	Vu	63.650 kN	Φ_m	0.850
H	350 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	310 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	22	200	1	1935.5	인장부

TOTAL 1935.5 ㎟

a = 1,935.5 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 28.463 mm

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

= 0.850 × 1,935.5 × 300 × (310 − 28.463 / 2) / 1000000

= 145.977 kN·m > M_u = 64.850 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 310 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 310 / 1000

= 202.491 kN > V_u = 63.650 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 101.246 kN > V_u = 63.650 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

9. 안전검토결과 요약

구 분			휨검토(kN・m)			전단검토(kN)			비 고
			ΦM_n	Mu	판정	ΦVn	Vu	판정	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	661.15	108.62	O.K	561.75	83.35	O.K	
		중앙부	661.15	111.05	O.K	-	-	-	
		우측단부	661.15	210.65	O.K	561.75	106.58	O.K	
	외측2	좌측단부	661.15	210.65	O.K	561.75	106.58	O.K	
		중앙부	661.15	111.05	O.K	-	-	-	
		우측단부	661.15	108.62	O.K	561.75	83.35	O.K	
벽 체	상단	전면	195.33	102.58	O.K	202.49	78.97	O.K	
		배면	145.98	7.08	O.K	202.49	78.97	O.K	
	중앙	전면	145.98	29.18	O.K	202.49	67.23	O.K	
		배면	145.98	38.88	O.K	202.49	67.23	O.K	
	하단	전면	145.98	71.75	O.K	202.49	63.65	O.K	
		배면	145.98	64.85	O.K	202.49	63.65	O.K	

구 분		P-M 상관 검토			전단검토(kN)			비 고
		Mu (kN・m)	P (kN)	판정	ΦVn	Vu	판정	
기 둥	Mmax	331.20	1432.00	O.K	1077.78	161.90	O.K	기둥 P-M 상관도 참고
	Pmax	313.20	1437.30	O.K				"

주리교(구)

기존교량 내진성능평가

2019.5

1. 현장조사 결과

1.1 자료조사 결과

1.1.1 구조물 현황

1) 위　　치 : 경기도 용인시 처인구 백암면 가창리 313-1
2) 구　　조 : 라멘교
3) 폭 및 연장 : B= 6 m L= 20 m
4) 준 공 년 도 : 1995 년

1.1.2 내진해석 조건

1) 구역계수 = 0.110 (경기도 용인시)
2) 위험계수 = 1.400 (내진 1등급)
3) 지반계수 = 1.2 (지반계수, 지반종류 II 지역)

1.2 설계기준강도

1.2.1 콘크리트 강도

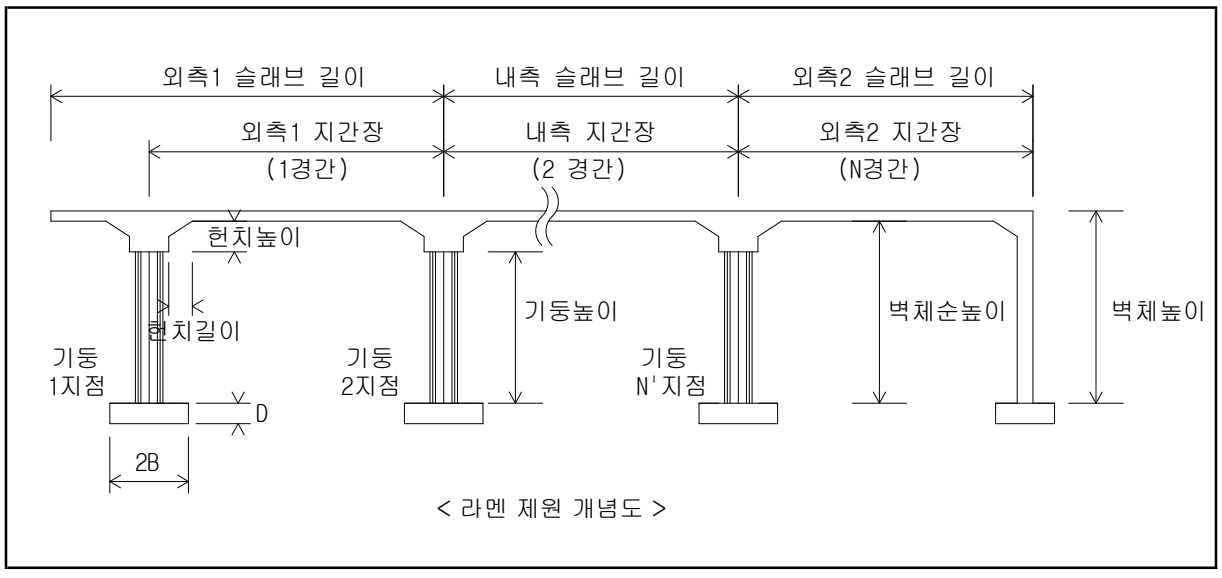
- 상부구조 : f_{ck} = 27 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_{ck} = 27 MPa (교각, 교대)

1.2.2 철근강도

- 상부구조 : f_y = 300 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_y = 300 MPa (교각, 교대)

1.3 교량 제원

단위 : m



< 라멘 제원 개념도 >

* 공통사항

토피	포장	방호벽	
		폭	높이
0	0.08	0.45	0.3

* 벽체 제원

구분	두께	높이	순높이
좌측	0.35	3.90	3.00
우측	0.35	3.90	3.00

* 상부슬래브 제원 (단, 헌치와 보의 제원은 1,2경간의 종점부의 및 N경간의 시점부의 치수임)

구분	슬래브		헌치		거더	
	두께	길이	높이	길이	폭	높이
1경간	0.90	10.00	0.30	0.80	-	-
2경간	0.90	10.00	0.30	0.80	-	-
N경간	-	-	-	-	-	-

* 기둥 제원

구분	기둥(타원형)				지간장
	높이	가로	세로	직경	
1지점	3.00	0.35	6.00	-	10.00
2지점	3.00	0.35	6.00	-	10.00
N'지점	-	-	-	-	-

* 기초제원

구 분	기둥1	기둥2~N-1	기둥N
기초형식	직접		
독립기초 폭(2B)	2.40	2.40	2.40
길이(2L)	8.00	8.00	8.00
두께(D)	1.00	1.00	1.00
확대기초 전폭	2.40		

1.4 철근배근

1.4.1 슬래브 및 벽체

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	피복	직경	간격	피복	직경	간격	피복
슬래브	좌측단부	16	125	40	16	125	40	16	125	40
	중앙부	16	125	40	16	125	40	16	125	40
	우측단부	16	125	40	16	125	40	16	125	40
벽체	상단 외측	16	125	40	16	125	40	16	125	40
	상단 내측	16	125	40	16	125	40	16	125	40
	중앙 내측	16	125	40	16	125	40	16	125	40
	중앙 외측	16	125	40	16	125	40	16	125	40
	하단 내측	16	125	40	16	125	40	16	125	40
	하단 외측	16	125	40	16	125	40	16	125	40

2) 기둥 및 보 철근

구 분		직경	간격		철근개수	피복	단수
			가로간격개수	세로간격개수			
기둥	사각	16	46	2	96	100	1

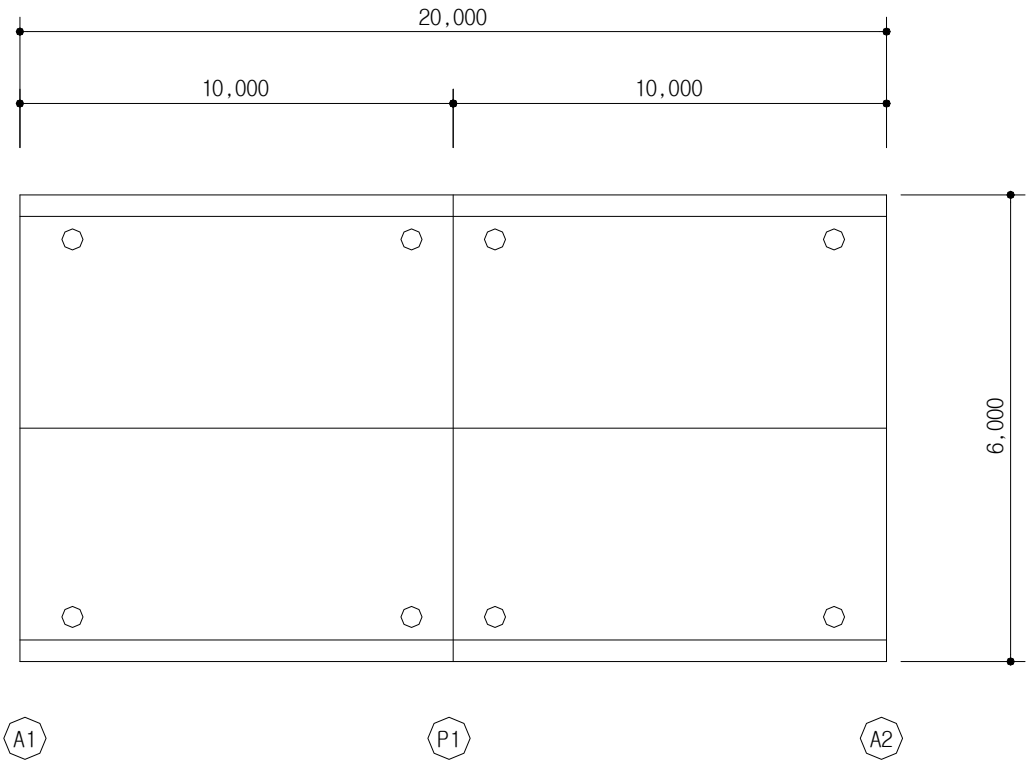
1.4.2 전단철근

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	다리수	직경	간격	다리수	직경	간격	다리수
상부슬래브		13	300	2	13	300	2	13	300	2
벽체	상단	13	400	2	13	400	2	13	400	2
	중앙	13	400	2	13	400	2	13	400	2
	하단	13	400	2	13	400	2	13	400	2

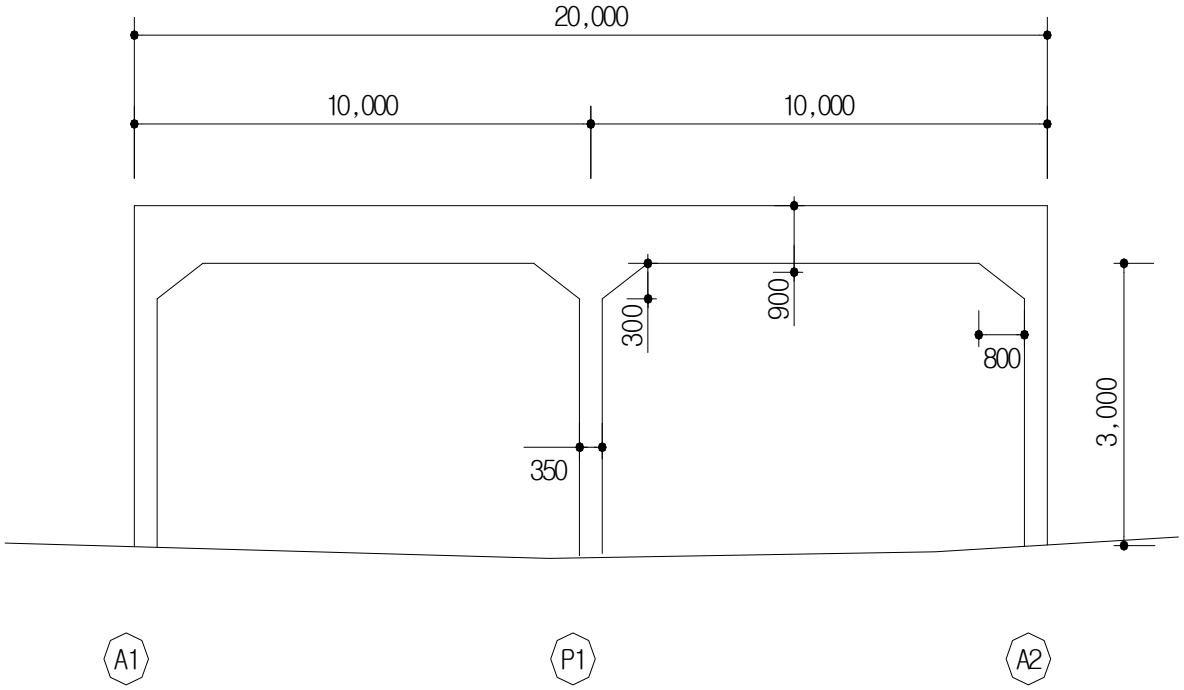
구 분	직경	간격	다리수
기둥	13	200	2

1.5 교량 종평면도

1.5.1 평면도



1.5.2 종단면도



2. 검토조건

2.1 일반사항

교량형식	2 경간 라멘교	교량연장	20 m	교량사각	90 °	기초형식	직접 기초
교량등급	내진 1등급 교량	교량폭원	6 m	평면선형	직선		

2.2 하 중

2.2.1 고정하중

1) 철근 콘크리트 γ_{c1} = 25.000 kN/㎥
2) 무근 콘크리트 γ_{c2} = 23.500 kN/㎥
3) 뒷채움 토사 γ_s = 18.000 kN/㎥
4) 교면 포장층 γ_a = 23.000 kN/㎥
5) 지 하 수 γ_w = 10.000 kN/㎥

2.2.2 토압

- 안정계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식
- 단면계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식

1) 상시토압

라멘 벽체는 주동토압이 발생할 수 있는 연직벽 상대변위가 발생치 않으므로 정지토압 적용.

K_o = 1 - SIN Φ = 0.5000

Φ = 30.000 °

2) 지진시 토압

(1) 정적토압

K_a = 0.333

Φ = 30.000 ° δ = 0.000 °

θ = 0.000 ° α = 0.000 °

(2) 동적영향을 고려한 토압 (Mononobe Okabe 공식 적용)

K_{ea} = 0.381 (지진 토압계수)

Φ = 30.000 ° (뒷채움 흙의 마찰각)

δ = 0.000 ° (흙과 교대사이의 마찰각)

i = 0.000 ° (뒷채움 흙의 경사각)

β = 0.000 ° (교대배면의 수직에 대한 값)

a = 0.110 (지진 구역계수)

I = 1.400 (중요한 교량으로 평균재현주기 1000년)

A = a x I = 0.154 (지진 가속도 계수)

K_h = 0.500 x A = 0.077 (수평지반 가속도 계수= 변위를 허용)

K_v = 0.000 (연직지반 가속도 계수, 고려하지 않음)

θ = $\tan^{-1}\{K_h / (1-K_v)\}$ = 4.403 °

2.3 사용재료 및 특성치

1) 콘 크 리 트 = min(설계강도, 측정강도) [설계강도 = 27 MPa 측정강도 = 27 MPa]

f_{ck} = 27.000 Mpa E_c = 27804 Mpa

2) 철 근

f_y = 300.000 Mpa E_s = 200,000 Mpa

f_{sa} = 150.000 Mpa

3) 뒷 채 움 토

Φ = 30.000 °

2.4 구조검토 일반사항

2.4.1 강도감소계수

Φ_m = 0.850 (휨에 대한 강도 감소계수)

Φ_v = 0.800 (전단에 대한 강도 감소계수)

Φ_c = 0.650 (축력에 대한 강도감소계수)

2.5 내진검토 조건

1) 내진등급 = 내진 1등급 교량

구역계수 = 0.11 (경기도 용인시)

위험계수 = 1.4 (내진 1등급)

A = 지진구역 계수 X 위험도 계수 = 0.154

S = 1.200 (지반계수)

2) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis (단일모드 해석법)

3) 해석을 위한 토질정수의 산정

(1) 벽체 뒷채움

E_{o1} = 28N X 100 = 42,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 15 (교대 뒷채움재의 N값)

G_1 = E_{o1} / { 2 (1+υ) } = 14,685 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.430 (측벽 토층 평균값 적용) (대상지반의 프와송 비)

(2) 기초위치의 지반

E_{o2} = 28N X 100 = 140,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 50 (기초지반의 N값)

G_2 = E_{o2} / { 2 (1+υ) } = 52,632 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.330 (대상지반의 프와송 비)

2.6 구조해석 PROGRAM ☞ MIDAS CIVIL 2012

2.7 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (국토해양부, 2010.11)

2) 콘크리트 구조기준 (국토해양부, 2012.10)

3) 도로교표준시방서(건설교통부,1996.4)

4) 도로설계편람(건설교통부,2008.5)

5) 도로교 설계 기준 해설 (대한토목학회, 2008.1)

6) 단지조성에 따른 시설물의 내진연구 (한국토지공사, 2001.7)

7) 고속도로 교량의 내진설계편람 (한국도로공사, 1999.12)

8) 교량설계기준 (한국도로공사 2000.12)

3. 단면정수의 산정

3.1 설계경간 및 슬래브 두께의 검토

1) 설계경간의 결정 (도로교설계기준(2010) 4.8.3.2)

B = 6.000 m

구분	Ls	Ln	Ls / B	L
1경간	10.00	10.00	1.67	10.00
2경간	10.00	10.00	1.67	10.00

∴ L = 사각 ≥ 75° 이므로 직교로 가정

2) 슬래브 최소두께의 검토 (도로교설계기준(2010) 4.7.4.1)

구분	L	Tmin	Tuse	판정
1경간	10.00	0.43	0.90	O.K
2경간	10.00	0.43	0.90	O.K

* 차도부분의 최소두께(≥220mm)

- 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우
- L은 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

단순판		40 L+130
연속판		30 L+130
캔틸레버판	L≤0.25	280 L+180
	L>0.25	80 L+230

3.2 단면제원의 산정

구조계산 폭원 : 6.00 m [단위 : m]

구분		폭	두께	직경	C.T.C	A(㎡)	I_{22}(㎥)	I_{33}(㎥)
슬래브		6.000	0.900	-	-	5.400	0.365	16.200
벽체		6.000	0.350	-	-	2.100	0.021	6.300
기둥	사각	6.000	0.350	-	10.000	2.100	0.021	6.300
	원형	-	-	-	-	-	-	-

4. 지반 SPRING계수의 산정(지진 계산시)

4.1 기초부 (도로교표준시방서(1996),P.809~P.811)

* 기둥 기초 상단과 기둥 하단부의 접점은 고정단으로 고려함.

4.2 라멘형 벽체 (도로교표준시방서(1996), p.807)

1) 종방향 (교축방향 : X - DIR) 변위강성 <수평방향 변위>

Ks = 0.425 E_{o1} B = 107,100 kN/m

2) 횡방향 (교축직각방향 : Y - DIR) 회전강성 <회전 변위>

Kr = 0.072 E_{o1} B H^2 = ##### kN·m/rad

HA = 4.350 m (A1, A2 구간 슬래브 도심에서 저판상단까지)

3) Y-축, Z-축으로의 변위강성과 X-축,Z-축에 대한 회전강성은 무시함.

■ 수평변위강성 Ks = 107,100 kN/m

구분	Kv	절점번호
1	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 53,550	1,11
2	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 107,100	2,3,4
3	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 107,100	12,13,14
4	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 53,550	5,15

■ 회전강성 Kr = 343,330 kN·m/rad

구분	Ksb	절점번호
1	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 171,665	1,11
2	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 343,330	2,3,4
3	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 343,330	12,13,14
4	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 171,665	5,15

5. 지진성능검토를 위한 하중의 계산

5.1 종방향 지진하중의 산정

1) 지진거동에 영향을 주는 연직하중의 산정

고정하중 종류	계 산 식	계산값(kN/m)
포장층 자중	23.000(γ) X 0.080(t) X 6.00(계산폭)	11.040
SLAB 자중	25.00(γ) X 0.90(t) X 6.00(계산폭)	135.000
헌 치 자 중	25.00(γ) X 1/2 X (0.300 × 0.80) X 4ea X 6.00(계산폭)/ 20.00(연장)	3.600
지진고려 연직력 합계		149.640

2) 상부구조 각 부재에 종방향으로 단위하중(1.0kn/m) 재하시 발생변위를 취하여 진동주기 계산

- P_o = 1.000 kN/m (등가단위하중)

단위 : m

v_s	0.0000236

(하중Po에 의한 정적처짐)

3) α,β,γ 계수 산정

- ω(x) = 149.640 kN/m

(교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중)

∫ dx = 6.000 m (= L)

$\alpha\ (=\int v_s(x)dx)$	0.000141420
$\beta\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)dx)$	0.021162089
$\gamma\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)^2dx)$	0.000000499

4) 교량의 주기 계산 (T)

- $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_o\ g\ \alpha}} \times 2\pi$ g = 9.810 m/sec^2

단위 : sec

T	0.119

5) 탄성지진 응답계수(C_S) 계산

- A= 0.154 , S= 1.2

① $1.2\ A\ S\ /\ T^{2/3}$	0.917
② 2.5 A	0.385
적용값 = min(①,②)	0.385

6) 등가정적 지진하중의 산정

- $P_{ey} = (\beta\ C_s\ /\ \gamma) \times (\omega_y\ v_x)$

단위 : kN/m

P_{ey}	57.611

5.2 횡방향 지진하중의 산정

: 라멘교의 경우 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 해석은 무시할 수 있다.

5.3 고정하중의 산정

단위 : kN/m

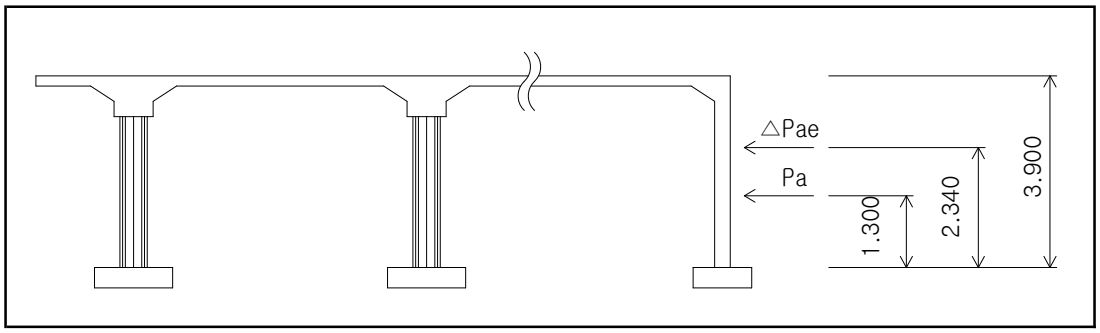
고정하중 종류	계 산 값
포장층 자중	11.040
상부토사자중	0.000
합계	11.040

5.4 지진 발생시 작용하는 토압의 산정

$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 B = 340.26$ kN (상시 주동토압)

$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma_s H^2 B = 389.31$ kN (지진시 주동토압, 시종점 동일)

$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 389.312 - 340.264 = 49.048$ kN (평상시 주동토압)



< 지진시 토압 작용 개념도 >

지진시 주동토압 작용점

$h = (P_a * H / 3) + (\Delta P_{ae} \, 0.6H) / P_{ae}$

$= ((340.264 \times 4.350 / 3) + (49.048 \times 0.6 \times 4.350)) / 389.312$

$= 1.596$ m

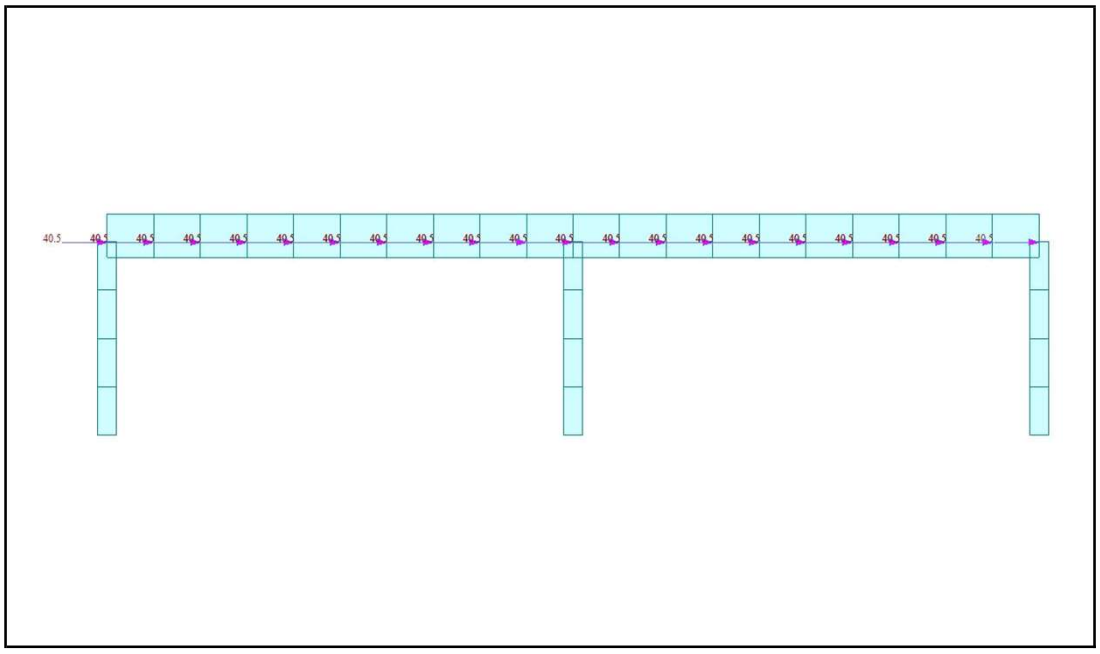
☞ 토압하중 재하시 정적분력은 1/3 H 지점, 동적 분력은 0.6 H 지점에 하중을 재하한다.

5.5.하중의 재하도

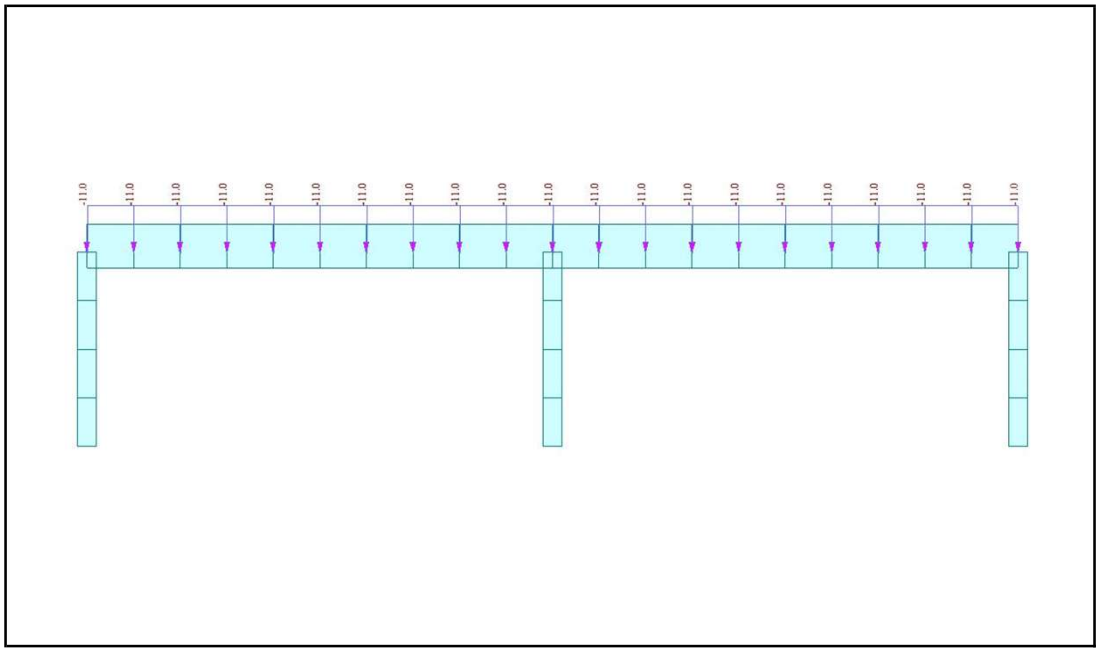
- 지진시 하중 CASE

1) LOAD CASE 1 : 지진시 관성력(종방향)

P_{ey}	57.611



2) LOAD CASE 2 : 고정하중



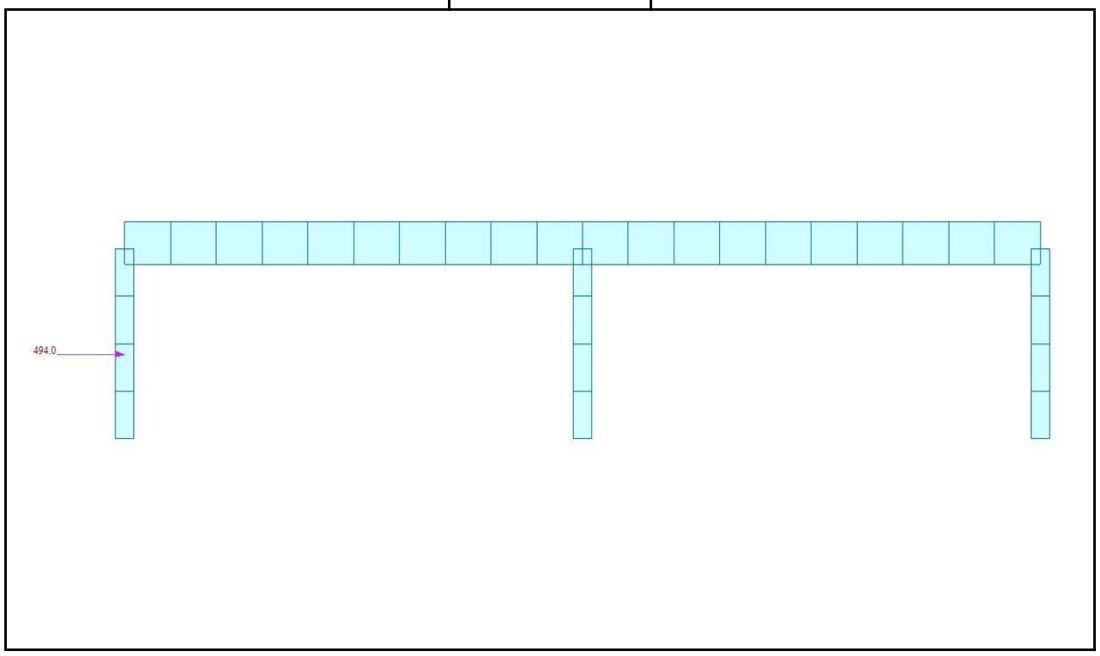
자중+헌치 : program내 자동계산

포장 : 11.040 kN/m

상부토사 : 0.000 kN/m

3) LOAD CASE 3 : 지진시 토압

구분	하중크기	작용점
Pae	389.312	1.596



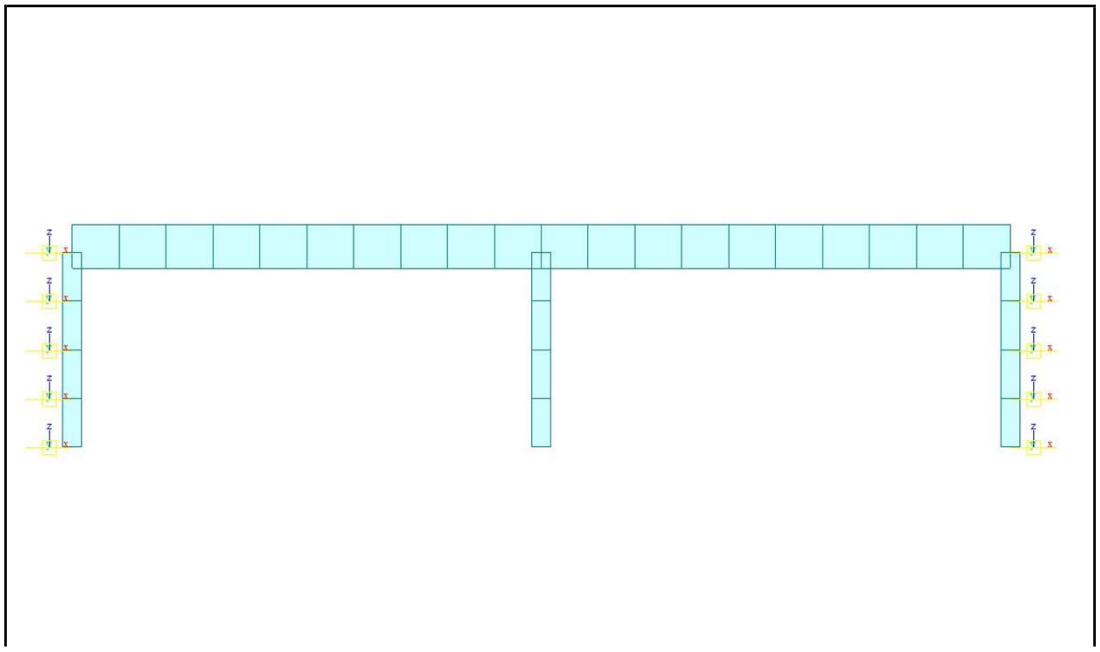
5.6 하 중 조 합

조합 \ 하중	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb 1	1.000	1.000	1.000
Comb 2	1.000	1.000	0.650
Comb 3	0.300	0.300	0.300
Comb 4	0.300	0.300	0.195

※ 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 지진하중 하중조합은 생략함

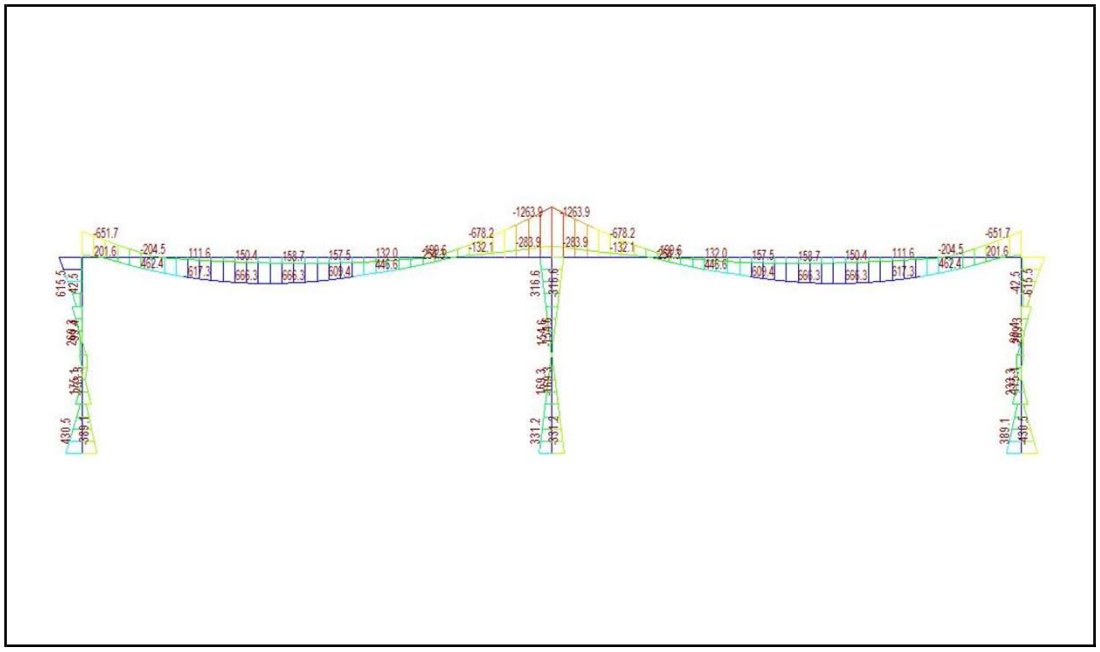
6. MODELING & 구조해석 (지진시)

6.1 MODELING

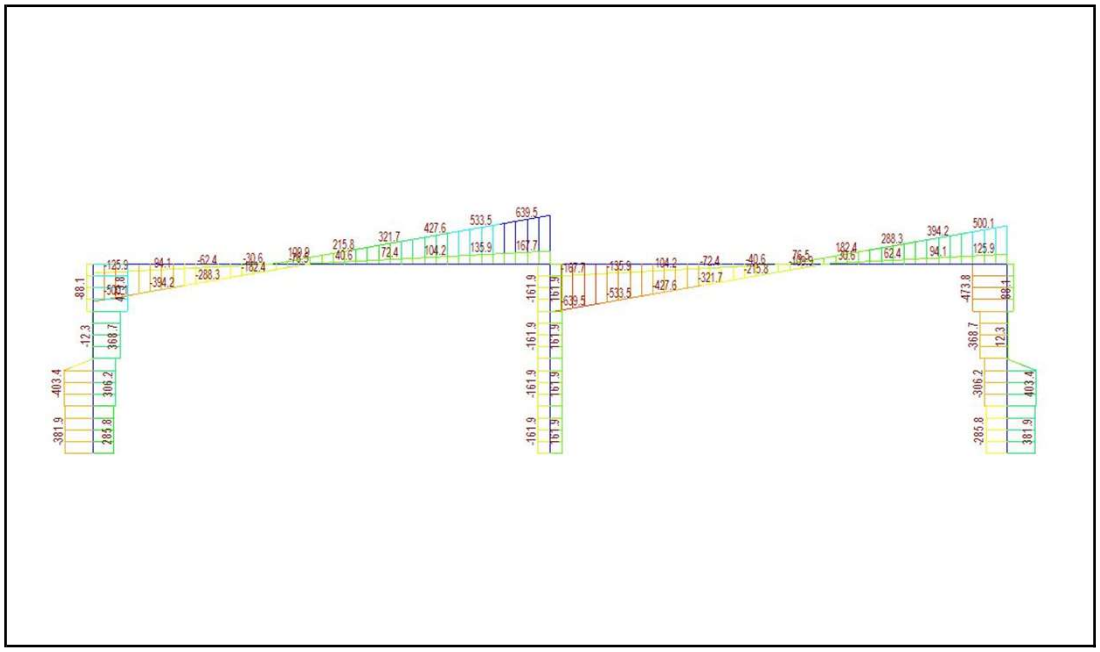


6.2 구조해석 결과 (B.M.D 및 S.F.D)

1) 지진시 (B.M.D)



2) 지진시 (S.F.D)



7. 구조해석 결과 SUMMARY

[구조계산 폭원 : 6.00 m]

구 분			휨모멘트(kN・m)/m		전단력(kN)/m		비 고
			전폭	단위폭	전폭	단위폭	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	651.7	108.6	500.1	83.4	
		중앙부	666.3	111.1	-	-	
		우측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6	
	외측2	좌측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6	
		중앙부	666.3	111.1	-	-	
		우측단부	651.7	108.6	500.1	83.4	
벽 체	상단	전면	615.5	102.6	473.8	79.0	
		배면	42.5	7.1			
	중앙	전면	175.1	29.2	403.4	67.2	
		배면	233.3	38.9			
	하단	전면	430.5	71.8	381.9	63.7	
		배면	389.1	64.9			

구 분		휨모멘트 (kN・m)/m	축력 (Kn)	전단력 (Kn)	비 고
기둥	최대 휨모멘트시	331.200	1432.000	161.900	
	최대 축력시	313.200	1437.300	153.600	단위길이당 축력 : 239.55

8. 안전검토 (1.4 철근배근 참고)

8.1 상부슬래브 외측1 좌측단부

□ 기본사항

Mu	108.617 kN·m	Vu	83.350 kN	Φ_m	0.850
H	900 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	860 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 20.769 mm

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

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (860 − 20.769 / 2) / 1000000

= 344.217 kN·m > M_u = 108.617 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 860 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= { 0.8 × (1 / 6) × √ 27 × 1,000 × 860 } / 1000

= 595.825 kN > V_u = 83.350 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 297.913 kN > V_u = 83.350 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.2 상부슬래브 외측1 중앙부

□ 기본사항

Mu	111.050 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	900 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	860 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 20.769 mm

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

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (860 − 20.769 / 2) / 1000000

= 344.217 kN·m > M_u = 111.050 kN·m ∴ O.K

8.3 상부슬래브 외측1 우측단부

□ 기본사항

Mu	210.65 kN·m	Vu	106.58 kN	Φ_m	0.850
H	900 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	860 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 20.769 mm

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

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (860 − 20.769 / 2) / 1000000

= 344.217 kN·m > M_u = 210.650 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 860 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 860 / 1000

= 595.825 kN > V_u = 106.583 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 297.913 kN > V_u = 106.583 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.4 상부슬래브 외측2 좌측단부

□ 기본사항

Mu	210.650 kN·m	Vu	106.583 kN	Φ_m	0.850
H	900 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	860 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 20.769 mm

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

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (860 − 20.769 / 2) / 1000000

= 344.217 kN·m > M_u = 210.650 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 860 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 860 / 1000

= 595.825 kN > V_u = 106.583 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 297.913 kN > V_u = 106.583 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.5 상부슬래브 외측2 중앙부

□ 기본사항

Mu	111.050 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	900 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	860 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 20.769 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (860 − 20.769 / 2) / 1000000

= 344.217 kN·m > M_u = 111.050 kN·m ∴ O.K

8.6 상부슬래브 외측2 우측단부

□ 기본사항

Mu	108.62 kN·m	Vu	83.35 kN	Φ_m	0.850
H	900 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	860 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 20.769 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (860 − 20.769 / 2) / 1000000

= 344.217 kN·m > M_u = 108.617 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 860 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 860 / 1000

= 595.825 kN > V_u = 83.350 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 297.913 kN > V_u = 83.350 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.7 기둥

▶ 주리교(구) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 주리교(구)

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 27 MPa, fy = 300 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 25790 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.85

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 400.00 mm
단 면 높 이 (H) : 6000.00 mm
철근 피복두께(d') : 100.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 4000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 1.20
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : D16 × 96ea = 19065.6 ㎟ (dc = 100.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 19065.6 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1432.000 KN

계수모멘트(X) : Mux = 331.200 KN·m
Mux.ns= 331.200 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 2.8
Y축 세장비 : λy = 41.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.014

X축 확대모멘트 : δMux = 331.200 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 331.200 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 590.82 mm
작 용 편 심 : e = 231.28 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3933.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 27281.600 + 2614.598 + -1049.390 = 28846.809 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 36239.059 + 3885.669 + 2434.720 = 42559.447 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1475.36 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 18750.43 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 27663.64 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.794 %

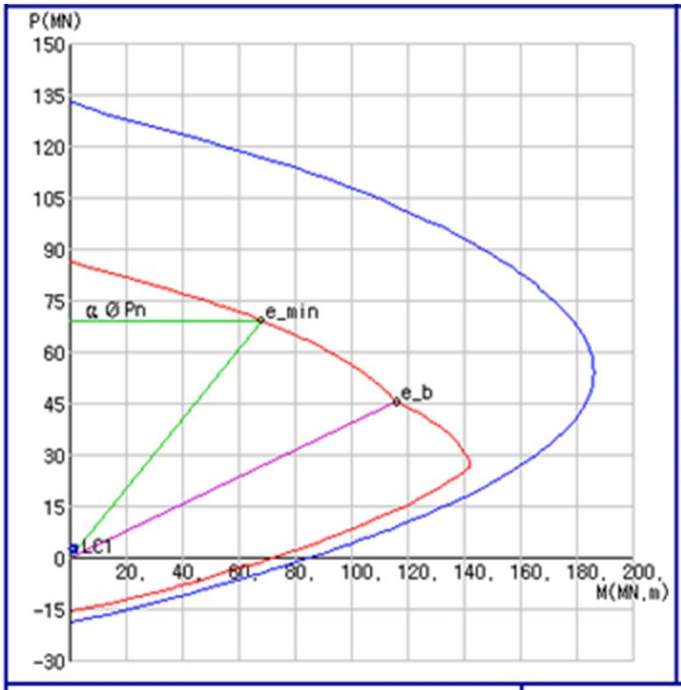
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 5760.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000096 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 43432.594 KN
Mn = αPn × e_min = 25660.753 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800

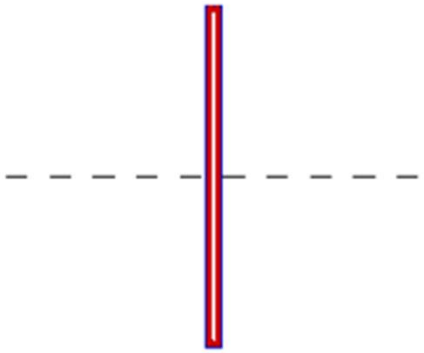
설계축하중강도 : αØPn = 28231.185 KN ≥ Pu = 1432.000 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 16679.489 KN·m ≥ Mu = 331.200 KN·m ∴ O.K



fck	=	27 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	26680 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	4.167 E+13 mm⁴
Iy	=	1.042 E+11 mm⁴
Ag	=	5.000 E+06 mm²
Lu	=	4000.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	1.301 %
Pu	=	2386.600 KN
Mu	=	1052.600 KN·m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 982.057 mm

ØP_min = 69039.020 KN

ØM_min = 67800.230 KN·m

▷ 평형 편심 상태

eb = 2552.013 mm

ØPb = 45289.370 KN

ØMb = 115579.100 KN·m

▷ 작용편심에서의 설계강도

e < e_min ∴ 최소편심구간

ØPn = 69039.020 KN(=ØPmin)

ØMn = 67800.230 KN·m(=ØMmin)

▷ 사용철근량

A_rebar = 65032.800 mm²

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1437.300 KN

계수모멘트(X) : Mux = 313.200 KN·m
Mux.ns= 313.200 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 2.8
Y축 세장비 : λy = 41.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.014

X축 확대모멘트 : δMux = 313.200 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 313.200 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 590.82 mm
작 용 편 심 : e = 217.91 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3933.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 27281.600 + 2614.598 + -1049.390 = 28846.809 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 36239.059 + 3885.669 + 2434.720 = 42559.447 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1475.36 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 18750.43 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 27663.64 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

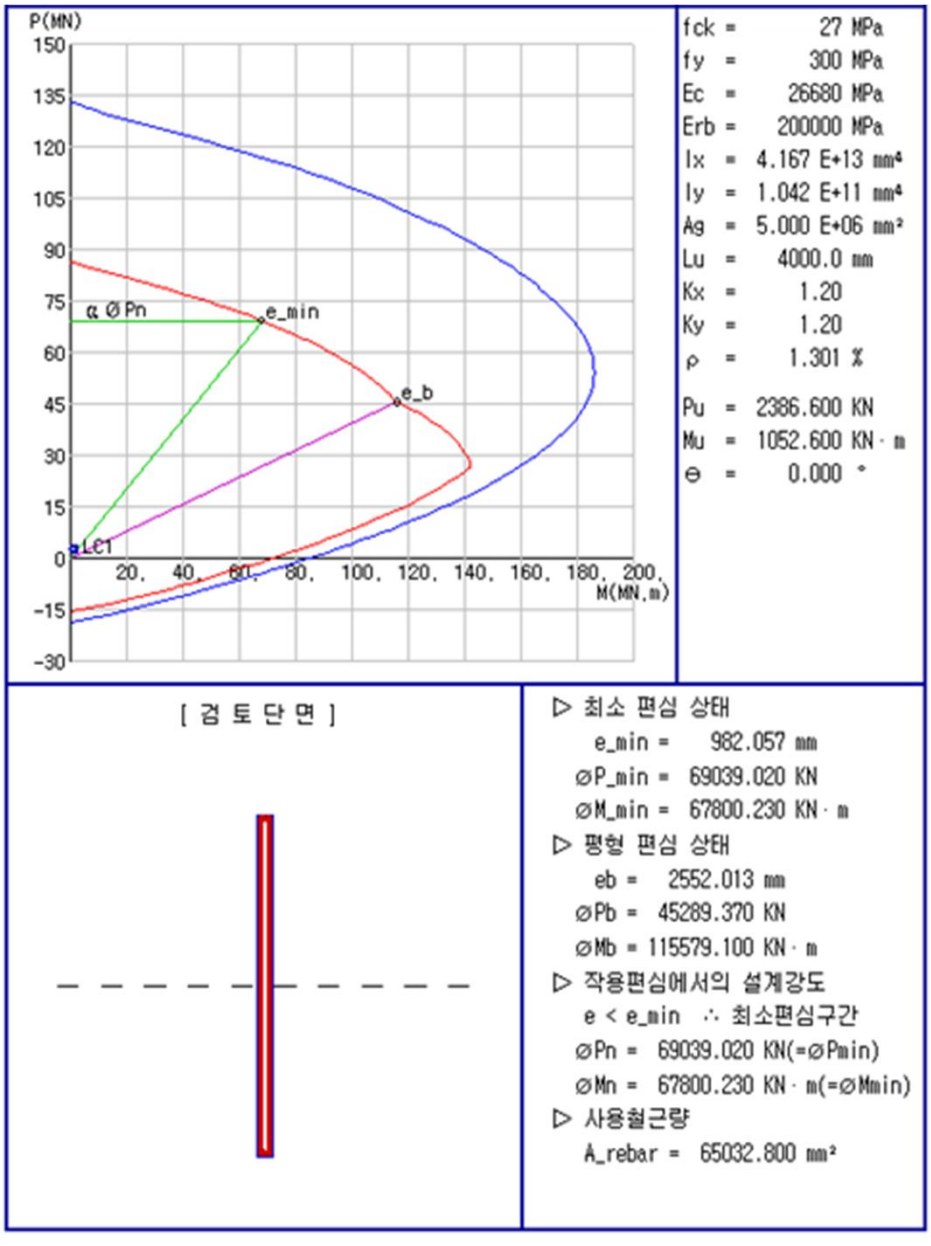
③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.794 %

계수축력 Pu < 0.1 · fck · Ag = 5760.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000096 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α × {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 43432.594 KN
Mn = αPn × e_min = 25660.753 KN · m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 28231.185 KN ≥ Pu = 1437.300 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 16679.489 KN · m ≥ Mu = 313.200 KN · m ∴ O.K



8.8 기둥 - 전단검토

□ 전단검토

Vu	161.900 kN	기둥폭	6000.00 mm	Φ_v	0.800
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa	형식	사각

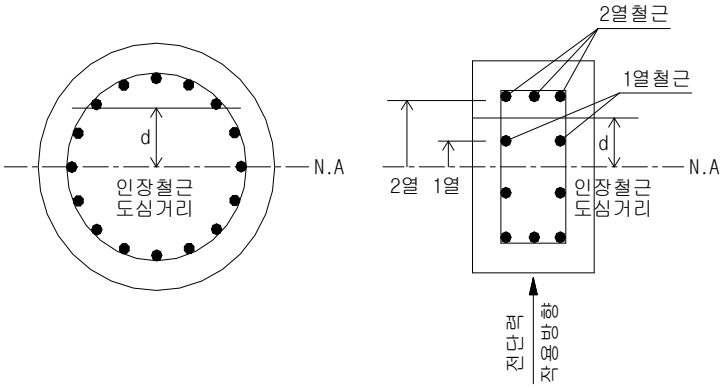
[원형단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	피복	개수	철근단면적	비 고
1단	0	0	0	-	-
2단	-	-	-	-	-
계				-	-

[사각단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	도심거리	개수	철근단면적	비 고
1열	16	0.1	96	19,066	-
2열				-	-
3열				-	-
4열				-	-
5열				-	-
계				19,066	-

< d 값 산출 개념도 >



d = 275 mm (인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리)

$\Phi_v V_c$ = $\Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= { 0.8 × (1 / 6) × √ 27 × 6,000 × 275 } / 1000

= 1143.154 kN > V_u = 161.900 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 571.577 kN > V_u = 161.900 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.9 벽체 상단 내측

□ 기본사항

Mu	102.583 kN·m	Vu	78.967 kN	Φ_m	0.850
H	450 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	410 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 20.769 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (410 − 20.769 / 2) / 1000000

= 161.902 kN·m > M_u = 102.583 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 310 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 310 / 1000

= 214.774 kN > V_u = 78.967 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 107.387 kN > V_u = 78.967 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.10 벽체 상단 외측

□ 기본사항

Mu	7.083 kN·m	Vu	78.967 kN	Φ_m	0.850
H	350 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	310 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 20.769 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (310 − 20.769 / 2) / 1000000

= 121.387 kN·m > M_u = 7.083 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 310 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 310 / 1000

= 214.774 kN > V_u = 78.967 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 107.387 kN > V_u = 78.967 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.11 벽체 중앙 내측

□ 기본사항

Mu	29.183 kN·m	Vu	67.233 kN	Φ_m	0.850
H	350 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	310 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-
			TOTAL	1588.8 ㎟	

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 20.769 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (310 − 20.769 / 2) / 1000000

= 121.387 kN·m > M_u = 29.183 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 310 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 310 / 1000

= 214.774 kN > V_u = 67.233 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 107.387 kN > V_u = 67.233 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.12 벽체 중앙 외측

□ 기본사항

Mu	38.883 kN·m	Vu	67.233 kN	Φ_m	0.850
H	350 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	310 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 20.769 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (310 − 20.769 / 2) / 1000000

= 121.387 kN·m > M_u = 38.883 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 310 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 310 / 1000

= 214.774 kN > V_u = 67.233 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 107.387 kN > V_u = 67.233 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.13 벽체 하단 내측

□ 기본사항

Mu	71.750 kN·m	Vu	63.650 kN	Φ_m	0.850
H	350 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	310 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 27 × 1,000) = 20.769 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (310 − 20.769 / 2) / 1000000

= 121.387 kN·m > M_u = 71.750 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 310 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(27) X 1,000 × 310 / 1000

= 214.774 kN > V_u = 63.650 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 107.387 kN > V_u = 63.650 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.14 벽체 하단 외측

□ 기본사항

Mu	64.850 kN·m	Vu	63.650 kN	Φ_m	0.850
H	350 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	310 mm	b	1000 mm		
fck	27 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	인장부

TOTAL 1588.8 ㎟

$a = 1,588.8 \times 300 / (0.850 \times 27 \times 1,000) = 20.769$ mm

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

$= 0.850 \times 1,588.8 \times 300 \times (310 - 20.769 / 2) / 1000000$

$= 121.387$ kN·m > $M_u = 64.850$ kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

$d = 310$ mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= 0.800 \times (1 / 6) \times \sqrt{(27)} \times 1,000 \times 310 / 1000$

$= 214.774$ kN > $V_u = 63.650$ kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c = 107.387$ kN > $V_u = 63.650$ kN ∴ **전단철근 필요 없음**

9. 안전검토결과 요약

구 분			휨검토(kN・m)			전단검토(kN)			비 고
			ΦM_n	Mu	판정	ΦVn	Vu	판정	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	344.22	108.62	O.K	595.83	83.35	O.K	
		중앙부	344.22	111.05	O.K	-	-	-	
		우측단부	344.22	210.65	O.K	595.83	106.58	O.K	
	외측2	좌측단부	344.22	210.65	O.K	595.83	106.58	O.K	
		중앙부	344.22	111.05	O.K	-	-	-	
		우측단부	344.22	108.62	O.K	595.83	83.35	O.K	
벽 체	상단	전면	161.90	102.58	O.K	214.77	78.97	O.K	
		배면	121.39	7.08	O.K	214.77	78.97	O.K	
	중앙	전면	121.39	29.18	O.K	214.77	67.23	O.K	
		배면	121.39	38.88	O.K	214.77	67.23	O.K	
	하단	전면	121.39	71.75	O.K	214.77	63.65	O.K	
		배면	121.39	64.85	O.K	214.77	63.65	O.K	

구 분		P-M 상관 검토			전단검토(kN)			비 고
		Mu (kN・m)	P (kN)	판정	ΦVn	Vu	판정	
기 둥	Mmax	331.20	1432.00	O.K	1143.15	161.90	O.K	기둥 P-M 상관도 참고
	Pmax	313.20	1437.30	O.K				"

마두교

기존교량 내진성능평가

2019.5

1. 현장조사 결과

1.1 자료조사 결과

1.1.1 구조물 현황

1) 위　　치 : 경기도 용인시 처인구 백암면 근곡리 800
2) 구　　조 : 라멘교
3) 폭 및 연장 : B= 6 m L= 20 m
4) 준 공 년 도 : 1995 년

1.1.2 내진해석 조건

1) 구역계수 = 0.110 (경기도 용인시)
2) 위험계수 = 1.400 (내진 1등급)
3) 지반계수 = 1.2 (지반계수, 지반종류 II 지역)

1.2 설계기준강도

1.2.1 콘크리트 강도

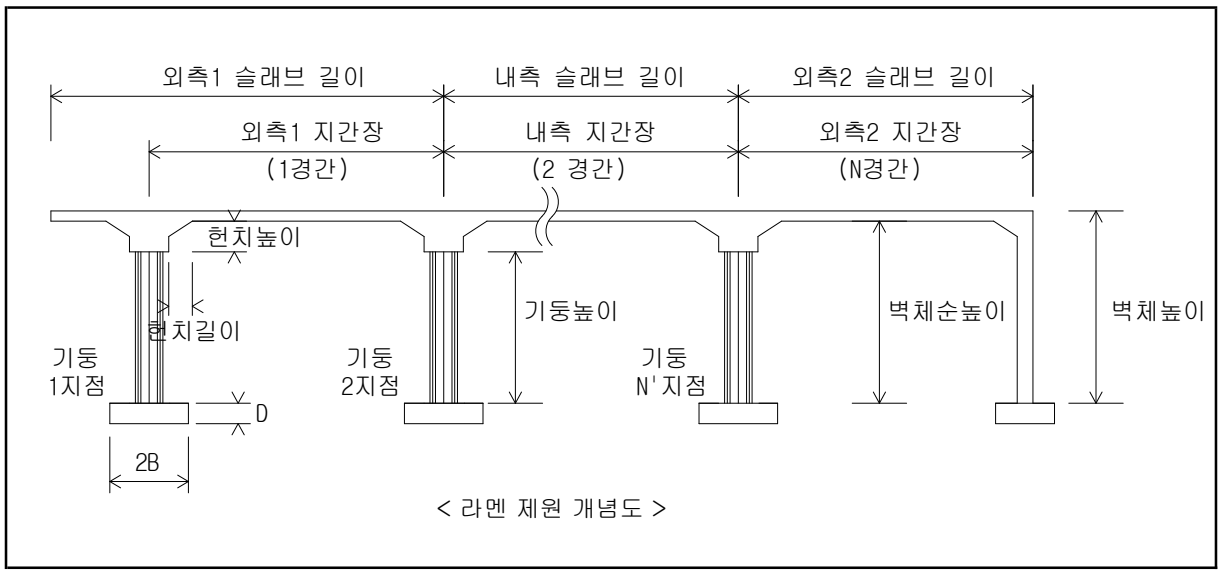
- 상부구조 : f_{ck} = 24 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_{ck} = 24 MPa (교각, 교대)

1.2.2 철근강도

- 상부구조 : f_y = 300 MPa (바닥판)
- 하부구조 : f_y = 300 MPa (교각, 교대)

1.3 교량 제원

단위 : m



< 라멘 제원 개념도 >

* 공통사항

토피	포장	방호벽	
		폭	높이
0	0.08	0.45	0.3

* 벽체 제원

구분	두께	높이	순높이
좌측	0.40	3.90	3.00
우측	0.40	3.90	3.00

* 상부슬래브 제원 (단, 헌치와 보의 제원은 1,2경간의 종점부의 및 N경간의 시점부의 치수임)

구분	슬래브		헌치		거더	
	두께	길이	높이	길이	폭	높이
1경간	0.90	10.00	0.30	0.90	-	-
2경간	0.90	10.00	0.30	0.90	-	-
N경간	-	-	-	-	-	-

* 기둥 제원

구분	기둥(타원형)				지간장
	높이	가로	세로	직경	
1지점	3.00	0.35	6.00	-	10.00
2지점	3.00	0.35	6.00	-	10.00
N'지점	-	-	-	-	-

* 기초제원

구 분	기둥1	기둥2~N-1	기둥N
기초형식	직접		
독립기초 폭(2B)	2.40	2.40	2.40
길이(2L)	8.00	8.00	8.00
두께(D)	1.00	1.00	1.00
확대기초 전폭	2.40		

1.4 철근배근

1.4.1 슬래브 및 벽체

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	피복	직경	간격	피복	직경	간격	피복
슬래브	좌측단부	16	125	40	16	125	40	16	125	40
	중앙부	16	125	40	16	125	40	16	125	40
	우측단부	16	125	40	16	125	40	16	125	40
벽체	상단 외측	16	125	40	16	125	40	16	125	40
	상단 내측	16	125	40	16	125	40	16	125	40
	중앙 내측	16	125	40	16	125	40	16	125	40
	중앙 외측	16	125	40	16	125	40	16	125	40
	하단 내측	16	125	40	16	125	40	16	125	40
	하단 외측	16	125	40	16	125	40	16	125	40

2) 기둥 및 보 철근

구 분		직경	간격		철근개수	피복	단수
			가로간격개수	세로간격개수			
기둥	사각	16	46	2	96	100	1

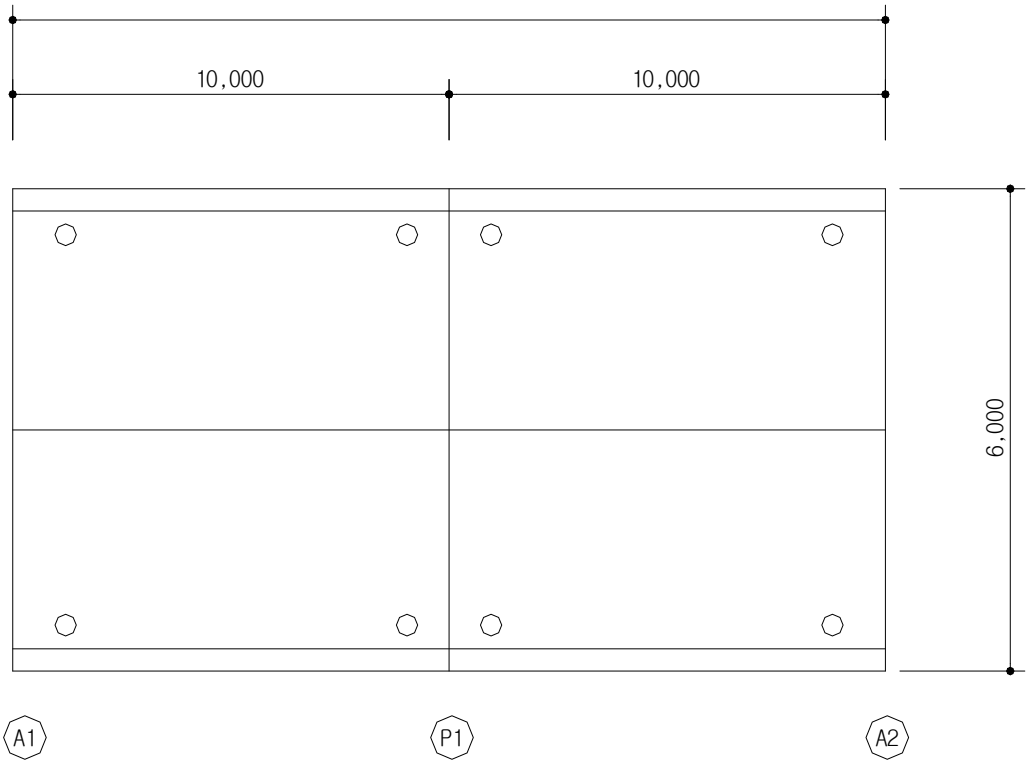
1.4.2 전단철근

구 분		외측1(1경간 좌측)			내측			외측2(N경간 우측)		
		직경	간격	다리수	직경	간격	다리수	직경	간격	다리수
상부슬래브		13	300	2	13	300	2	13	300	2
벽체	상단	13	400	2	13	400	2	13	400	2
	중앙	13	400	2	13	400	2	13	400	2
	하단	13	400	2	13	400	2	13	400	2

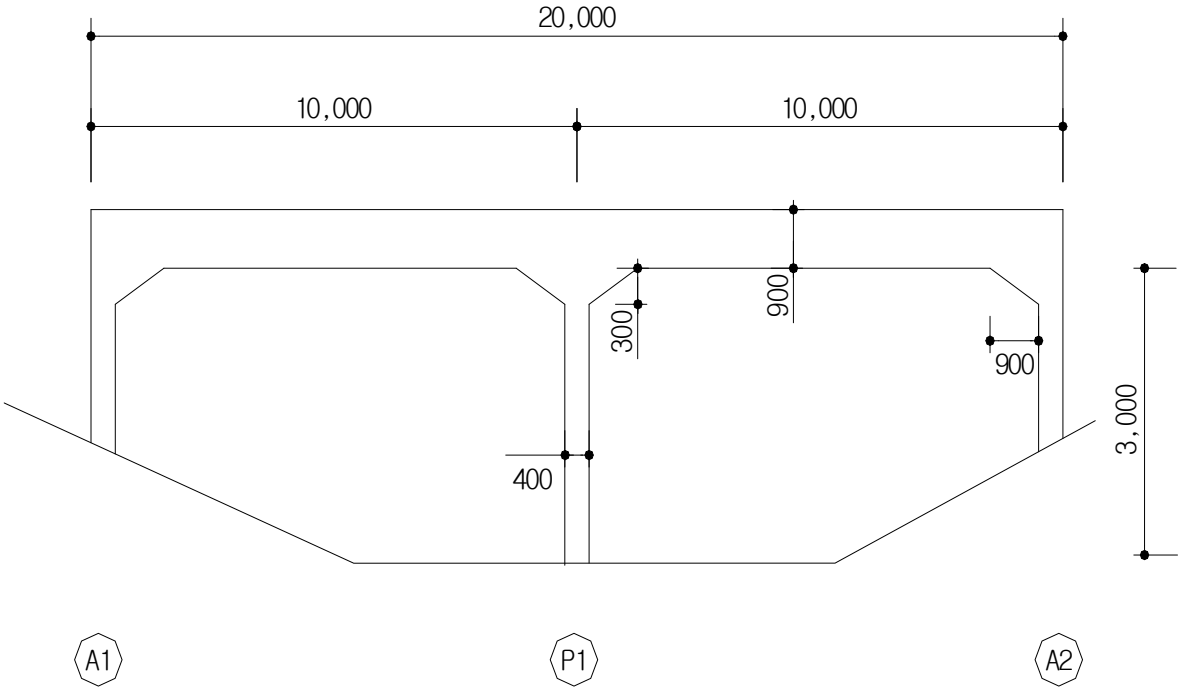
구 분	직경	간격	다리수
기둥	13	200	2

1.5 교량 종평면도

1.5.1 평면도



1.5.2 종단면도



2. 검토조건

2.1 일반사항

교량형식	2 경간 라멘교	교량연장	20 m	교량사각	90 °	기초형식	직접 기초
교량등급	내진 1등급 교량	교량폭원	6 m	평면선형	직선		

2.2 하 중

2.2.1 고정하중

1) 철근 콘크리트 γ_{c1} = 25.000 kN/㎥
2) 무근 콘크리트 γ_{c2} = 23.500 kN/㎥
3) 뒷채움 토사 γ_s = 18.000 kN/㎥
4) 교면 포장층 γ_a = 23.000 kN/㎥
5) 지 하 수 γ_w = 10.000 kN/㎥

2.2.2 토압

- 안정계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식
- 단면계산시 : 상시 - 정지토압계수 적용 , 지진시 - MONONOBE-OKABE 공식

1) 상시토압

라멘 벽체는 주동토압이 발생할 수 있는 연직벽 상대변위가 발생치 않으므로 정지토압 적용.

K_o = 1 - SIN Φ = 0.5000

Φ = 30.000 °

2) 지진시 토압

(1) 정적토압

K_a = 0.333

Φ = 30.000 ° δ = 0.000 °

θ = 0.000 ° α = 0.000 °

(2) 동적영향을 고려한 토압 (Mononobe Okabe 공식 적용)

K_{ea} = 0.381 (지진 토압계수)

Φ = 30.000 ° (뒷채움 흙의 마찰각)

δ = 0.000 ° (흙과 교대사이의 마찰각)

i = 0.000 ° (뒷채움 흙의 경사각)

β = 0.000 ° (교대배면의 수직에 대한 값)

a = 0.110 (지진 구역계수)

I = 1.400 (중요한 교량으로 평균재현주기 1000년)

A = a x I = 0.154 (지진 가속도 계수)

K_h = 0.500 x A = 0.077 (수평지반 가속도 계수= 변위를 허용)

K_v = 0.000 (연직지반 가속도 계수, 고려하지 않음)

θ = $\tan^{-1}\{K_h / (1-K_v)\}$ = 4.403 °

2.3 사용재료 및 특성치

1) 콘 크 리 트 = min(설계강도, 측정강도) [설계강도 = 24 MPa 측정강도 = 24 MPa]

f_{ck} = 24.000 Mpa E_c = 26986 Mpa

2) 철 근

f_y = 300.000 Mpa E_s = 200,000 Mpa

f_{sa} = 150.000 Mpa

3) 뒷 채 움 토

Φ = 30.000 °

2.4 구조검토 일반사항

2.4.1 강도감소계수

Φ_m = 0.850 (휨에 대한 강도 감소계수)

Φ_v = 0.800 (전단에 대한 강도 감소계수)

Φ_c = 0.650 (축력에 대한 강도감소계수)

2.5 내진검토 조건

1) 내진등급 = 내진 1등급 교량

구역계수 = 0.11 (경기도 용인시)

위험계수 = 1.4 (내진 1등급)

A = 지진구역 계수 X 위험도 계수 = 0.154

S = 1.200 (지반계수)

2) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis (단일모드 해석법)

3) 해석을 위한 토질정수의 산정

(1) 벽체 뒷채움

E_{o1} = 28N X 100 = 42,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 15 (교대 뒷채움재의 N값)

G_1 = E_{o1} / { 2 (1+υ) } = 14,685 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.430 (측벽 토층 평균값 적용) (대상지반의 프와송 비)

(2) 기초위치의 지반

E_{o2} = 28N X 100 = 140,000 kN/m^2 (변형계수)

N = 50 (기초지반의 N값)

G_2 = E_{o2} / { 2 (1+υ) } = 52,632 kN/m^2 (전단탄성계수)

υ = 0.330 (대상지반의 프와송 비)

2.6 구조해석 PROGRAM ☞ MIDAS CIVIL 2012

2.7 참고문헌

1) 도로교 설계 기준 (국토해양부, 2010.11)

2) 콘크리트 구조기준 (국토해양부, 2012.10)

3) 도로교표준시방서(건설교통부,1996.4)

4) 도로설계편람(건설교통부,2008.5)

5) 도로교 설계 기준 해설 (대한토목학회, 2008.1)

6) 단지조성에 따른 시설물의 내진연구 (한국토지공사, 2001.7)

7) 고속도로 교량의 내진설계편람 (한국도로공사, 1999.12)

8) 교량설계기준 (한국도로공사 2000.12)

3. 단면정수의 산정

3.1 설계경간 및 슬래브 두께의 검토

1) 설계경간의 결정 (도로교설계기준(2010) 4.8.3.2)

B = 6.000 m

구분	Ls	Ln	Ls / B	L
1경간	10.00	10.00	1.67	10.00
2경간	10.00	10.00	1.67	10.00

∴ L = 사각 ≥ 75° 이므로 직교로 가정

2) 슬래브 최소두께의 검토 (도로교설계기준(2010) 4.7.4.1)

구분	L	Tmin	Tuse	판정
1경간	10.00	0.43	0.90	O.K
2경간	10.00	0.43	0.90	O.K

* 차도부분의 최소두께(≥220mm)

- 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우
- L은 트럭하중에 대한 바닥판의 지간(m)

단순판		40 L+130
연속판		30 L+130
캔틸레버판	L≤0.25	280 L+180
	L>0.25	80 L+230

3.2 단면제원의 산정

구조계산 폭원 : 6.00 m [단위 : m]

구분		폭	두께	직경	C.T.C	A(㎡)	I_{22}(㎥)	I_{33}(㎥)
슬래브		6.000	0.900	-	-	5.400	0.365	16.200
벽체		6.000	0.400	-	-	2.400	0.032	7.200
기둥	사각	6.000	0.350	-	10.000	2.100	0.021	6.300
	원형	-	-	-	-	-	-	-

4. 지반 SPRING계수의 산정(지진 계산시)

4.1 기초부 (도로교표준시방서(1996),P.809~P.811)

* 기둥 기초 상단과 기둥 하단부의 접점은 고정단으로 고려함.

4.2 라멘형 벽체 (도로교표준시방서(1996), p.807)

1) 종방향 (교축방향 : X - DIR) 변위강성 <수평방향 변위>

Ks = 0.425 E_{o1} B = 107,100 kN/m

2) 횡방향 (교축직각방향 : Y - DIR) 회전강성 <회전 변위>

Kr = 0.072 E_{o1} B H^2 = ##### kN·m/rad

HA = 4.350 m (A1, A2 구간 슬래브 도심에서 저판상단까지)

3) Y-축, Z-축으로의 변위강성과 X-축,Z-축에 대한 회전강성은 무시함.

■ 수평변위강성 Ks = 107,100 kN/m

구분	Kv	절점번호
1	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 53,550	1,11
2	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 107,100	2,3,4
3	Ks x (1.000 + 1.000) / 2 = 107,100	12,13,14
4	Ks x (1.000 + 0.000) / 2 = 53,550	5,15

■ 회전강성 Kr = 343,330 kN·m/rad

구분	Ksb	절점번호
1	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 171,665	1,11
2	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 343,330	2,3,4
3	Kr x (1.000 + 1.000) / 2 = 343,330	12,13,14
4	Kr x (1.000 + 0.000) / 2 = 171,665	5,15

5. 지진성능검토를 위한 하중의 계산

5.1 종방향 지진하중의 산정

1) 지진거동에 영향을 주는 연직하중의 산정

고정하중 종류	계 산 식	계산값(kN/m)
포장층 자중	23.000(γ) X 0.080(t) X 6.00(계산폭)	11.040
SLAB 자중	25.00(γ) X 0.90(t) X 6.00(계산폭)	135.000
헌 치 자 중	25.00(γ) X 1/2 X (0.300 × 0.90) X 4ea X 6.00(계산폭)/ 20.00(연장)	4.050
지진고려 연직력 합계		150.090

2) 상부구조 각 부재에 종방향으로 단위하중(1.0kn/m) 재하시 발생변위를 취하여 진동주기 계산

- P_o = 1.000 kN/m (등가단위하중)

단위 : m

v_s	0.0000236

(하중Po에 의한 정적처짐)

3) α,β,γ 계수 산정

- ω(x) = 150.090 kN/m

(교량 상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중)

∫ dx = 6.000 m (= L)

$\alpha\ (=\int v_s(x)dx)$	0.000141420
$\beta\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)dx)$	0.021225728
$\gamma\ (=\int \omega(x)\ v_s(x)^2dx)$	0.000000500

4) 교량의 주기 계산 (T)

- $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_o\ g\ \alpha}} \times 2\pi$ g = 9.810 m/sec^2

단위 : sec

T	0.119

5) 탄성지진 응답계수(C_S) 계산

- A= 0.154 , S= 1.2

① $1.2\ A\ S\ /\ T^{2/3}$	0.917
② 2.5 A	0.385
적용값 = min(①,②)	0.385

6) 등가정적 지진하중의 산정

- $P_{ey} = (\beta\ C_s\ /\ \gamma) \times (\omega_y\ v_x)$

단위 : kN/m

P_{ey}	57.785

5.2 횡방향 지진하중의 산정

: 라멘교의 경우 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 해석은 무시할 수 있다.

5.3 고정하중의 산정

단위 : kN/m

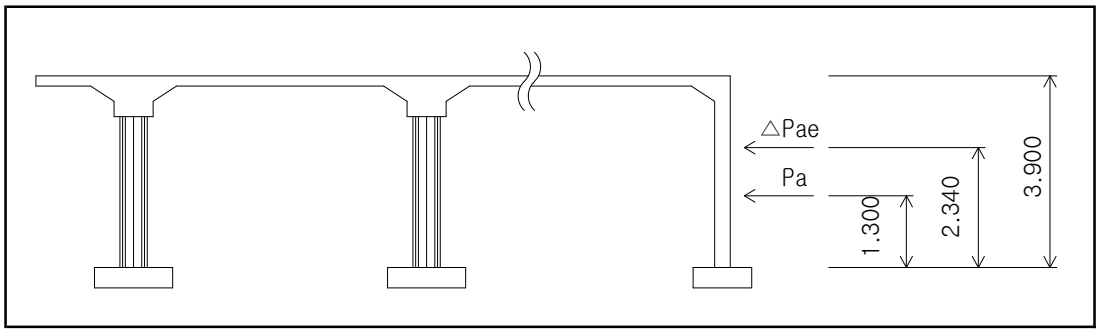
고정하중 종류	계 산 값
포장층 자중	11.040
상부토사자중	0.000
합계	11.040

5.4 지진 발생시 작용하는 토압의 산정

$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_s H^2 B = 340.26$ kN (상시 주동토압)

$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma_s H^2 B = 389.31$ kN (지진시 주동토압, 시종점 동일)

$\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 389.312 - 340.264 = 49.048$ kN (평상시 주동토압)



< 지진시 토압 작용 개념도 >

지진시 주동토압 작용점

$h = (P_a * H / 3) + (\Delta P_{ae} \, 0.6H) / P_{ae}$

$= ((340.264 \times 4.350 / 3) + (49.048 \times 0.6 \times 4.350)) / 389.312$

$= 1.596$ m

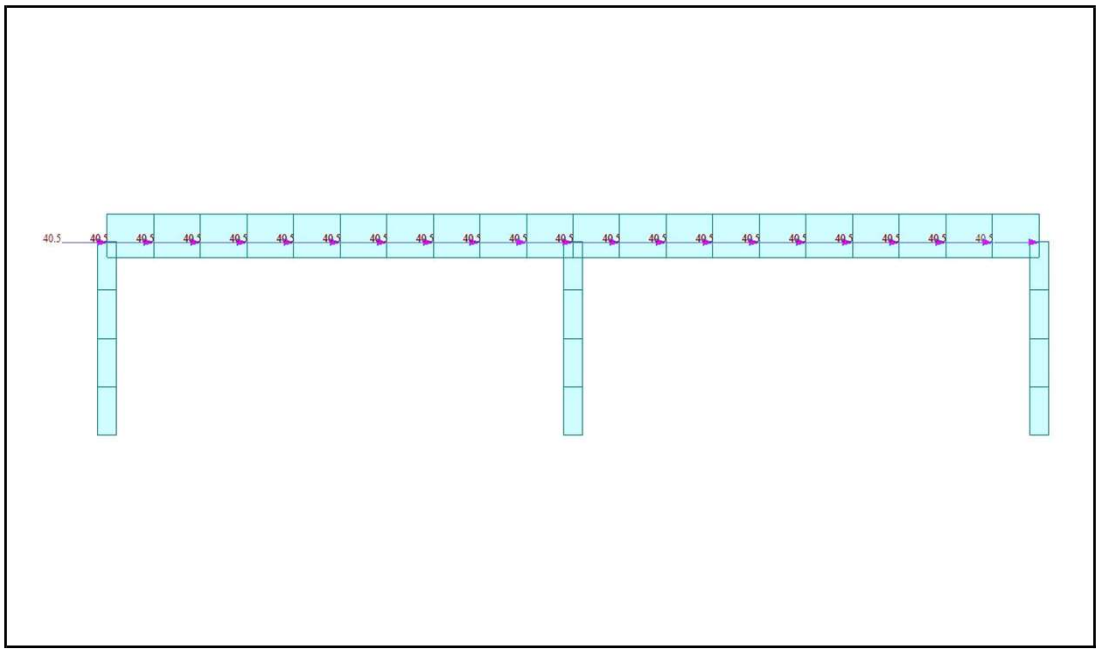
☞ 토압하중 재하시 정적분력은 1/3 H 지점, 동적 분력은 0.6 H 지점에 하중을 재하한다.

5.5.하중의 재하도

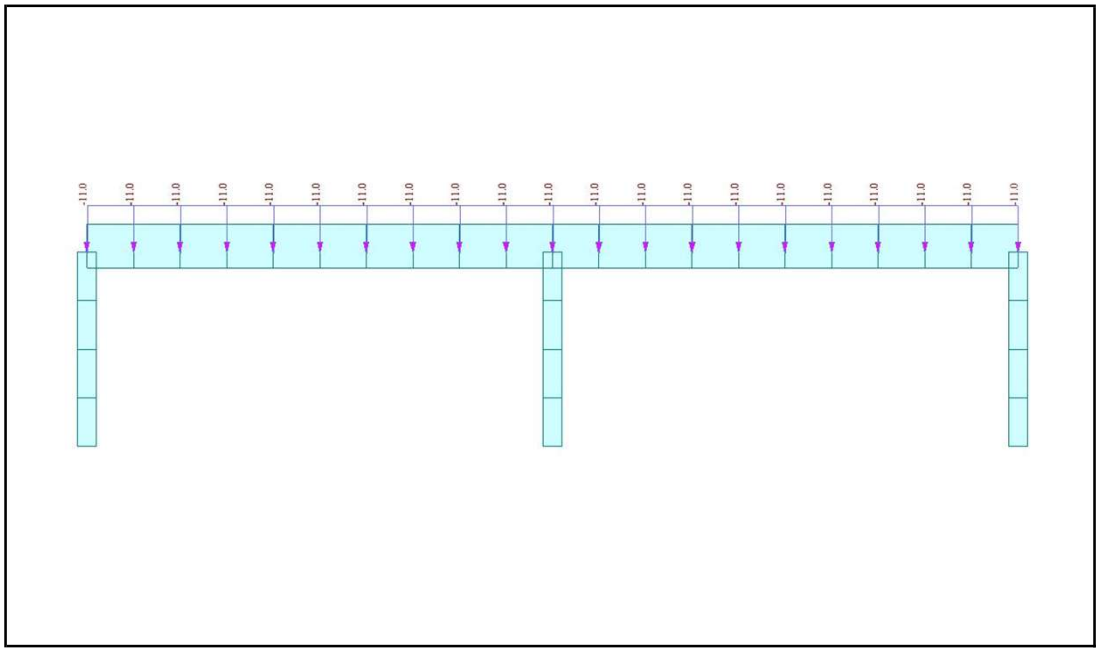
- 지진시 하중 CASE

1) LOAD CASE 1 : 지진시 관성력(종방향)

P_{ey}	57.785



2) LOAD CASE 2 : 고정하중



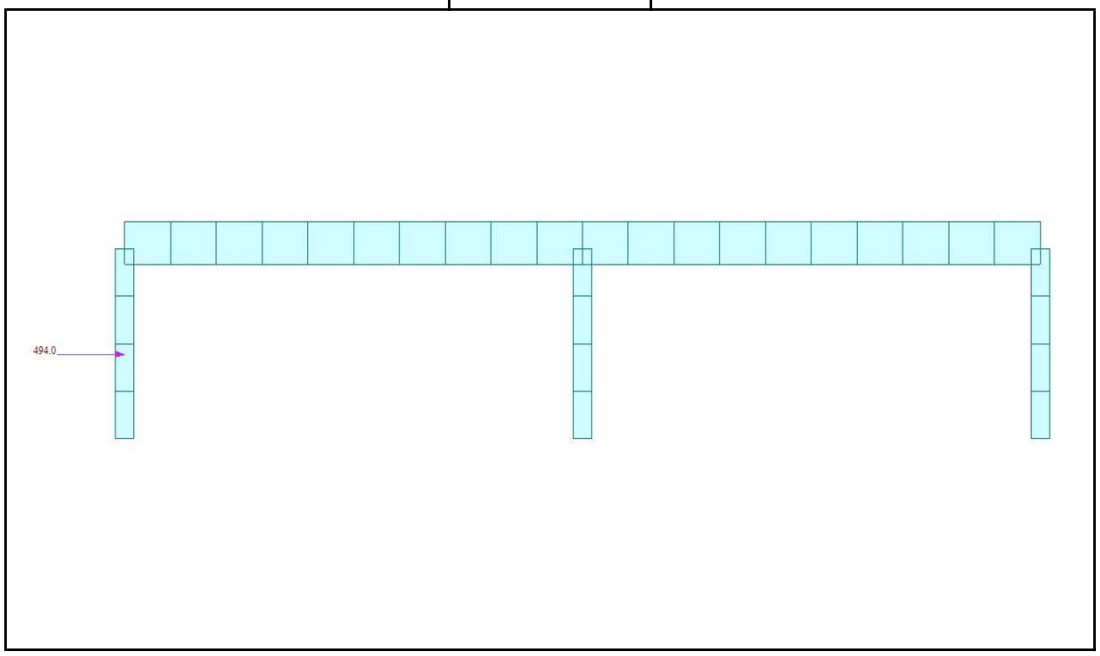
자중+헌치 : program내 자동계산

포장 : 11.040 kN/m

상부토사 : 0.000 kN/m

3) LOAD CASE 3 : 지진시 토압

구분	하중크기	작용점
Pae	389.312	1.596



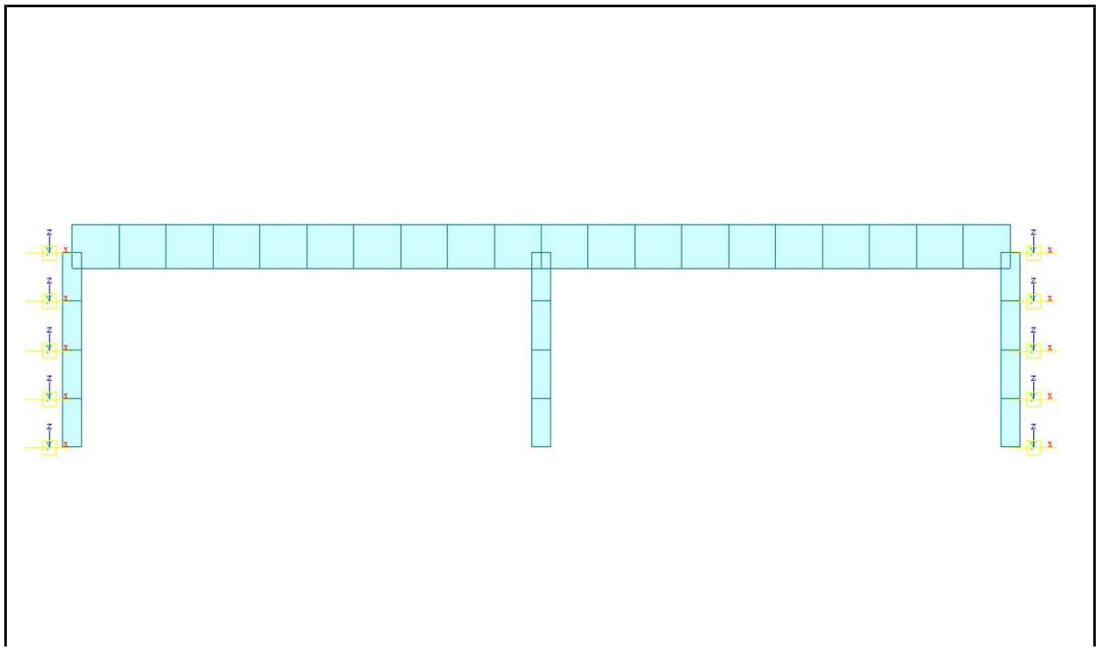
5.6 하 중 조 합

조합 \ 하중	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb 1	1.000	1.000	1.000
Comb 2	1.000	1.000	0.650
Comb 3	0.300	0.300	0.300
Comb 4	0.300	0.300	0.195

※ 횡방향 강성이 매우 크므로 횡방향 지진하중 하중조합은 생략함

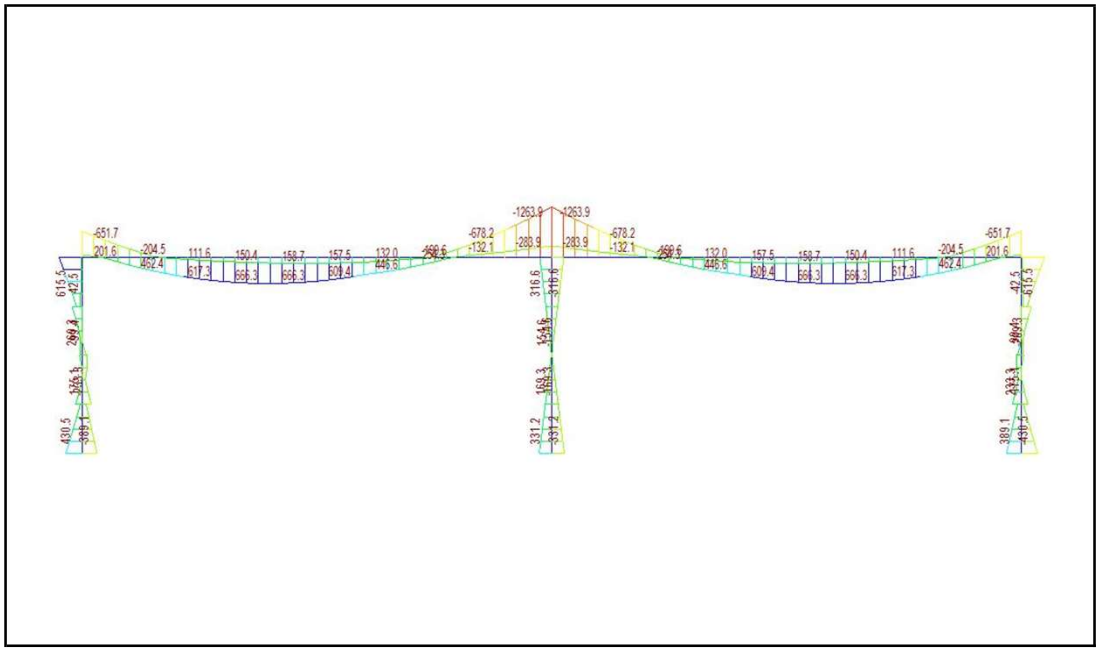
6. MODELING & 구조해석 (지진시)

6.1 MODELING

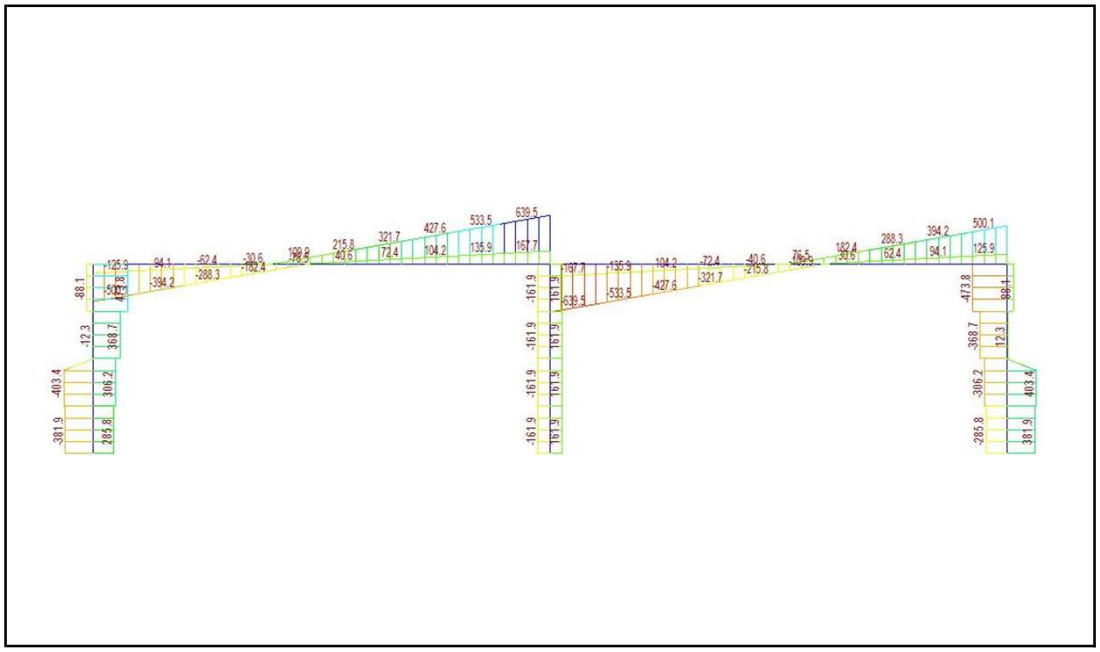


6.2 구조해석 결과 (B.M.D 및 S.F.D)

1) 지진시 (B.M.D)



2) 지진시 (S.F.D)



7. 구조해석 결과 SUMMARY

[구조계산 폭원 : 6.00 m]

구 분			휨모멘트(kN・m)/m		전단력(kN)/m		비 고
			전폭	단위폭	전폭	단위폭	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	651.7	108.6	500.1	83.4	
		중앙부	666.3	111.1	-	-	
		우측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6	
	외측2	좌측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6	
		중앙부	666.3	111.1	-	-	
		우측단부	651.7	108.6	500.1	83.4	
벽 체	상단	전면	615.5	102.6	473.8	79.0	
		배면	42.5	7.1			
	중앙	전면	175.1	29.2	403.4	67.2	
		배면	233.3	38.9			
	하단	전면	430.5	71.8	381.9	63.7	
		배면	389.1	64.9			

구 분		휨모멘트 (kN・m)/m	축력 (Kn)	전단력 (Kn)	비 고
기둥	최대 휨모멘트시	331.200	1432.000	161.900	
	최대 축력시	313.200	1437.300	153.600	단위길이당 축력 : 239.55

8. 안전검토 (1.4 철근배근 참고)

8.1 상부슬래브 외측1 좌측단부

□ 기본사항

Mu	108.617 kN·m	Vu	83.350 kN	Φ_m	0.850
H	900 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	860 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

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

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (860 − 23.365 / 2) / 1000000

= 343.691 kN·m > M_u = 108.617 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 860 mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

= { 0.8 × (1 / 6) × √ 24 × 1,000 × 860 } / 1000

= 561.750 kN > V_u = 83.350 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 280.875 kN > V_u = 83.350 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.2 상부슬래브 외측1 중앙부

□ 기본사항

Mu	111.050 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	900 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	860 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

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

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (860 − 23.365 / 2) / 1000000

= 343.691 kN·m > M_u = 111.050 kN·m ∴ O.K

8.3 상부슬래브 외측1 우측단부

□ 기본사항

Mu	210.65 kN·m	Vu	106.58 kN	Φ_m	0.850
H	900 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	860 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (860 − 23.365 / 2) / 1000000

= 343.691 kN·m > M_u = 210.650 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 860 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 860 / 1000

= 561.750 kN > V_u = 106.583 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 280.875 kN > V_u = 106.583 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.4 상부슬래브 외측2 좌측단부

□ 기본사항

Mu	210.650 kN·m	Vu	106.583 kN	Φ_m	0.850
H	900 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	860 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (860 − 23.365 / 2) / 1000000

= 343.691 kN·m > M_u = 210.650 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 860 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 860 / 1000

= 561.750 kN > V_u = 106.583 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 280.875 kN > V_u = 106.583 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.5 상부슬래브 외측2 중앙부

□ 기본사항

Mu	111.050 kN·m	Vu	0.000 kN	Φ_m	0.850
H	900 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	860 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (860 − 23.365 / 2) / 1000000

= 343.691 kN·m > M_u = 111.050 kN·m ∴ O.K

8.6 상부슬래브 외측2 우측단부

□ 기본사항

Mu	108.62 kN·m	Vu	83.35 kN	Φ_m	0.850
H	900 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	860 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (860 − 23.365 / 2) / 1000000

= 343.691 kN·m > M_u = 108.617 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 860 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 860 / 1000

= 561.750 kN > V_u = 83.350 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 280.875 kN > V_u = 83.350 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.7 기둥

▶ 마두교 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 마두교

2) 설계조건

설계 기준강도 : fck = 24 MPa, fy = 300 MPa
재료 탄성계수 : Ec = 25790 MPa, Es = 200000 MPa
강도 감소계수 : Øc = 0.65, Øf = 0.85

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 400.00 mm
단 면 높 이 (H) : 6000.00 mm
철근 피복두께(d') : 100.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 4000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 1.20
유효길이계수 (Ky) : 1.20
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : D16 × 96ea = 19065.6 ㎟ (dc = 100.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 19065.6 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1432.000 KN

계수모멘트(X) : Mux = 331.200 KN·m
Mux.ns= 331.200 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 2.8
Y축 세장비 : λy = 41.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.014

X축 확대모멘트 : δMux = 331.200 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 331.200 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 590.82 mm
작 용 편 심 : e = 231.28 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3933.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 27281.600 + 2614.598 + -1049.390 = 28846.809 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 36239.059 + 3885.669 + 2434.720 = 42559.447 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1475.36 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 18750.43 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 27663.64 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.794 %

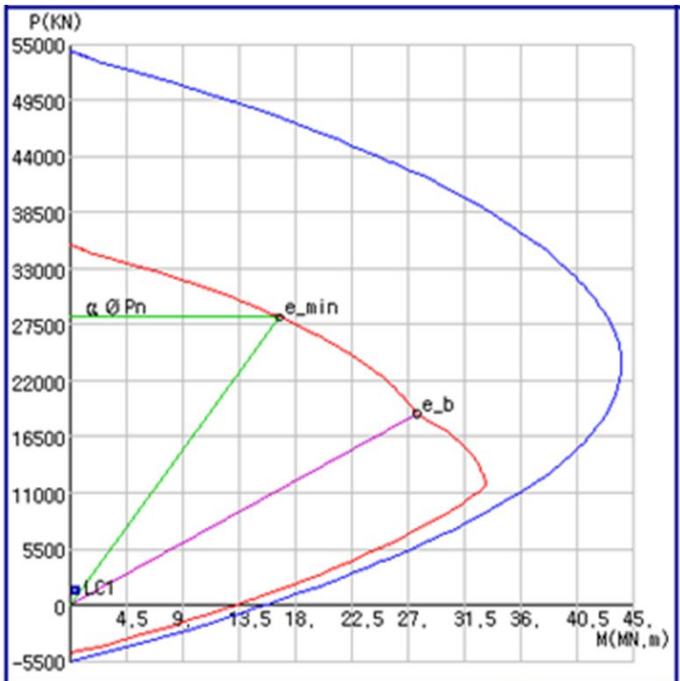
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 5760.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000096 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 43432.594 KN
Mn = αPn × e_min = 25660.753 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800

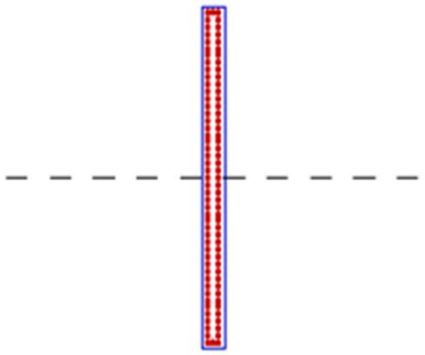
설계축하중강도 : α ØPn = 28231.185 KN ≥ Pu = 1432.000 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 16679.489 KN · m ≥ Mu = 331.200 KN · m ∴ O.K



fck	=	24 MPa
fy	=	300 MPa
Ec	=	25790 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	7.200 E+12 mm⁴
Iy	=	3.200 E+10 mm⁴
Ag	=	2.400 E+06 mm²
Lu	=	4000.0 mm
Kx	=	1.20
Ky	=	1.20
ρ	=	0.794 %
Pu	=	1432.000 KN
Mu	=	331.200 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 590.818 mm

ØP_min = 28231.190 KN

ØM_min = 16679.490 KN · m

▷ 평형 편심 상태

eb = 1475.361 mm

ØPb = 18750.430 KN

ØMb = 27663.640 KN · m

▷ 작용편심에서의 설계강도

e < e_min ∴ 최소편심구간

ØPn = 28231.190 KN(=ØPmin)

ØMn = 16679.490 KN · m(=ØMmin)

▷ 사용철근량

A_rebar = 19065.600 mm²

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 1437.300 KN

계수모멘트(X) : Mux = 313.200 KN·m
Mux.ns= 313.200 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 2.8
Y축 세장비 : λy = 41.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.014

X축 확대모멘트 : δMux = 313.200 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 313.200 KN·m
중립축 회전각 : Θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 590.82 mm
작 용 편 심 : e = 217.91 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = εcu / (εcu + εyd) x d = 3933.333 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 27281.600 + 2614.598 + -1049.390 = 28846.809 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 36239.059 + 3885.669 + 2434.720 = 42559.447 KN·m

평 형 편 심 : eb = 1475.36 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.0015
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6500
평 형 축 하 중 : ØPb = 18750.43 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 27663.64 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

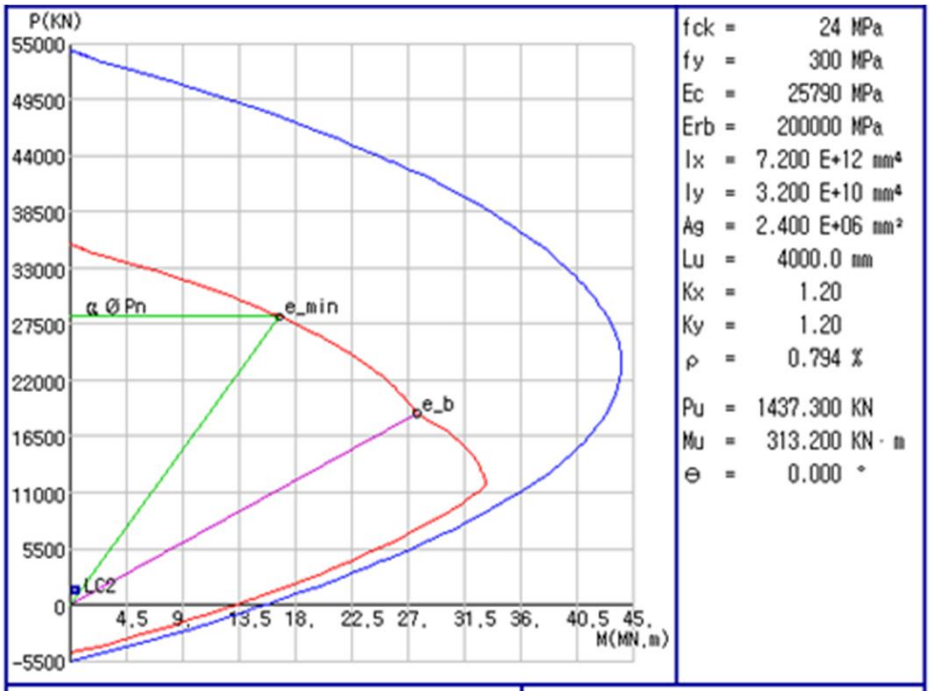
③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 0.794 %

계수축력 Pu < 0.1 · fck · Ag = 5760.000 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000096 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α × {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 43432.594 KN
Mn = αPn × e_min = 25660.753 KN · m

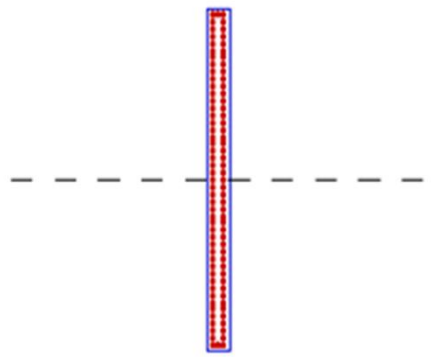
강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 28231.185 KN ≥ Pu = 1437.300 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 16679.489 KN · m ≥ Mu = 313.200 KN · m ∴ O.K



fck = 24 MPa
fy = 300 MPa
Ec = 25790 MPa
Erb = 200000 MPa
Ix = 7.200 E+12 mm⁴
Iy = 3.200 E+10 mm⁴
Ag = 2.400 E+06 mm²
Lu = 4000.0 mm
Kx = 1.20
Ky = 1.20
ρ = 0.794 %

Pu = 1437.300 KN
Mu = 313.200 KN · m
θ = 0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
e_min = 590.818 mm
ØP_min = 28231.190 KN
ØM_min = 16679.490 KN · m
▷ 평형 편심 상태
eb = 1475.361 mm
ØPb = 18750.430 KN
ØMb = 27663.640 KN · m
▷ 작용편심에서의 설계강도
e < e_min ∴ 최소편심구간
ØPn = 28231.190 KN(=ØPmin)
ØMn = 16679.490 KN · m(=ØMmin)
▷ 사용철근량
A_rebar = 19065.600 mm²

8.8 기둥 - 전단검토

□ 전단검토

Vu	161.900 kN	기둥폭	6000.00 mm	Φ_v	0.800
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa	형식	사각

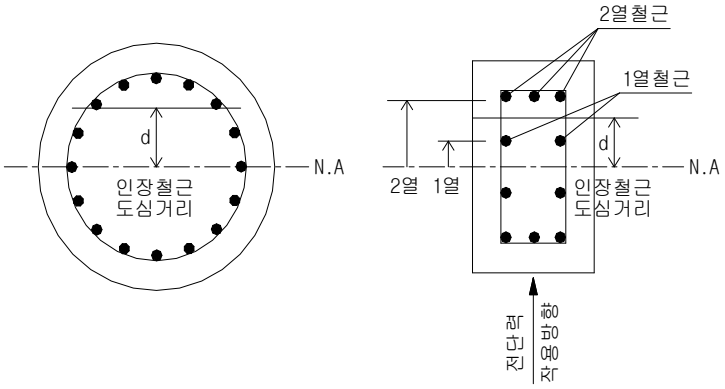
[원형단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	피복	개수	철근단면적	비 고
1단	0	0	0	-	-
2단	-	-	-	-	-
계				-	-

[사각단면 주철근] [단위: mm]

구분	철근직경	도심거리	개수	철근단면적	비 고
1열	16	0.1	96	19,066	-
2열				-	-
3열				-	-
4열				-	-
5열				-	-
계				19,066	-

< d 값 산출 개념도 >



d = 275 mm (인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리)

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= \{ 0.8 \times (1 / 6) \times \sqrt{24} \times 6,000 \times 275 \} / 1000$

$= 1077.775$ kN > V_u = 161.900 kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c$ = 538.888 kN > V_u = 161.900 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.9 벽체 상단 내측

□ 기본사항

Mu	102.583 kN·m	Vu	78.967 kN	Φ_m	0.850
H	500 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	460 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (460 − 23.365 / 2) / 1000000

= 181.633 kN·m > M_u = 102.583 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 360 / 1000

= 235.151 kN > V_u = 78.967 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 117.576 kN > V_u = 78.967 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.10 벽체 상단 외측

□ 기본사항

Mu	7.083 kN·m	Vu	78.967 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (360 − 23.365 / 2) / 1000000

= 141.119 kN·m > M_u = 7.083 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 360 / 1000

= 235.151 kN > V_u = 78.967 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 117.576 kN > V_u = 78.967 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.11 벽체 중앙 내측

□ 기본사항

Mu	29.183 kN·m	Vu	67.233 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

ΦM_n = Φ A_s f_y (d − a/2)

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (360 − 23.365 / 2) / 1000000

= 141.119 kN·m > M_u = 29.183 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 360 / 1000

= 235.151 kN > V_u = 67.233 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 117.576 kN > V_u = 67.233 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.12 벽체 중앙 외측

□ 기본사항

Mu	38.883 kN·m	Vu	67.233 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (360 − 23.365 / 2) / 1000000

= 141.119 kN·m > M_u = 38.883 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 360 / 1000

= 235.151 kN > V_u = 67.233 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 117.576 kN > V_u = 67.233 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.13 벽체 하단 내측

□ 기본사항

Mu	71.750 kN·m	Vu	63.650 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	-

TOTAL 1588.8 ㎟

a = 1,588.8 × 300 / (0.850 × 24 × 1,000) = 23.365 mm

ΦM_n = $\Phi A_s f_y (d - a/2)$

= 0.850 × 1,588.8 × 300 × (360 − 23.365 / 2) / 1000000

= 141.119 kN·m > M_u = 71.750 kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

d = 360 mm

$\Phi_v V_c$ = Φv × 1/6 × √fck × bo × d

= 0.800 X (1 / 6) X √(24) X 1,000 × 360 / 1000

= 235.151 kN > V_u = 63.650 kN ∴ O.K

1/2 $\Phi_v V_c$ = 117.576 kN > V_u = 63.650 kN ∴ **전단철근 필요 없음**

8.14 벽체 하단 외측

□ 기본사항

Mu	64.850 kN·m	Vu	63.650 kN	Φ_m	0.850
H	400 mm	dc	40 mm	Φ_v	0.800
d(휨)	360 mm	b	1000 mm		
fck	24 Mpa	fy	300 Mpa		

□ 휨검토

단 위	철근직경	간 격	단 수	철근단면적	비 고
mm	16	125	1	1588.8	인장부

TOTAL 1588.8 ㎟

$a = 1,588.8 \times 300 / (0.850 \times 24 \times 1,000) = 23.365$ mm

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

$= 0.850 \times 1,588.8 \times 300 \times (360 - 23.365 / 2) / 1000000$

$= 141.119$ kN·m > $M_u = 64.850$ kN·m ∴ O.K

□ 전단검토(전단위험단면의 값을 적용, 벽체전면에서 d떨어진 지점)

$d = 360$ mm

$\Phi_v V_c = \Phi v \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times bo \times d$

$= 0.800 \times (1 / 6) \times \sqrt{(24)} \times 1,000 \times 360 / 1000$

$= 235.151$ kN > $V_u = 63.650$ kN ∴ O.K

$1/2\ \Phi_v V_c = 117.576$ kN > $V_u = 63.650$ kN ∴ **전단철근 필요 없음**

9. 안전검토결과 요약

구 분			휨검토(kN・m)			전단검토(kN)			비 고
			ΦM_n	Mu	판정	ΦVn	Vu	판정	
상부 슬래브	외측1	좌측단부	343.69	108.62	O.K	561.75	83.35	O.K	
		중앙부	343.69	111.05	O.K	-	-	-	
		우측단부	343.69	210.65	O.K	561.75	106.58	O.K	
	외측2	좌측단부	343.69	210.65	O.K	561.75	106.58	O.K	
		중앙부	343.69	111.05	O.K	-	-	-	
		우측단부	343.69	108.62	O.K	561.75	83.35	O.K	
벽 체	상단	전면	181.63	102.58	O.K	235.15	78.97	O.K	
		배면	141.12	7.08	O.K	235.15	78.97	O.K	
	중앙	전면	141.12	29.18	O.K	235.15	67.23	O.K	
		배면	141.12	38.88	O.K	235.15	67.23	O.K	
	하단	전면	141.12	71.75	O.K	235.15	63.65	O.K	
		배면	141.12	64.85	O.K	235.15	63.65	O.K	

구 분		P-M 상관 검토			전단검토(kN)			비 고
		Mu (kN・m)	P (kN)	판정	ΦVn	Vu	판정	
기 둥	Mmax	331.20	1432.00	O.K	1077.78	161.90	O.K	기둥 P-M 상관도 참고
	Pmax	313.20	1437.30	O.K				"