

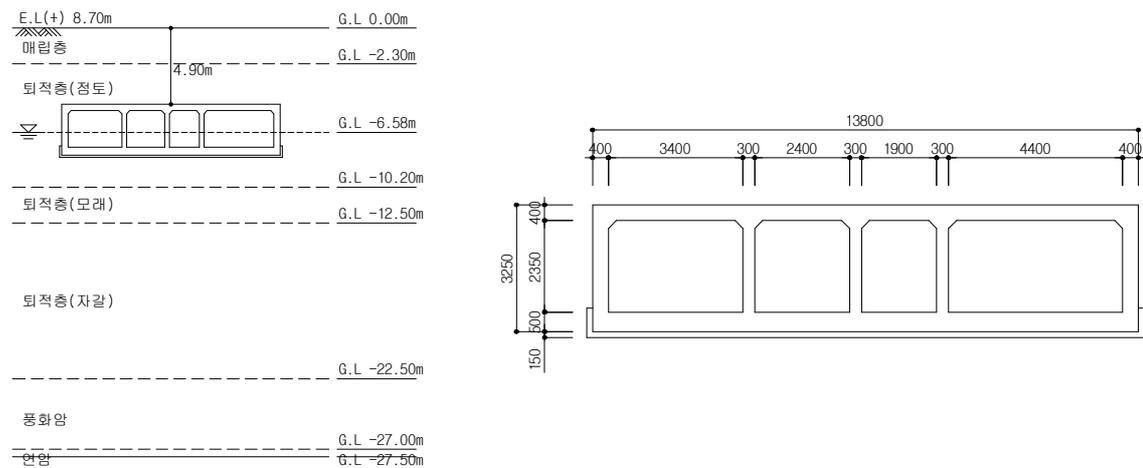
A.1 내진성능 예비평가 예제

A.1.1 일반사항

본 요령 3.2절 자료조사 및 정리'의 절차에 따라 사전자료조사를 실시하며, 그 결과에 따라 예비평가를 실시한다. 본 예제에서 사전자료조사로 얻어진 사항은 다음과 같다.

- (1) 공동구의 설계 : 1996년도
- (2) 공동구의 현 관리인원 : 8명
- (3) 공동구의 총 연장 : 15km
- (4) 최근 정밀안전점검 등급결과 : B등급

예비평가를 위한 예제의 공동구는 지진구역 I, 기반암은 연암으로 지표면 하 27.5m(G.L. -27.5m)에 위치한다. 토층 평균전단파 속도는 약 313m/s로, 해당지역의 지반분류체계는 S_4 지반(깊고 단단한 지반)으로 분류된다. 본 예제의 공동구가 위치한 지반조건 및 표준단면은 그림 1-1과 같다.



(a) 지반조건 및 공동구의 위치

(b) 공동구 단면도

<그림 1-1> 지반조건 및 단면 제원

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

A.1.2 영향도

(1) 공동구 총연장 (20)

· 예비평가를 위한 공동구의 총 연장은 15km로, 영향도 계산을 위한 계산식에 의하여 아래와 같이 총연장에 의한 계산값을 산출 할 수 있다.

$$TL = \min \left[20 \times \left(\frac{L}{30} \right), 20 \right] = \min \left[20 \times \left(\frac{15}{30} \right), 20 \right] = 10$$

(2) 공동구 관리인원 (20)

· 예비평가를 위한 공동구의 관리인원은 8명으로, 영향도 계산을 위한 계산식에 의하여 아래와 같이 관리인원에 의한 계산값을 산출 할 수 있다.

$$MN = \min \left[20 \times \left(\frac{N}{20} \right), 20 \right] = \min \left[20 \times \left(\frac{8}{20} \right), 20 \right] = 8$$

A.1.3 지진도

(1) 지반등급 (15)

· 예비평가를 위한 공동구의 하부지층 주상도에 근거하여 관정된 지반등급은 S₄등급으로, 지진도 계산을 위한 계산식에 의하여 아래와 같이 지반조건을 고려한 계산값을 산출 할 수 있다.

$$ST = 15 \times \left(\frac{N}{6} \right) = 15 \times \left(\frac{2}{6} \right) = 5$$

(2) 지진구역 (15)

· 예비평가를 위한 공동구가 위치한 지역의 지진구역(I 구역)에 근거하여, 아래와 같이 지반구역을 고려한 지진도를 산출 할 수 있다.

$$SZ=15$$

A.1.4 취약도

(1) 노후정도 (20)

· 예비평가를 위한 공동구의 노후도는 가장 최근 실시된 정밀안전점검 안전등급에 의하여 평가할 수 있다. 예제공동구의 최근 정밀안전점검 안전등급은 ‘B’등급으로 확인되어 아래와 같이 노후정도에 따른 취약도 기여점수를 평가할 수 있다.

$$DE=5$$

(2) 지하수위 (10)

· 예비평가를 위한 공동구의 지반조사자료 참조결과, 연중 평균지하수위는 공동구 구조물 상, 하단 사이에 위치하여, 지하수위에 따른 취약도는 아래와 같이 평가할 수 있다.

$$WT=5$$

A.1.5 종합평가

예비평가를 위한 공동구의 기초 조사자료에 근거하여 산정된 영향도, 지진도, 취약도의 총합으로 결정된 예비평가지수의 값은 아래와 같으며, 이에 기반하여

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

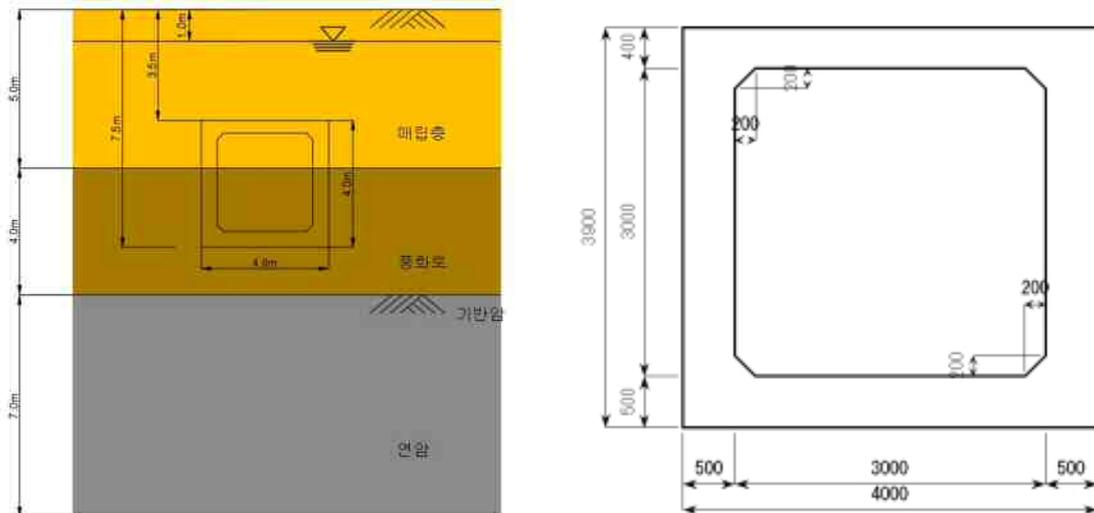
예제공동구의 상세평가 우선순위를 결정할 수 있다.

$$\text{예비평가 지수} = TL + MN + ST + SZ + WT + DE = 10 + 8 + 5 + 15 + 5 + 5 = 48 \leq 100$$

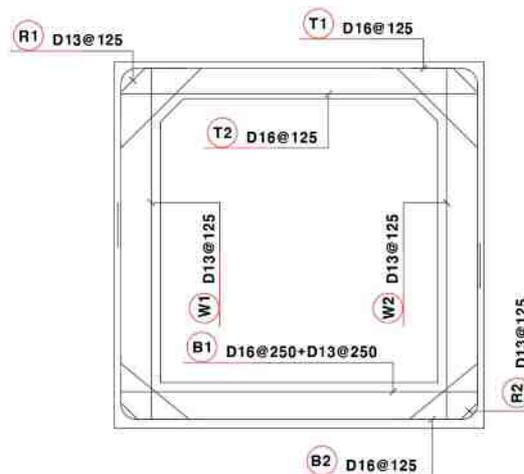
A.2. 응답변위법(단일코사인 방식)

본 예제는 지중변위의 산정시 단일코사인 방식을 적용하는 경우에 대해 다루도록 한다. 평가요령에 따르면 ‘기반면 위의 지층의 깊이별 전단파속도가 유사한 경우 단일층으로 가정하고 단일코사인을 사용할 수 있다.’ 라고 규정하고 있으며 이는 기반면 위의 지층내부에 토사층과 전단파속도의 차이가 큰 풍화암 등이 출현하지 않는 조건에 해당한다.

가. 지반조건 및 단면제원



<그림 2-1> 지반조건 및 단면제원



<그림 2-2> 철근배근도

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

지반의 물성치는 아래와 같다. 지반조사 및 동적시험을 통하여 별도로 동적 물성치를 산정한 경우는 산정된 동적물성치를 적용한다. 본 예제는 전단파 속도와 기본적인 설계정수로 평가요령에서 제시하고 있는 수식에 따라 동적 물성치를 추정하는 경우에 대한 예를 제시한다.

<표 2-1> 지반의 물성치

지반 구분	초기전단파속도 V_{si} (m/s)	설계전단파속도* $V_{DSi} = C \times V_{si}$	단위중량 (γ , kN/m ³)	포아송비 ν	전단탄성계수** G_D (kN/m ²)	탄성계수*** E_D (kN/m ²)
매립층	136	108.8	17.7	0.35	21,358.1	57,666.8
풍화토	275	220	19	0.32	93,741.1	247,476.5
연암	1,200	1,200	24	0.28	3,522,935.8	9,018,715.6

* C : 지반변형에 대한 보정계수 $C = \begin{cases} 0.8 < 360m/s \\ 1.0 \geq 360m/s \end{cases}$

** 전단탄성계수 : $G_D = (\gamma_t/g)(V_{Ds})^2$, *** 탄성계수 : $E = 2(1+\nu)(\gamma_t/g)(V_{Ds})^2$

지반변형에 대한 보정계수 C 는 표층지반의 고유주기 산정시는 적용되지 않으며 전단탄성계수와 탄성계수의 산정시 적용된다.

공동구 구조물의 철근콘크리트 물성과 부재별 단면특성은 아래와 같다.

<표 2-2> 철근콘크리트의 물성치

구조물	설계기준강도 f_{ck} (MPa)	설계탄성계수 E_c (MPa)	포아송비, ν
철근콘크리트	24	25,811	0.17

- 콘크리트 설계기준강도 : $f_{ck} = 24$ MPa

- 설계탄성계수 : $E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$, 보통중량골재를 사용한 콘크리트($m_c = 2,300$ kg/m³)의 경우,

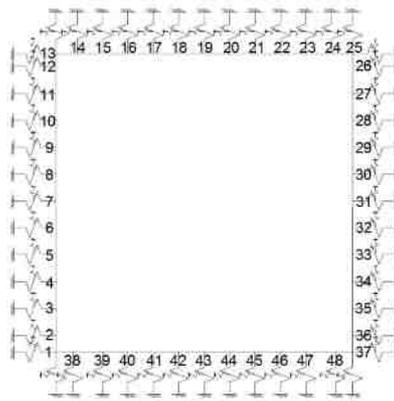
($f_{cu} = f_{ck} + 4$), f_{ck} 가 40MPa이하일때

<표 2-3> 공동구 단면특성

부재구분	종방향 유효폭 B (m)	두께 H (m)	단면적 A = BH (m ²)	단면 2차 모멘트 I = 1/12 · bh ³ (m ⁴)
상부 슬래브	1	0.4	0.4	0.00533
측벽	1	0.5	0.5	0.01042
하부 슬래브	1	0.5	0.5	0.01042

나. 응답변위법에 따른 내진성능평가

1) 구조해석모델



<그림 2-3> 구조해석모델

2) 지진하중 산정

- 지진구역 : I 구역
- 내진등급 : I 등급
- 위험도계수 : I=0.57 (기능수행수준), I=1.4 (붕괴방지수준)
- 지진구역계수 : Z = 0.11
- 기반암 지반분류 : S₁(암반 지반, 기반암 깊이 1.0m 미만)
- 유효수평지반가속도(S) : S = Z × I, 0.0627g(기능수행수준), 0.154g(붕괴방지수준)

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

① 표층지반의 설계고유주기(T_s) 산정

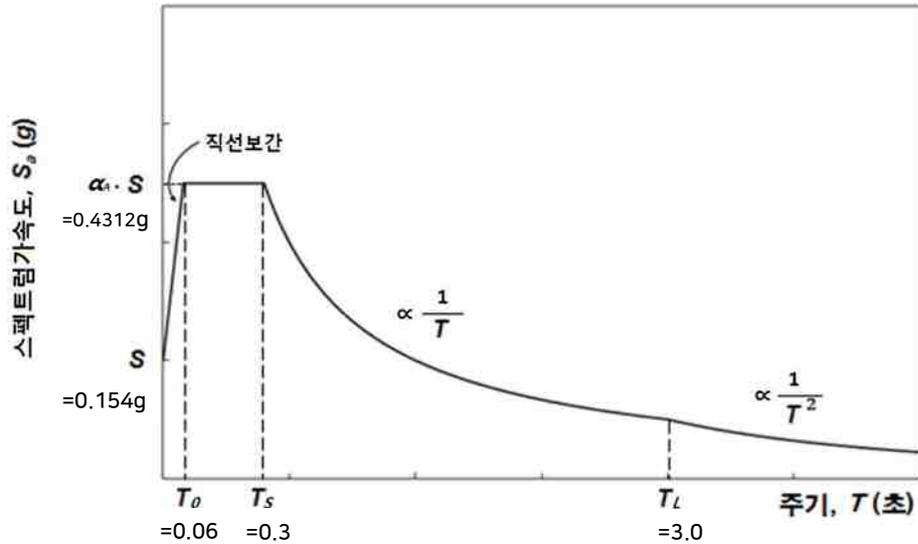
지반조건에 제시된 바와 같이 예제의 기반면 상부지층(표층지반)은 2개의 층으로 구성되며 표층지반의 설계고유주기를 산정하면 다음과 같다. 이때 적용되는 전단파속도는 지반변형에 대한 보정계수 C 를 적용하지 않으며 초기 전단파속도를 적용함에 유의해야 한다.

<표 2-4> 표층지반의 특성치(T_G)와 설계고유주기(T_s)

구분	내용	
표층지반의 특성치	$T_G = \sum(4H_i/V_{Si}),$	
	1	0.147 sec
	2	0.058 sec
	Σ	0.205 sec
표층지반의 설계고유주기	$T_s = 1.25T_G = 0.257 \text{ sec}$	

② 기반면에서의 설계속도 응답스펙트럼(S_v) 산정

본 예제의 기반면은 연암층의 상부로 암반지반에 해당하며 이에 대한 가속도 표준설계응답스펙트럼은 아래와 같다.



<그림 2-4> 기반면에서의 설계응답스펙트럼

부록 A. 내진성능 예비평가 예제

기반면에서의 설계가속도 스펙트럼은 감쇠율에 대한 보정계수를 곱하여 적용한다. 감쇠비는 기능수행수준의 경우 $\xi=10$, 붕괴방지수준의 경우 $\xi=20$ 을 적용한다.

<표 2-5> 감쇠보정계수 C_D

주기(T , sec)	$T=0$	$0 \leq T \leq T_o(=0.06)$	$T_o \leq T$
C_D	모든 감쇠비에 대해서 1.0	$T=0$ 일 때, 1.0 $T=T_o$ 일 때, $\left(\frac{6.42}{1.42+\xi}\right)^{0.48}$ 그 사이는 직선보간	$\left(\frac{6.42}{1.42+\xi}\right)^{0.48}$
C_D (기능수행수준)	1.0	1 ~ 0.758	0.758
C_D (붕괴방지수준)	1.0	1 ~ 0.561	0.561

표층지반의 설계고유주기가 0.257sec 이므로 감쇠보정계수는 위와 같이 결정되며 기반면에서의 속도응답스펙트럼은 감쇠비를 적용하고 「내진설계 일반(KDS 17 10 00)」 4.4.2(5)②에 따라 구한 암반지반 지반운동의 가속도 설계응답스펙트럼을 직접 적분하여 구할 수 있다. 이때, 환산식은 아래의 해석식을 이용한다.

$$S_v = \frac{T}{2\pi} S_a$$

여기서, S_v : 스펙트럼속도 (m/s)

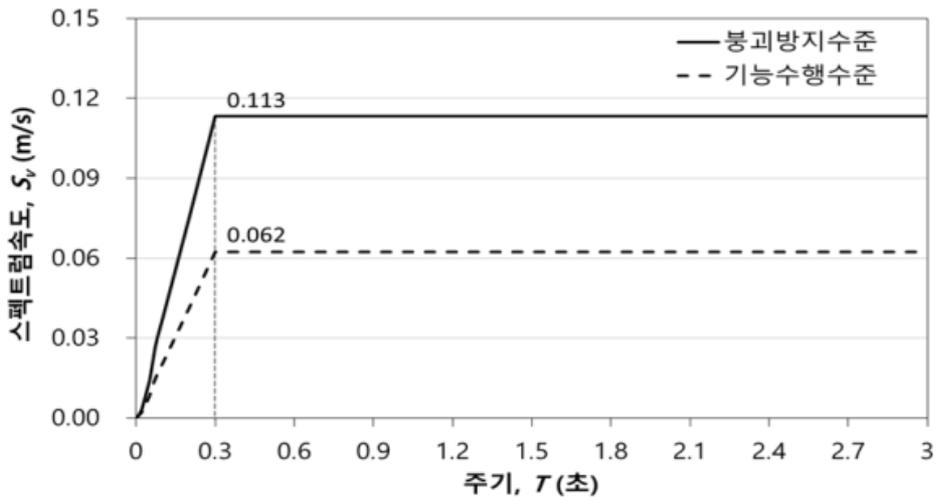
S_a : 스펙트럼가속도 (m/s²)

T : 고유주기 (s)

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

<표 2-6> 기반면의 속도응답스펙트럼 S_v

주기(T , sec)	S_v (기능수행수준)	S_v (붕괴방지수준)
$T=0$	0	0
$0 \leq T \leq T_o(=0.06)$	$T=0.06$ $S_v = \frac{0.06}{2\pi}(1+30 \times 0.06) \times 0.0627 \times 9.81$ $= 0.0164$ 감쇠보정계수 적용 $C_D = 0.758$ $S_v = 0.0164 \times 0.758 = 0.0124$	$T=0.06$ $S_v = \frac{0.06}{2\pi}(1+30 \times 0.06) \times 0.154 \times 9.81$ $= 0.0404$ 감쇠보정계수 적용 $C_D = 0.561$ $S_v = 0.0404 \times 0.561 = 0.0227$
$T_o \leq T \leq T_s(=0.3)$	$T=0.3$ $S_v = \frac{0.3}{2\pi} \times 2.8 \times 0.0627 \times 9.81$ $= 0.0822$ 감쇠보정계수 적용 $C_D = 0.758$ $S_v = 0.0822 \times 0.758 = 0.062$	$T=0.3$ $S_v = \frac{0.3}{2\pi} \times 2.8 \times 0.154 \times 9.81$ $= 0.2019$ 감쇠보정계수 적용 $C_D = 0.561$ $S_v = 0.2019 \times 0.561 = 0.113$
$T_s \leq T \leq T_L(=3.0)$	$T=3.0$ $S_v = \frac{3.0}{2\pi} \times \frac{0.84}{3} \times 0.0627 \times 9.81$ $= 0.0822$ 감쇠보정계수 적용 $C_D = 0.758$ $S_v = 0.0822 \times 0.758 = 0.062$	$T=3.0$ $S_v = \frac{3.0}{2\pi} \times \frac{0.84}{3} \times 0.154 \times 9.81$ $= 0.2019$ 감쇠보정계수 적용 $C_D = 0.561$ $S_v = 0.2019 \times 0.561 = 0.113$



<그림 2-5> 암반지반 기반면에서의 설계속도응답스펙트럼

부록 A. 내진성능 예비평가 예제

표층지반의 속도응답스펙트럼 값은 표층지반의 설계고유주기가 0.257sec 이므로 위 수식에서 다음과 같이 산정한다.

<표 2-7> 성능수준별 기반면에서의 속도응답스펙트럼 값

구분	기능수행수준	붕괴방지수준
표층지반의 설계고유주기	$T_s = 1.25T_G = 0.257\text{sec}$	$T_s = 1.25T_G = 0.257\text{sec}$
기반면 속도응답스펙트럼	$T = 0.257$ $S_v = \frac{0.257}{2\pi} \times 2.8 \times 0.0627 \times 9.81$ $= 0.070$ 감쇠보정계수 적용 $C_D = 0.758$ $S_v = 0.070 \times 0.758 = 0.0533$	$T = 0.257$ $S_v = \frac{0.257}{2\pi} \times 2.8 \times 0.154 \times 9.81$ $= 0.173$ 감쇠보정계수 적용 $C_D = 0.561$ $S_v = 0.173 \times 0.561 = 0.0969$

③ 지반반력계수(K_V, K_H, K_{SS}, K_{SB}) 산정

공동구의 경우 가시설을 적용한 수직 터파기로 구조물이 시공되는 경우가 많으므로 지진력에 의한 주변지반의 저항은 원지반 지층으로 고려할 수 있다. 따라서 본 예제에서는 구조물이 위치한 원지반의 지층에 대한 지반반력을 산정, 지반스프링계수 및 지진 토압의 산정에 적용하였다. 깎기 사면을 통한 터파기 공사로 구조물을 시공할 경우는 저면을 제외한 주변지반에 대해 되메움 토사의 물성을 적용할 수 있다.

<표 2-8> 상판 및 저판의 지반반력계수

구분		기능수행수준 / 붕괴방지수준
매립층	E_D	57,666.8 (kN/m ²)
	k_{v0}, k_{h0}	$E_D/0.3 = 192,222.6$ (kN/m ³)
풍화토	E_D	247,476.5 (kN/m ²)
	k_{v0}, k_{h0}	$E_D/0.3 = 824,921.5$ (kN/m ³)

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

<표 2-9> 측벽의 지반반력계수

구 분		기능수행수준 / 붕괴방지수준		비 고
상부 슬래브 (매립층)	K_V	$= k_{v0}(B_v/0.3)^{-3/4} = 27,548.7 \text{ kN/m}^3$		$B_v=4.0\text{m}$
	K_{SB}	$= K_V/3.5 = 7,871.0 \text{ kN/m}^3$		
벽 체 (매립층)	K_H	$= k_{h0}(B_h/0.3)^{-3/4} = 27,548.7 \text{ kN/m}^3$		$B_h=4.0\text{m}$
	K_{SS}	$= K_H/3.5 = 7,871.0 \text{ kN/m}^3$		
벽 체 (풍화토)	K_H	$= k_{v0}(B_v/0.3)^{-3/4} = 118,224.8 \text{ kN/m}^3$		
	K_{SS}	$= K_V/3.5 = 88,778.5 \text{ kN/m}^3$		
저 관 (풍화토)	K_V	$= k_{v0}(B_v/0.3)^{-3/4} = 118,224.8 \text{ kN/m}^3$		$B_v=4.0\text{m}$
	K_{SB}	$= K_V/3.5 = 88,778.5 \text{ kN/m}^3$		

④ 스프링계수(K_{Vi} , K_{SBi} , K_{Hi} , K_{SSi}) 산정

본 예제에서는 상관과 표층지반이 일체 거동하는 경우로 판단하여 4면 지지모형을 적용하며 지반스프링을 4면에 적용하는 방법으로 모델링하였다. 아래에 설명된 지반스프링은 지진하중의 적용시 사용되는 모델에서의 지반스프링이며 상시하중에 의한 해석의 경우는 기존의 방식에 따라 저면에 대한 지반스프링만을 적용하며 별도로 산정하여야 한다.

<표 2-10> 저관의 스프링계수

저관 절점		A_i (m)	기능수행수준 / 붕괴방지수준	
			연직 K_{Vi}^* (kN/m/m)	전단 K_{SBi}^{**} (kN/m/m)
1	37	0.35	41,379	11,822
38	48	0.275	32,512	9,289
39	47	0.325	38,423	10,978
10~46		0.3	35,467	10,134

* $K_{Vi} = A_i \times K_V$, ** $K_{SBi} = A_i \times K_{SB}$

<표 2-11> 상판의 스프링계수

상판 절점		A _i (m)	기능수행수준 / 붕괴방지수준	
			연직 K _{V_i} [*] (kN/m/m)	전단 K _{SB_i} ^{**} (kN/m/m)
13	25	0.375	10,331	2,952
14	24	0.275	7,576	2,165
15~23		0.3	8,265	2,361

* K_{V_i} = A_i × K_V, ** K_{SB_i} = A_i × K_{SB}

<표 2-12> 측벽의 스프링계수

측벽 절점		A _i (m)	기능수행수준 / 붕괴방지수준	
			수평 K _{H_i} [*] (kN/m/m)	전단 K _{SS_i} ^{**} (kN/m/m)
13	25	0.28	7,575.9	2,164.5
12	26	0.24	6,473.9	1,849.7
11,10	27,28	0.32	8,815.6	2,518.7
9	29	0.26	7,024.9	2,007.1
8	30	0.32	23,323.8	6,663.9
7	31	0.39	45,516.5	13004.73
6~3	32~35	0.32	37,831.9	10809.12
2	36	0.26	30,738.4	8782.41
1	37	0.35	26,600.6	7600.17

* K_{H_i} = A_i × K_H, ** K_{SS_i} = A_i × K_{SS}

⑤ 지반변위(U_h) 산정

본 예제는 지중변위의 산정시 단일코사인 방식을 적용하는 경우로 아래의 수식에 따라 지반변위를 산정한다.

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} \times S_v \times T_s \times \cos\left(\frac{\pi z}{2H_s}\right)$$

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

여기서, S_v : 표층지반의 고유주기에 해당되는 기반암 속도응답스펙트럼(m/s)

T_G : 표층지반의 특성값, $\sum(4H_i/V_{si})$

T_s : 표층지반의 고유주기, $1.25T_G$

V_{si} : i층 지반의 평균전단파속도(m/s)

H_i : I층 지반의 두께(m)

H_s : 표층지반의 두께(m)

<표 2-13> 지반변위(U_h)

심도(m)	지반변위($U_h(x)$, m)*		비고
	기능수행	붕괴방지	
3.50	0.0022714	0.0041251	상부슬래브 상면
3.70	0.0022145	0.0040218	상부슬래브
3.85	0.0021701	0.0039411	
4.17	0.0020703	0.0037599	
4.49	0.0019641	0.0035671	
4.81	0.0018518	0.0033631	
5.00	0.0017824	0.0032369	
5.45	0.0016102	0.0029243	
5.77	0.0014817	0.0026909	
6.09	0.0013485	0.0024491	
6.41	0.0012112	0.0021996	
6.73	0.0010701	0.0019433	
7.05	0.0009256	0.0016810	
7.25	0.0008338	0.0015143	하부슬래브
7.5	0.0007177	0.0013034	하부슬래브 저면

⑥ 지진토폴압(P_z) 산정

본 예제는 4면 지지모형을 적용하므로 상판의 상면에 작용하는 지반변위하중을 별도로 산정하여 적용한다. 이때 상대변위 값은 구조물 저면에 대한 상부슬래브 상면의 값

으로 산정하여 적용한다.

$$\text{상판 상면의 지진도압} : p_{(0)} = K_{SB} \times (U_h(z_U) - U(z_B))$$

<표 2-14> 상판 상면의 지진도압($p_{(0)}$)

심도 (m)	상대변위(m)		측벽지진도압 ($p_{(0)}$, kN/m)	
	기능수행	붕괴방지	기능수행	붕괴방지
3.5	0.0015537	0.0028217	12.229	22.210

측벽의 지진도압은 아래와 같이 산정된다. 이때 상대변위 값은 구조물 저면에 대한 모델링 절점 위치의 값으로 산정하여 적용한다.

$$\text{측벽 지진도압} : P_{(z)} = K_H \times (u(z) - u(z_B))$$

<표 2-15> 측벽지진도압($P_{(z)}$)

심도 (m)	측벽 절점	상대변위(m)*		측벽지진도압 ($P_{(z)}$, kN/m)	
		기능수행	붕괴방지	기능수행	붕괴방지
3.70	32	0.0014968	0.0027184	41.24	74.89
3.85	63	0.0014524	0.0026377	40.01	72.67
4.17	64	0.0013527	0.0024566	37.26	67.67
4.49	65	0.0012465	0.0022637	34.34	62.36
4.81	66	0.0011341	0.0020597	31.24	56.74
5.00	67	0.0010647	0.0019336	77.60	140.93
5.45	68	0.0008925	0.0016209	105.52	191.64
5.77	69	0.0007640	0.0013875	90.33	164.04
6.09	70	0.0006309	0.0011457	74.58	135.45
6.41	71	0.0004935	0.0008963	58.35	105.96
6.73	72	0.0003524	0.0006400	41.66	75.66
7.05	73	0.0002079	0.0003776	24.58	44.64
7.25	74	0.0001161	0.0002109	13.73	24.94

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

⑦ 주면전단력(τ) 산정

주면전단력은 아래와 같이 산정한다. 주면전단력이 구조물의 외면에 작용하는 값이므로 구조물 상면과 구조물 저면의 위치에 대한 값으로 산정하여 적용한다.

$$\tau = \frac{G_D}{\pi H} \times S_v \times T_s \times \sin\left(\frac{\pi Z}{2H}\right)$$

<표 2-16> 주면전단력(τ)

구분	내 용	주면전단력(τ , kN/m)	
		기능수행	붕괴방지
상관	τ_U	5.929	10.767
저관	τ_B	43.821	79.583
측벽	$\tau_S = \frac{\tau_U + \tau_B}{2}$	24.875	45.175

⑧ 관성력(f) 산정

관성력은 아래와 같이 산정된다. 여기서 K_{hi} 는 해당깊이의 수평방향 지진가속도 a_i 를 g 값으로 나누어준 값을 의미한다.

$$\text{관성력} : f = m_i \times a_i = (w_i/g) \times a_i = w_i \times K_{hi} = (\gamma \times b \times h) \times K_h \times C_U(z)$$

$$\text{깊이에 대한 선형보정값 } C_U(z) = \left(1 - \frac{K_h - S}{H \cdot K_h}\right) z$$

기반면에서의 지진가속도는 $S = Z \times I$ 로 구할 수 있으며 지표면에서의 지진가속도는 $F_a \times S$ 로 산정된다. 따라서 지표에서의 가속도 값을 구하기 위해서는 표층지반의 지반에 대해 분류하여야 하며 그에 따라 내진설계 일반에서 정의한 F_a 값을 산출하여 아래와 같이 적용한다.

<표 2-17> 지표에서의 설계수평가속도(K_h) 값

구분	내 용		비 고
표층지반의 평균전단파속도	$V_{0avg} = \sum(V_{0i} \cdot H_i/H)$		
	1	$135 \times 5/9 = 75.6 \text{ m/sec}$	
	2	$275 \times 4/9 = 122.2 \text{ m/sec}$	
	Σ	$197.78 \text{ m/sec} \Rightarrow S_3 \text{ 지반}$	
지반증폭계수	$F_a = 1.7(S \leq 0.1), 1.5(S = 0.2), 1.3(S = 0.3)$ 중간값은 직선보간		S_3 지반
기반면 설계수평가속도(S)	기능수행수준 : $0.0627 \rightarrow F_a = 1.7$ 붕괴방지수준 : $0.154 \rightarrow F_a = 1.592$ (직선보간)		
지표면 설계수평가속도(K_h)	$K_h = F_a \cdot S = 1.7 \times 0.0627 = 0.1066$ (기능수행수준) $K_h = F_a \cdot S = 1.592 \times 0.154 = 0.2452$ (붕괴방지수준)		

*주의 : 관성력에서 가속도로 표현하고 있는 값은 위에서 설명한 바와 같이 g값으로 나누어진 가속도의 값만을 의미함에 주의 바람.

따라서 구조물 깊이(z)에 따른 설계수평가속도는 다음과 같이 산정할 수 있다.

<표 2-18> 구조물 깊이에 따른 설계수평가속도(K_h) 값

구분	기능수행수준	붕괴방지수준
기반면에서의 설계수평가속도(S)	0.0627	0.154
지표면 설계수평가속도(K_h)	0.1066	0.2452
깊이(z)의 직선 보간식 C_u	$K_{hi} = K_h \cdot \left(1 - \frac{K_h - S}{H \cdot K_h} z\right)$ $= 0.1066(1 - 0.045758z)$	$K_{hi} = K_h \cdot \left(1 - \frac{K_h - S}{H \cdot K_h} z\right)$ $= 0.2452(1 - 0.041327z)$

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

<표 2-19> 심도에 따른 설계수평가속도(K_h)

구분	기능수행수준	붕괴방지수준	깊이 (z)
상부슬래브	$K_{hi} = 0.0885$	$K_{hi} = 0.2077$	3.7
측벽 중앙	$K_{hi} = 0.0788$	$K_{hi} = 0.1874$	5.7
하부슬래브	$K_{hi} = 0.0712$	$K_{hi} = 0.1717$	7.25

<표 2-20> 관성력(f)

구분	단위중량 (kN/m^3)	단면적 $A = BH (m^2)$	설계수평가속도(K_h)		관성력(kN/m)	
			기능수행	붕괴방지	기능수행	붕괴방지
상부슬래브	23	0.4	0.0885	0.2077	0.8146	1.9107
측벽 상단부	23	0.5	0.0885	0.2077	1.0183	2.3884
측벽중앙부	23	0.5	0.0788	0.1874	0.9061	2.1554
측벽 하단부 하부슬래브	23	0.5	0.0712	0.1717	0.8192	1.9749

3) 하중조합

본 해석에서 하중조합은 아래와 같이 적용한다. 여기서 주의할 사항은 지진하중에 대한 해석과 지진하중을 제외한 상시하중에 대한 해석을 별도로 수행하여야 한다는 점이며 선형 탄성해석이므로 이 두 결과를 조합하여 단면력을 산출하여야 한다.

① 기능수행수준

$$U = 1.2 D + 1.0 E + 1.0 L + 0.2 S$$

$$U = 0.9 D + 1.0 E + 1.6(\alpha_H H_v + H_h)$$

여기서, D : 고정하중

E : 지진하중 (상판지진토압+측벽지진토압+주면전단력+관성력)

S : 적설하중 (본 예제에서는 해당사항 없음)

L : 활하중 (본 예제에서는 해당사항 없음)

H : 토압 및 수압

② 붕괴방지수준

$$U = 1.0 (D + L + H + E)$$

여기서, D : 고정하중

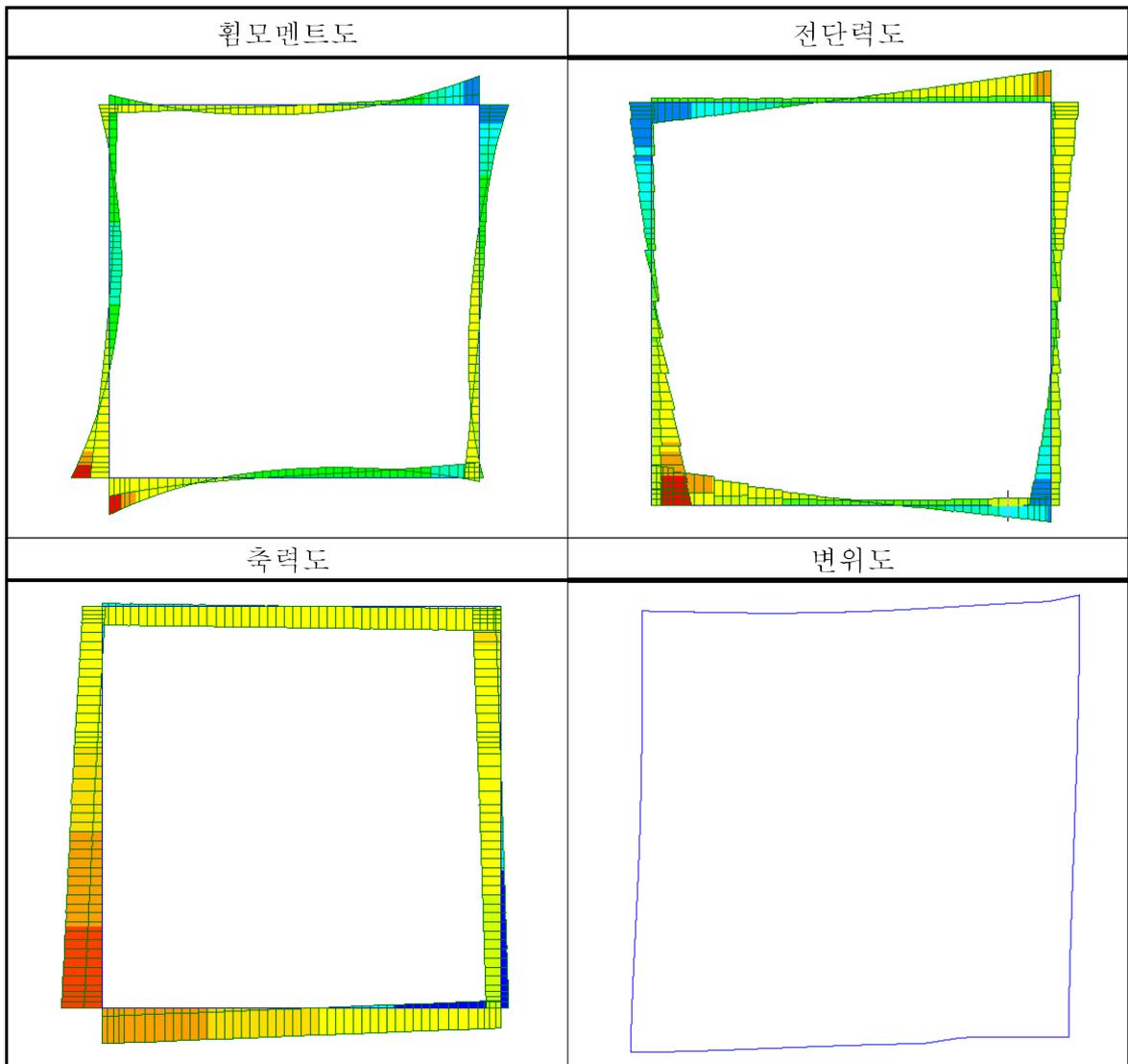
E : 지진하중(=상판지진토압+측벽지진토압+주면전단력+관성력)

L : 활하중 (본 예제에서는 해당사항 없음)

H : 토압 및 수압

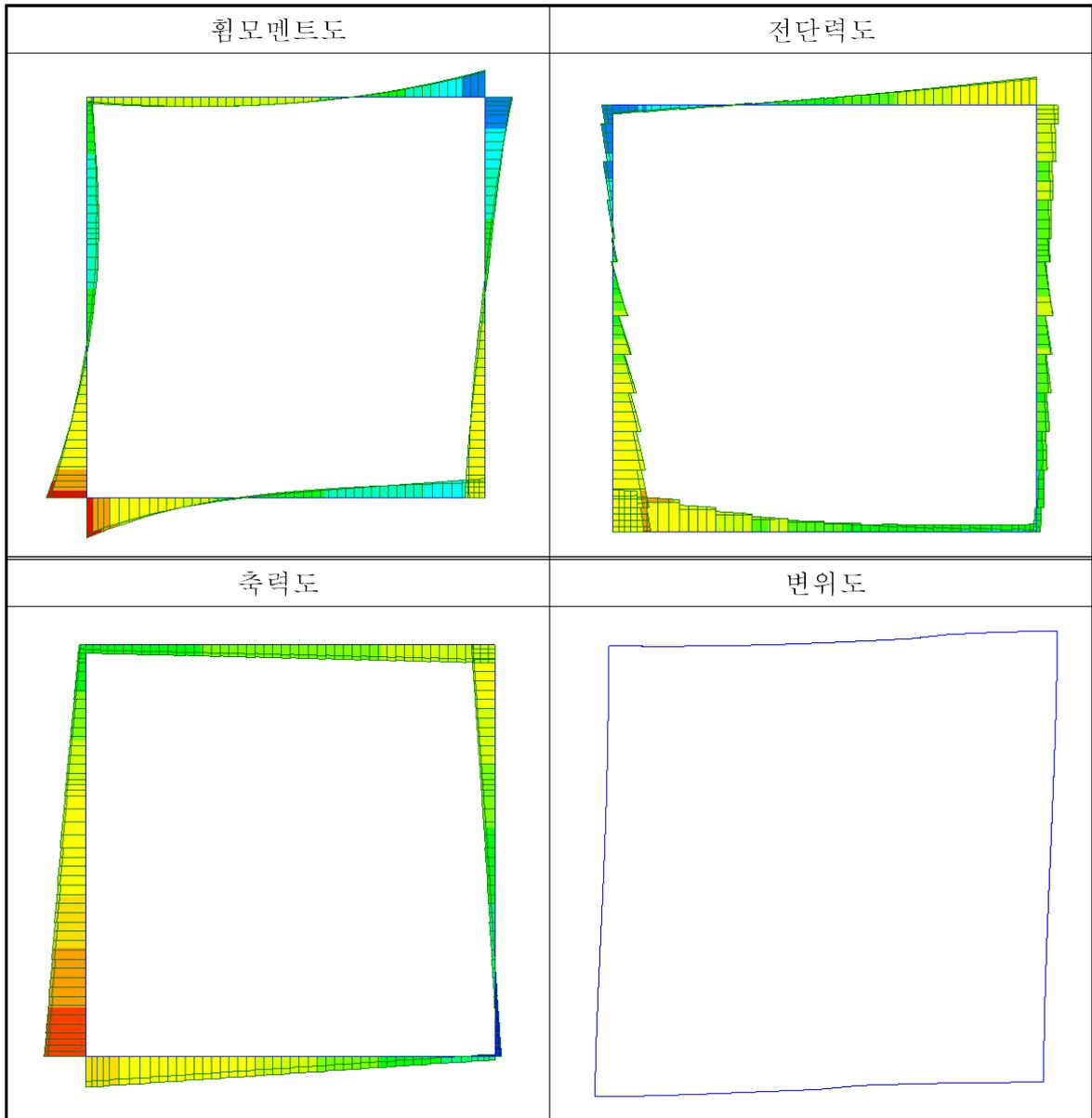
4) 해석결과

① 기능수행수준



기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

② 붕괴방지수준



5) 단면검토

해석결과에의 분석은 강도설계법에 따라 수행한다. 기능수행수준의 내진성능을 검토하는 경우 설계시의 내하력에 대해 그 만족여부를 검토하는 방식을 적용하며 붕괴방지수준의 내진성능 검토시는 대상구조물의 변형이 탄성한도를 초과한 소성거동을 고려할 필요가 있다고 판단되는 경우 탄성부재력을 응답수정계수(R)로 나누어 설계부재력 평가를 수행할 수 있다.

① 기능수행수준

구 분		Md	Mu	성능 평가	Vd	Vu	성능 평가
상부 슬래브	지점부	116.8	102.3	O.K	297.7	182.3	O.K
	중앙부	116.8	53.4	O.K	183.7	28.4	O.K
벽 체	상부 지점부	226.2	125.2	O.K	404.3	162.2	O.K
	중앙부	306.0	67.3	O.K	328.0	66.5	O.K
	하부 지점부	213.6	144.8	O.K	401.4	243.2	O.K
하부 슬래브	지점부	157.3	144.1	O.K	397.0	223.5	O.K
	중앙부	129.5	52.8	O.K	244.9	34.6	O.K

기능수행수준의 내진성능 검토결과 지진시 발생단면력은 설계시의 내하력 이내로 충분한 안전율을 확보하고 있으므로 본 예제의 공동구는 기능수행수준의 내진성능을 만족하는 것으로 판단할 수 있다.

② 붕괴방지수준

구 분		Md	Mu	성능 평가	Vd	Vu	성능 평가
상부 슬래브	지점부	116.8	114.8	O.K	297.7	150.2	O.K
	중앙부	116.8	53.5	O.K	183.7	0.4	O.K
벽 체	상부 지점부	203.1	136.6	O.K	403.1	123.4	O.K
	중앙부	218.4	67.4	O.K	326.0	30.4	O.K
	하부 지점부	251.5	185.1	O.K	406.8	231.4	O.K
하부 슬래브	지점부	157.3	177.6	N.G	397.0	226.3	O.K
	중앙부	129.5	49.5	O.K	244.9	61.4	O.K

붕괴방지수준의 내진성능 검토결과 지진시 발생단면력은 일부구간에서 설계시의 내하력을 초과하는 것으로 나타났다. 이러한 경우 본 요령에 언급된 바와 같이 구조물의 소성변형에 따른 거동을 응답수정계수(R, 연성계수)를 적용하여 평가할 수 있다. 다만, 응답수정계수를 적용하기 위해서는 「콘크리트

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

내진 설계기준 (KDS 14 20 80)을 만족하도록 배근되어야 한다.

응답수정계수는 지진에 의한 탄성부재력을 응답수정계수로 나눈 값이 지진에 대한 부재력이 되며 이 부재력을 다른 하중에 의한 부재력과 조합하여 부재의 안전성을 검토하여야 한다. 응답수정계수는 휨모멘트에만 적용되며 설계 부재력 중 전단력과 압축력에 대해서는 적용하지 않는다.

응답수정계수 적용시의 하중조합은 다음과 같다.

$$U = 1.0 (D + L + H + E/R)$$

여기서, D : 고정하중

E : 지진하중(=상관지진도압+측벽지진도압+주면전단력+관성력)

L : 활하중 (본 예제에서는 해당사항 없음)

H : 토압 및 수압

R : 응답수정계수

③ 붕괴방지수준 (응답수정계수 적용)

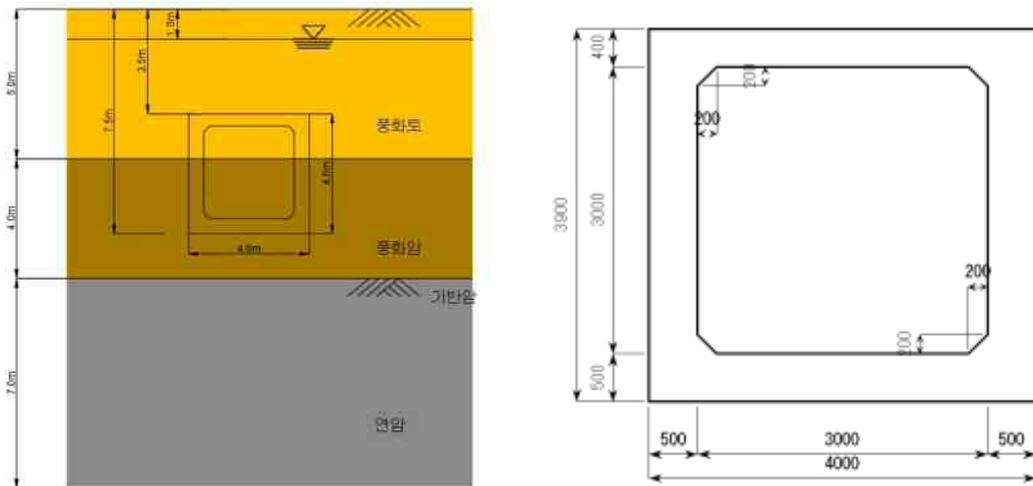
구 분		Md	Mu	성능 평가	Vd	Vu	성능 평가
상부 슬래브	지점부	116.8	64.1	O.K	297.7	136.9	O.K
	중앙부	116.8	36.1	O.K	183.7	17.8	O.K
벽 체	상부 지점부	228.3	79.4	O.K	401.7	101.7	O.K
	중앙부	362.8	37.2	O.K	325.8	38.9	O.K
	하부 지점부	271.2	92.7	O.K	402.9	152.5	O.K
하부 슬래브	지점부	157.3	90.3	O.K	397.0	146.4	O.K
	중앙부	129.5	37.8	O.K	244.9	19.5	O.K

부재의 소성 거동을 고려한 검토결과 본 예제의 공동구는 붕괴방지수준의 내진성능을 만족하는 것으로 판단할 수 있다.

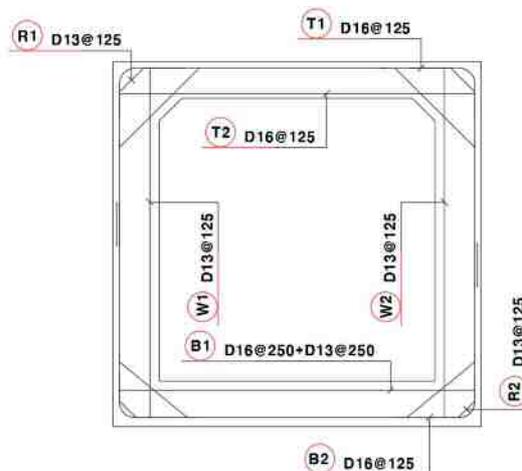
A.3. 응답변위법(이중코사인 방식)

본 예제는 지중변위의 산정시 이중코사인 방식을 적용하는 경우에 대해 다루도록 한다. 평가요령에 따르면 ‘기반면 위의 지층내부에 풍화암 또는 연암이 출현하여 표층지반에 전단파속도가 2개의 층으로 확연한 구분이 생기는 경우, 2개의 층으로 구분하고 이중코사인을 적용한다.’ 라고 규정하고 있으며 이는 기반면 위의 지층내부에 토사층과 전단파속도의 차이가 큰 풍화암 등이 출현하는 조건에 해당한다.

가. 지반조건 및 단면제원



<그림 3-1> 지반조건 및 단면제원



<그림 3-2> 철근배근도

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

지반의 물성치는 아래와 같다. 지반조사 및 동적시험을 통하여 별도로 동적 물성치를 산정한 경우는 산정된 동적물성치를 적용한다. 본 예제는 전단파속도와 기본적인 설계정수로 평가요령에서 제시하고 있는 수식에 따라 동적물성치를 추정하는 경우에 대한 예를 제시한다.

<표 3-1> 지반의 물성치

지반 구분	초기전단파속도 V_{si} (m/s)	설계전단파속도* $V_{DSi} = C \times V_{si}$	단위중량 (γ , kN/m ³)	포아송비 ν	전단탄성계수** G_D (kN/m ²)	탄성계수*** E_D (kN/m ²)
풍화토	275	220	19	0.32	93,741.1	247,476.5
풍화암	500	500	21	0.30	535,168.2	1,391,437
연암	1,200	1,200	24	0.28	3,522,935.8	9,018,715.6

* C : 지반변형에 대한 보정계수 $C = \begin{cases} 0.8 < 360m/s \\ 1.0 \geq 360m/s \end{cases}$

** 전단탄성계수 : $G_D = (\gamma_t/g)(V_{Ds})^2$, *** 탄성계수 : $E = 2(1+\nu)(\gamma_t/g)(V_{Ds})^2$

지반변형에 대한 보정계수 C 는 표층지반의 고유주기 산정시는 적용되지 않으며 전단탄성계수와 탄성계수의 산정시 적용된다.

공동구 구조물의 철근콘크리트 물성과 부재별 단면특성은 아래와 같다.

<표 3-2> 철근콘크리트의 물성치

구조물	설계기준강도 f_{ck} (MPa)	설계탄성계수 E_c (MPa)	포아송비, ν
철근콘크리트	24	25,811	0.17

- 콘크리트 설계기준강도 : $f_{ck} = 24$ MPa

- 설계탄성계수 : $E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}}$, 보통중량골재를 사용한 콘크리트($m_c = 2,300\text{kg/m}^3$)의 경우,

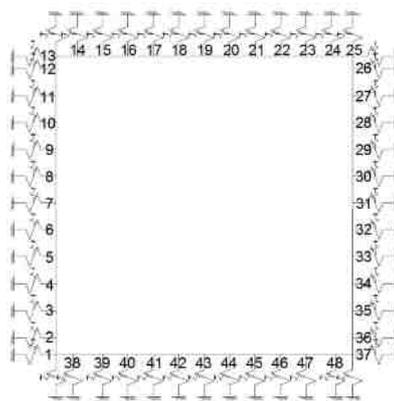
($f_{cu} = f_{ck} + 4$), f_{ck} 가 40MPa이하일때

<표 3-3> 공동구 단면특성

부재구분	종방향 유효폭 B (m)	두께 H (m)	단면적 $A = BH (m^2)$	단면 2차 모멘트 $I = 1/12 \cdot bh^3 (m^4)$
상부 슬래브	1	0.4	0.4	0.00533
측벽	1	0.5	0.5	0.01042
하부 슬래브	1	0.5	0.5	0.01042

나. 응답변위법에 따른 내진성능평가

1) 구조해석모델



<그림 3-3> 구조해석모델

2) 지진하중 산정

- 지진구역 : I 구역
- 내진등급 : I 등급
- 위험도계수 : $I=0.57$ (기능수행수준), $I=1.4$ (붕괴방지수준)
- 지진구역계수 : $Z = 0.11$
- 기반암 지반분류 : S_1 (암반 지반, 기반암 깊이 1.0m 미만)
- 유효수평지반가속도(S) : $S = Z \times I$, 0.0627g(기능수행수준), 0.154g(붕괴방지수준)

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

① 표층지반의 설계고유주기(T_s) 산정

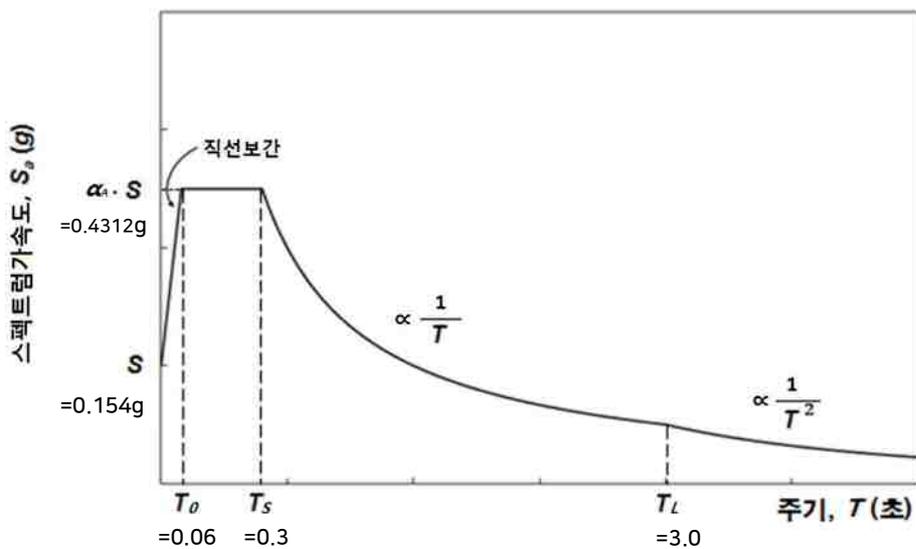
지반조건에 제시된 바와 같이 예제의 기반면 상부지층(표층지반)은 2개의 층으로 구성되며 표층지반의 설계고유주기를 산정하면 다음과 같다. 이때 적용되는 전단파속도는 지반변형에 대한 보정계수 C 를 적용하지 않으며 초기 전단파속도를 적용함에 유의해야 한다.

<표 3-4> 표층지반의 특성치(T_G)와 설계고유주기(T_s)

구분	내용	
표층지반의 특성치	$T_G = \sum(4H_i/V_{Si}),$	
	1	0.073 sec
	2	0.032 sec
	Σ	0.105 sec
표층지반의 설계고유주기	$T_s = 1.25T_G = 0.131 \text{ sec}$	

② 기반면에서의 설계속도 응답스펙트럼(S_v) 산정

본 예제의 기반면은 연암층의 상부로 암반지반에 해당하며 이에 대한 가속도 표준설계응답스펙트럼은 아래와 같다.



<그림 3-4> 기반면에서의 설계응답스펙트럼

기반면에서의 설계가속도 스펙트럼은 감쇠율에 대한 보정계수를 곱하여 적용한다.
 감쇠비는 기능수행수준은 $\xi = 10$, 붕괴방지수준의 경우 $\xi = 20$ 을 적용한다.

<표 3-5> 감쇠보정계수 C_D

주기(T , sec)	$T=0$	$0 \leq T \leq T_o(=0.06)$	$T_o \leq T$
C_D	모든 감쇠비에 대해서 1.0	$T=0$ 일 때, 1.0 $T=T_o$ 일 때, $\left(\frac{6.42}{1.42+\xi}\right)^{0.48}$ 그 사이는 직선보간	$\left(\frac{6.42}{1.42+\xi}\right)^{0.48}$
C_D (기능수행수준)	1.0	1 ~ 0.758	0.758
C_D (붕괴방지수준)	1.0	1 ~ 0.561	0.561

표층지반의 설계고유주기가 0.131sec 이므로 감쇠보정계수는 위와 같이 결정되며 기반면에서의 속도응답스펙트럼은 감쇠비를 적용하고 「내진설계 일반(KDS 17 10 00)」 4.4.2(5)②에 따라 구한 암반지반 지반운동의 가속도 설계응답스펙트럼을 직접 적분하여 구할 수 있다. 이때, 환산식은 아래의 해석식을 이용한다.

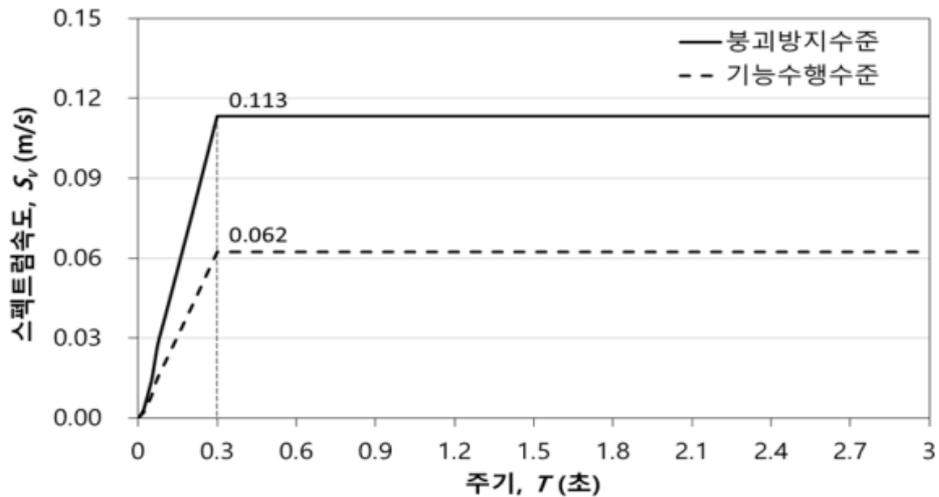
$$S_v = \frac{T}{2\pi} S_a$$

- 여기서, S_v : 스펙트럼속도 (m/s)
 S_a : 스펙트럼가속도 (m/s²)
 T : 고유주기 (s)

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

<표 3-6> 기반면의 속도응답스펙트럼 S_v

주기 (T , sec)	S_v (기능수행수준)	S_v (붕괴방지수준)
$T=0$	0	0
$0 \leq T \leq T_o(=0.06)$	$T=0.06$ $S_v = \frac{0.06}{2\pi}(1+30 \times 0.06) \times 0.0627 \times 9.81$ $= 0.0164$ 감쇠보정계수 적용 $C_D = 0.758$ $S_v = 0.0164 \times 0.758 = 0.0124$	$T=0.06$ $S_v = \frac{0.06}{2\pi}(1+30 \times 0.06) \times 0.154 \times 9.81$ $= 0.0404$ 감쇠보정계수 적용 $C_D = 0.561$ $S_v = 0.0404 \times 0.561 = 0.0227$
$T_o \leq T \leq T_s(=0.3)$	$T=0.3$ $S_v = \frac{0.3}{2\pi} \times 2.8 \times 0.0627 \times 9.81$ $= 0.0822$ 감쇠보정계수 적용 $C_D = 0.758$ $S_v = 0.0822 \times 0.758 = 0.062$	$T=0.3$ $S_v = \frac{0.3}{2\pi} \times 2.8 \times 0.154 \times 9.81$ $= 0.2019$ 감쇠보정계수 적용 $C_D = 0.561$ $S_v = 0.2019 \times 0.561 = 0.113$
$T_s \leq T \leq T_L(=3.0)$	$T=3.0$ $S_v = \frac{3.0}{2\pi} \times \frac{0.84}{3} \times 0.0627 \times 9.81$ $= 0.0822$ 감쇠보정계수 적용 $C_D = 0.758$ $S_v = 0.0822 \times 0.758 = 0.062$	$T=3.0$ $S_v = \frac{3.0}{2\pi} \times \frac{0.84}{3} \times 0.154 \times 9.81$ $= 0.2019$ 감쇠보정계수 적용 $C_D = 0.561$ $S_v = 0.2019 \times 0.561 = 0.113$



<그림 3-5> 암반지반 기반면에서의 설계속도응답스펙트럼

부록 A. 내진성능 예비평가 예제

표층지반의 속도응답스펙트럼 값은 표층지반의 설계고유주기가 0.131sec 이므로 위 수식에서 다음과 같이 산정한다.

<표 3-7> 성능수준별 기반면 속도응답스펙트럼 값

구분	기능수행수준	붕괴방지수준
표층지반의 설계고유주기	$T_s = 1.25T_G = 0.131\text{sec}$	$T_s = 1.25T_G = 0.131\text{sec}$
기반면 속도응답스펙트럼	$T = 0.131$ $S_v = \frac{0.131}{2\pi} \times 2.8 \times 0.0627 \times 9.81$ $= 0.036$ 감쇠보정계수 적용 $C_D = 0.758$ $S_v = 0.036 \times 0.758 = 0.0272$	$T = 0.131$ $S_v = \frac{0.131}{2\pi} \times 2.8 \times 0.154 \times 9.81$ $= 0.088$ 감쇠보정계수 적용 $C_D = 0.561$ $S_v = 0.088 \times 0.561 = 0.0494$

③ 지반반력계수(K_V, K_H, K_{SS}, K_{SB}) 산정

공동구의 경우 가시설을 적용한 수직 터파기로 구조물이 시공되는 경우가 많으므로 지진력에 의한 주변지반의 저항은 원지반 지층으로 고려할 수 있다. 따라서 본 예제에서는 구조물이 위치한 원지반의 지층에 대한 지반반력을 산정, 지반스프링계수 및 지진 토압의 산정에 적용하였다. 깎기 사면을 통한 터파기 공사로 구조물을 시공할 경우는 저면을 제외한 주변지반에 대해 되메움 토사의 물성으로 적용할 수 있다.

<표 3-8> 상판 및 저판의 지반반력계수

구분		기능수행수준 / 붕괴방지수준
풍화토	E_D	247,476.5 (kN/m ²)
	k_{v0}, k_{h0}	$E_D/0.3 = 824,921.5$ (kN/m ³)
풍화암	E_D	1,391,437.3 (kN/m ²)
	k_{v0}, k_{h0}	$E_D/0.3 = 4,638,124.4$ (kN/m ³)

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

<표 3-9> 측벽의 지반반력계수

구 분		기능수행수준 / 붕괴방지수준		비 고
상부 슬래브 (풍화토)	K_V	$= k_{v0}(B_v/0.3)^{-3/4} = 118,224.8 \text{ kN/m}^3$		$B_v=4.0\text{m}$
	K_{SB}	$= K_V/3.5 = 33,778.5 \text{ kN/m}^3$		
벽 체 (풍화토)	K_H	$= k_{h0}(B_h/0.3)^{-3/4} = 118,224.8 \text{ kN/m}^3$		$B_h=4.0\text{m}$
	K_{SS}	$= K_H/3.5 = 33,778.5 \text{ kN/m}^3$		
벽 체 (풍화암)	K_H	$= k_{v0}(B_v/0.3)^{-3/4} = 664,719.4 \text{ kN/m}^3$		
	K_{SS}	$= K_V/3.5 = 189,919.8 \text{ kN/m}^3$		
저 판 (풍화암)	K_V	$= k_{v0}(B_v/0.3)^{-3/4} = 664,719.4 \text{ kN/m}^3$		$B_v=4.0\text{m}$
	K_{SB}	$= K_V/3.5 = 189,919.8 \text{ kN/m}^3$		

④ 스프링계수(K_{Vi} , K_{SBi} , K_{Hi} , K_{SSi}) 산정

본 예제에서는 상판과 표층지반이 일체 거동하는 경우로 판단하여 4면 지지모형을 적용하며 지반스프링을 4면에 적용하는 방법으로 모델링하였다. 아래에 설명된 지반스프링은 지진하중의 적용시 사용되는 모델에서의 지반스프링이며 상시하중에 의한 해석의 경우는 기존의 방식에 따라 저면에 대한 지반스프링만을 적용하며 별도로 산정하여야 한다.

<표 3-10> 저판의 스프링계수

저판 절점		A_i (m)	기능수행수준 / 붕괴방지수준	
			연직 K_{Vi}^* (kN/m/m)	전단 K_{SBi}^{**} (kN/m/m)
1	37	0.35	232,652	66,472
38	48	0.275	182,798	52,228
39	47	0.325	216,034	61,724
10~46		0.3	199,416	56,976

* $K_{Vi} = A_i \times K_V$, ** $K_{SBi} = A_i \times K_{SB}$

<표 3-11> 상판의 스프링계수

상판 절점		A _i (m)	기능수행수준 / 붕괴방지수준	
			연직 K _{V_i} [*] (kN/m/m)	전단 K _{SB_i} ^{**} (kN/m/m)
13	25	0.375	44,334	12,667
14	24	0.275	32,512	9,289
15~23		0.3	35,467	10,134

* K_{V_i} = A_i × K_V, ** K_{SB_i} = A_i × K_{SB}

<표 3-12> 측벽의 스프링계수

측벽 절점		A _i (m)	기능수행수준 / 붕괴방지수준	
			수평 K _{H_i} [*] (kN/m/m)	전단 K _{SS_i} ^{**} (kN/m/m)
13	25	0.28	32,511.8	9,289.1
12	26	0.24	27,782.8	7,938.0
11,10	27,28	0.32	37,831.9	10,809.1
9	29	0.26	30,147.3	8,613.5
8	30	0.32	125,271.1	35,791.7
7	31	0.39	255,917.0	73,119.1
6~3	32~35	0.32	212,710.	60,774.3
2	36	0.26	172,827.0	49,379.15
1	37	0.35	149,561.9	42,731.96

* K_{H_i} = A_i × K_H, ** K_{SS_i} = A_i × K_{SS}

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

⑤ 지반변위(U_h) 산정

본 예제는 지중변위의 산정시 이중코사인 방식을 적용하는 경우로 아래의 수식에 따라 지반변위를 산정한다.

$$U_{h_1}(x) = \frac{2}{\pi^2} \times S_v \times T_s \times \cos\left(\frac{\omega_0 x_1}{V_{s1}}\right)$$

$$U_{h_2}(x) = \frac{2}{\pi^2} \times S_v \times T_s \times \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{V_{s1}}\right) \times \left[\cos\frac{\omega_0 x_2}{V_{s2}} - \frac{\sin\frac{\omega_0 x_2}{V_{s2}}}{\tan\frac{\omega_0 H_2}{V_{s2}}} \right]$$

$$(1+\alpha)\cos\left\{\omega_0\left(\frac{H_1}{V_{s1}} + \frac{H_2}{V_{s2}}\right)\right\} + (1-\alpha)\cos\left\{\omega_0\left(\frac{H_1}{V_{s1}} - \frac{H_2}{V_{s2}}\right)\right\} = 0$$

여기서, S_v : 표층지반의 고유주기에 해당되는 기반암 속도응답스펙트럼(m/s)

T_s : 표층지반의 고유주기, $1.25T_G$

V_{s1}, V_{s2} : 제 1층, 제 2층 지반의 평균전단파속도(m/s)

H_1, H_2 : 제 1층, 제 2층 지반의 두께(m)

H_s : 전체 토층지반의 두께(m)

ω_0 : 지반의 고유진동수, 위식에서 시행착오법으로 산정

α : 제 1층과 제 2층의 임피던스 비, $\alpha = \frac{\gamma_1 V_{s1}}{\gamma_2 V_{s2}}$

<표 3-13> 지반변위(U_h)

심도(m)	지반변위($U_h(x)$, m)*		비고
	기능수행	붕괴방지	
3.50	0.0004552	0.0008268	상부슬래브 상면
3.70	0.0004262	0.0007741	상부슬래브
3.85	0.0004037	0.0007332	
4.17	0.0003538	0.0006426	
4.49	0.0003016	0.0005477	
4.81	0.0002474	0.0004492	
5.00	0.0002144	0.0003893	
5.45	0.0001924	0.0003494	
5.77	0.0001763	0.0003202	
6.09	0.0001599	0.0002904	
6.41	0.0001431	0.0002599	
6.73	0.0001261	0.0002290	
7.05	0.0001088	0.0001976	
7.25	0.0000979	0.0001777	하부슬래브
7.5	0.0000841	0.0001527	하부슬래브 저면

⑥ 지진토폰(P_z) 산정

본 예제는 4면 지지모형을 적용하므로 상판의 상면에 작용하는 지반변위하중을 별도로 산정하여 적용한다. 이때 상대변위 값은 구조물 저면에 대한 상부슬래브 상면의 값으로 산정하여 적용한다.

$$\text{상판 상면의 지진토폰} : P_{(0)} = K_{SB} \times (U_h(z_U) - U(z_B))$$

<표 3-14> 상판 상면의 지진토폰($P_{(0)}$)

심도 (m)	상대변위(m)		측벽지진토폰 ($P_{(0)}$, kN/m)	
	기능수행	붕괴방지	기능수행	붕괴방지
3.5	0.0003711	0.0006740	12.536	22.767

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

측벽의 지진토압은 아래와 같이 산정된다. 이때 상대변위 값은 구조물 저면에 대한 모델링 절점 위치의 값으로 산정하여 적용한다.

$$\text{측벽 지진토압} : P_{(z)} = K_H \times (u(z) - u(z_B))$$

<표 3-15> 측벽지진토압($P_{(z)}$)

심도 (m)	측벽 절점	상대변위(m)*		측벽지진토압 ($P_{(z)}$, kN/m)	
		기능수행	붕괴방지	기능수행	붕괴방지
3.70	32	0.0003421	0.0006213	40.45	73.45
3.85	63	0.0003196	0.0005805	37.79	68.62
4.17	64	0.0002697	0.0004898	31.89	57.91
4.49	65	0.0002175	0.0003950	25.71	46.69
4.81	66	0.0001633	0.0002965	19.30	35.05
5.00	67	0.0001303	0.0002366	50.99	92.61
5.45	68	0.0001083	0.0001967	71.99	130.74
5.77	69	0.0000922	0.0001675	61.30	111.32
6.09	70	0.0000758	0.0001376	50.37	91.48
6.41	71	0.0000590	0.0001072	39.23	71.25
6.73	72	0.0000420	0.0000762	27.90	50.67
7.05	73	0.0000247	0.0000448	16.41	29.79
7.25	74	0.0000138	0.0000250	9.15	16.61

⑦ 주면전단력(τ) 산정

이중코사인 방식 적용시의 주면전단력은 아래와 같이 산정된다. 주면전단력이 구조물의 외면에 작용하는 값이므로 구조물 상면과 구조물 저면의 위치에 대한 값으로 산정하여 적용한다.

$$\tau_1(x) = \frac{2G_D}{\pi^2} \times S_v \times T_S \times \frac{\omega_0}{V_{s1}} \times \sin\left(\frac{\omega_0}{V_{s1}} x_1\right)$$

$$\tau_2(x) = \frac{2G_D}{\pi^2} \times S_v \times T_S \times \cos\left(\frac{\omega_0 H_1}{V_{s1}}\right) \times \frac{\omega_0}{V_{s2}} \times \left(\sin \frac{\omega_0 x_2}{V_{s2}} + \frac{\cos \frac{\omega_0 x_2}{V_{s2}}}{\tan \frac{\omega_0 H_2}{V_{s2}}} \right)$$

구조물의 상판과 저면의 위치가 이중코사인인 제 1층 또는 제 2층중 어디에 위치하는 지에 따라 적용

<표 3-16> 주면전단력(τ)

구분	내 용	주면전단력(τ , kN/m)	
		기능수행	붕괴방지
상판	τ_U	13.355	24.218
저판	τ_B	29.568	53.698
측벽	$\tau_S = \frac{\tau_U + \tau_B}{2}$	21.451	38.958

⑧ 관성력(f) 산정

관성력은 아래와 같이 산정된다. 여기서 K_{hi} 는 해당깊이의 수평방향 지진가속도 a_i 를 g 값으로 나누어준 값을 의미한다.

$$\text{관성력} : f = m_i \times a_i = (w_i/g) \times a_i = w_i \times K_{hi} = (\gamma \times b \times h) \times K_h \times C_U(z)$$

$$\text{깊이에 대한 선형보정값 } C_U(z) = \left(1 - \frac{K_h - S}{H \cdot K_h} z\right)$$

기반면에서의 지진가속도는 $S = Z \times I$ 로 구할 수 있으며 지표면에서의 지진가속도는 $Fa \times S$ 로 산정된다. 따라서 지표에서의 가속도 값을 구하기 위해서는 표층지반의 지반에 대해 분류하여야 하며 그에 따라 내진설계 일반에서 정의한 Fa 값을 산출하여 아래와 같이 적용한다.

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

<표 3-17> 지표에서의 설계수평가속도(K_h) 값

구분	내 용		비 고
표층지반의 평균전단파속도	$V_{0avg} = \sum(V_{0i} \cdot H_i/H)$		
	1	$275 \times 5/9 = 152.8 \text{ m/sec}$	
	2	$500 \times 4/9 = 222.2 \text{ m/sec}$	
	Σ	$375.0 \text{ m/sec} \Rightarrow S_2 \text{ 지반}$	
지반증폭계수	$F_a = 1.4(S \leq 0.1), 1.4(S = 0.2), 1.3(S = 0.3)$ 중간값은 직선보간		S_2 지반
기반면 설계수평가속도(S)	기능수행수준 : $0.0627 \rightarrow F_a = 1.4$ 붕괴방지수준 : $0.154 \rightarrow F_a = 1.4$		
지표면 설계수평가속도(K_h)	$K_h = F_a \cdot S = 1.4 \times 0.0627 = 0.0878$ (기능수행수준) $K_h = F_a \cdot S = 1.4 \times 0.154 = 0.2156$ (붕괴방지수준)		

*주의 : 관성력에서 가속도로 표현하고 있는 값은 위에서 설명한 바와 같이 g값으로 나누어진 가속도의 값만을 의미함에 주의 바람.

따라서 구조물 깊이(z)에 따른 설계수평가속도는 다음과 같이 산정할 수 있다.

<표 3-18> 구조물 깊이에 따른 설계수평가속도(K_h) 값

구분	기능수행수준	붕괴방지수준
기반면에서의 설계수평가속도(S)	0.0627	0.154
지표면 설계수평가속도(K_h)	0.0878	0.2156
깊이(z)의 직선 보간식 C_u	$K_{hi} = K_h \cdot (1 - \frac{K_h - S}{H \cdot K_h} z)$ $= 0.0878(1 - 0.031764z)$	$K_{hi} = K_h \cdot (1 - \frac{K_h - S}{H \cdot K_h} z)$ $= 0.2156(1 - 0.031746z)$

<표 3-19> 심도에 따른 설계수평가속도(K_h)

구분	기능수행수준	붕괴방지수준	깊이 (z)
상부슬래브	$K_{hi} = 0.0775$	$K_{hi} = 0.1903$	3.7
측벽 중앙	$K_{hi} = 0.0719$	$K_{hi} = 0.1766$	5.7
하부슬래브	$K_{hi} = 0.0676$	$K_{hi} = 0.1660$	7.25

<표 3-20> 관성력(f)

구분	단위중량 (kN/m^3)	단면적 $A = BH (m^2)$	설계수평가속도(K_h)		관성력(kN/m)	
			기능수행	붕괴방지	기능수행	붕괴방지
상부슬래브	23	0.4	0.0775	0.1903	0.7127	1.7505
측벽 상단부	23	0.5	0.0775	0.1903	0.8909	2.1882
측벽중앙부	23	0.5	0.0719	0.1766	0.8268	2.0307
측벽 하단부 하부슬래브	23	0.5	0.0676	0.1660	0.7771	1.9087

3) 하중조합

본 해석에서 하중조합은 아래와 같이 적용한다. 여기서 주의 할 사항은 지진하중에 대한 해석과 지진하중을 제외한 상시하중에 대한 해석을 별도로 수행하여야 한다는 점이며 선형 탄성해석이므로 이 두 결과를 조합하여 단면력을 산출하여야 한다.

① 기능수행수준

$$U = 1.2 D + 1.0 E + 1.0 L + 0.2 S$$

$$U = 0.9 D + 1.0 E + 1.6(\alpha_H H_v + H_h)$$

여기서, D : 고정하중

E : 지진하중 (상관지진토압+측벽지진토압+주면전단력+관성력)

S : 적설하중 (본 예제에서는 해당사항 없음)

L : 활하중 (본 예제에서는 해당사항 없음)

H : 토압 및 수압

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

② 붕괴방지수준

$$U = 1.0 (D + L + H + E)$$

여기서, D : 고정하중

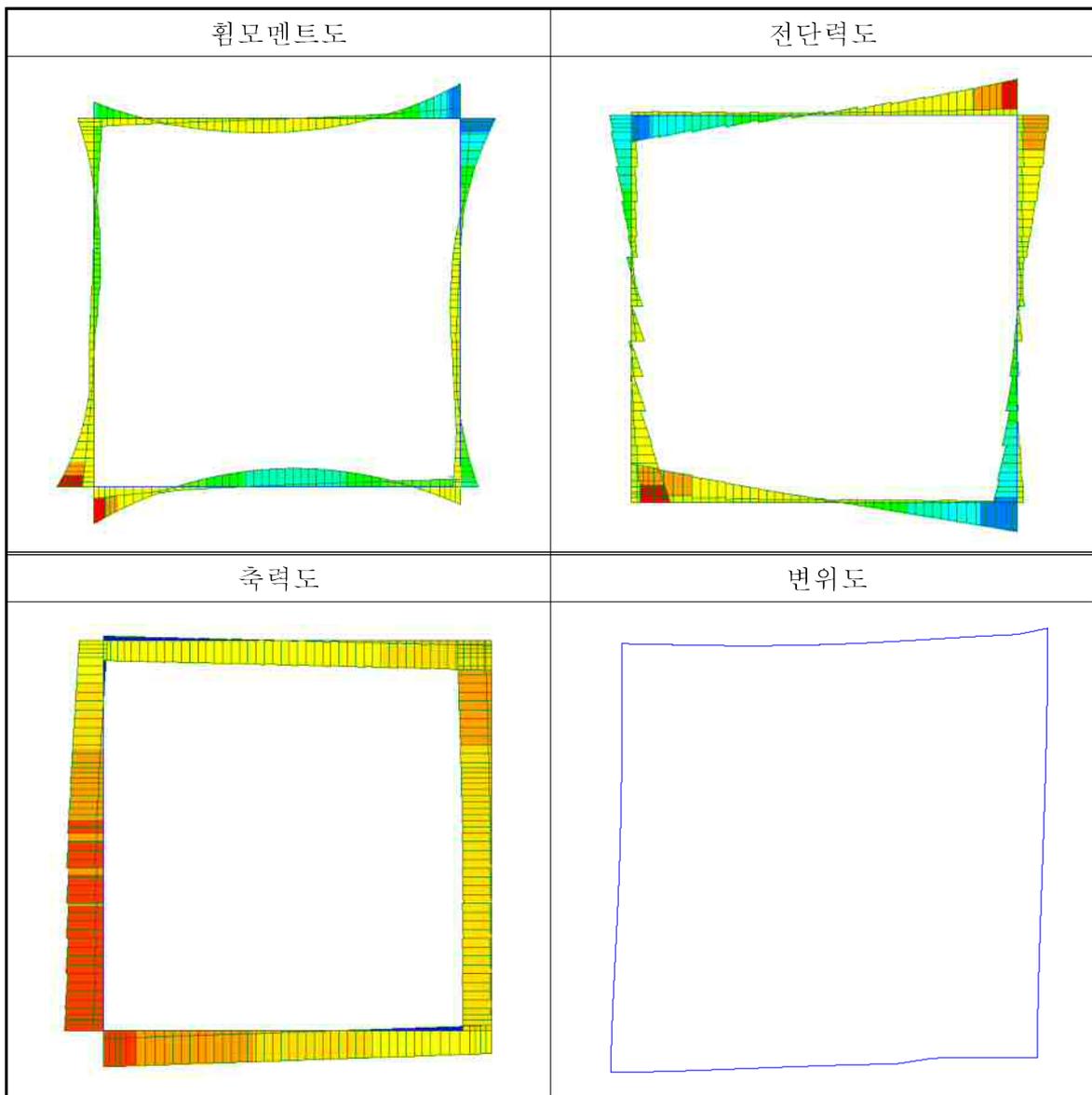
E : 지진하중 (=상판지진토압+측벽지진토압+주면전단력+관성력)

L : 활하중 (본 예제에서는 해당사항 없음)

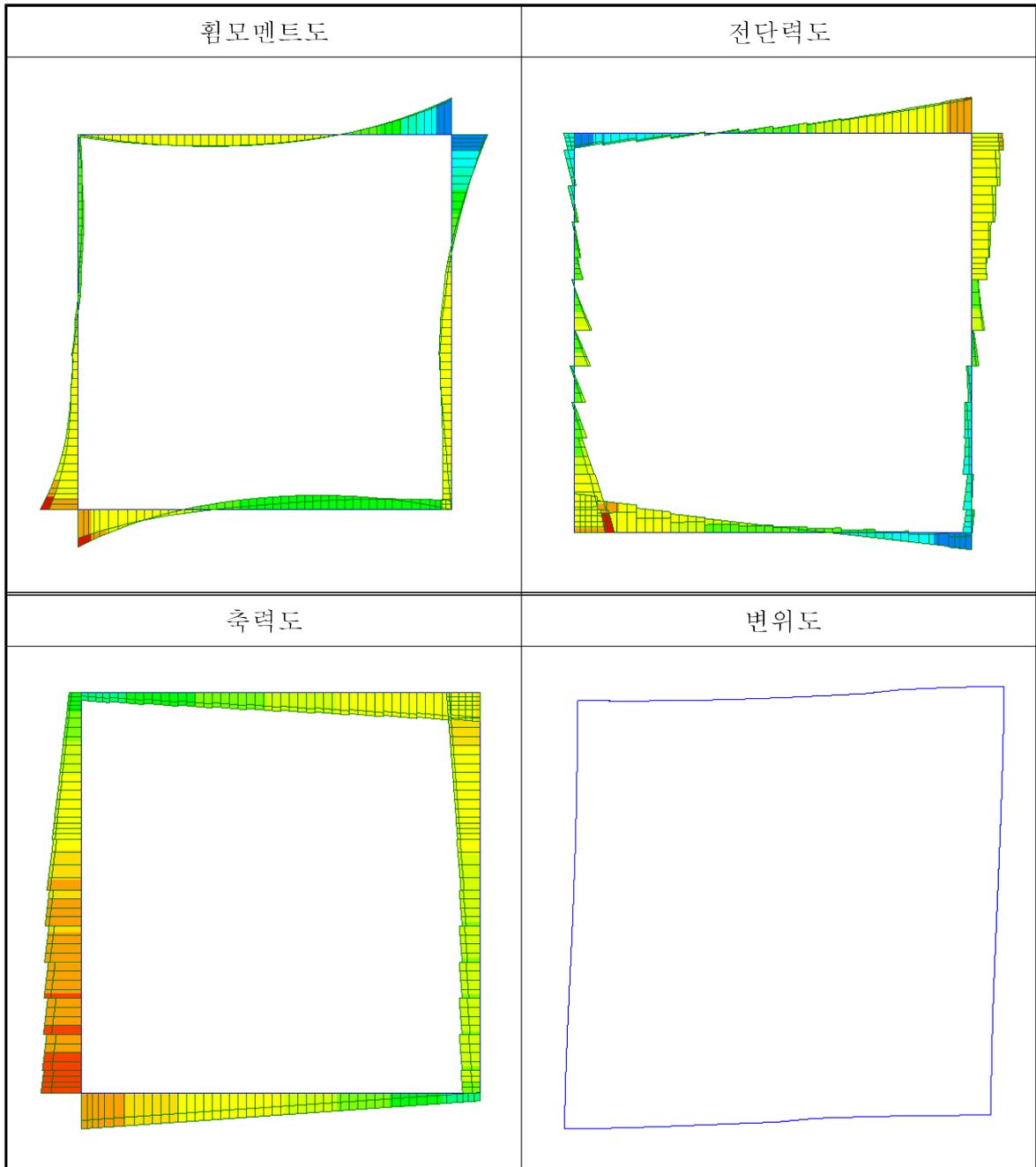
H : 토압 및 수압

4) 해석결과

① 기능수행수준



② 붕괴방지수준



5) 단면검토

해석결과에의 분석은 강도설계법에 따라 수행한다. 기능수행수준의 내진성능을 검토하는 경우 설계시의 내하력에 대해 그 만족여부를 검토하는 방식을 적용하며 붕괴방지수준의 내진성능 검토시는 대상구조물의 변형이 탄성한도를

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

초과한 소성거동을 고려할 필요가 있다고 판단되는 경우 탄성부재력을 응답 수정계수(R)로 나누어 설계부재력 평가를 수행할 수 있다.

① 기능수행수준

구 분		Md	Mu	성능 평가	Vd	Vu	성능 평가
상부 슬래브	지점부	116.8	70.3	O.K	297.7	153.7	O.K
	중앙부	116.8	46.6	O.K	76.3	20.1	O.K
벽 체	상부 지점부	249.5	89.2	O.K	403.3	143.2	O.K
	중앙부	130.9	32.6	O.K	321.1	33.8	O.K
	하부 지점부	204.0	84.5	O.K	399.0	157.5	O.K
하부 슬래브	지점부	157.3	82.3	O.K	397.0	173.0	O.K
	중앙부	129.5	61.1	O.K	244.9	41.4	O.K

기능수행수준의 내진성능 검토결과 지진시 발생단면력은 설계시의 내하력 이내로 충분한 안전율을 확보하고 있으므로 본 예제의 공동구는 기능수행 수준의 내진성능을 만족하는 것으로 판단할 수 있다.

② 붕괴방지수준

구 분		Md	Mu	성능 평가	Vd	Vu	성능 평가
상부 슬래브	지점부	116.8	74.0	O.K	297.7	126.2	O.K
	중앙부	116.8	34.8	O.K	76.3	16.1	O.K
벽 체	상부 지점부	221.1	85.7	O.K	401.7	119.0	O.K
	중앙부	195.2	36.5	O.K	323.2	30.1	O.K
	하부 지점부	260.6	82.0	O.K	401.8	130.7	O.K
하부 슬래브	지점부	157.3	81.5	O.K	397.0	133.3	O.K
	중앙부	129.5	42.1	O.K	244.9	26.7	O.K

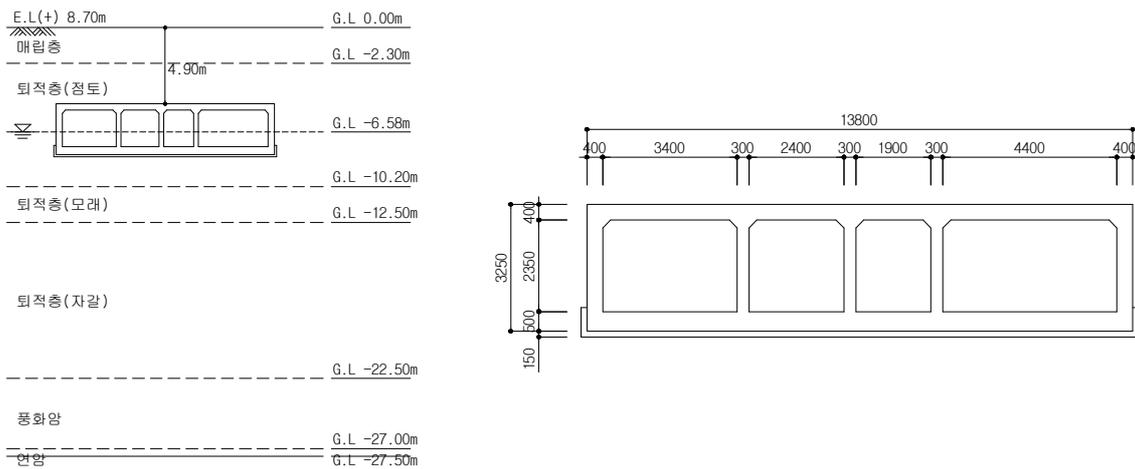
붕괴방지수준의 내진성능 검토결과 지진시 발생단면력은 설계시의 내하력 이내로 충분한 안전율을 확보하고 있으므로 본 예제의 공동구는 붕괴방지 수준의 내진성능을 만족하는 것으로 판단할 수 있다.

A.4. 응답이력해석

응답이력해석(Response History Analysis, RHA)은 지반-구조물의 지진하중에 대한 응답을 시간영역 직접적분법을 이용하여 수치해석하는 방법으로, 지반의 동적 비선형거동특성을 고려할 수 있어야 한다. 상기문제에 대한 시간영역 적분법은 양해법(Explicit Method)과 음해법(Implicit Method)이 사용될 수 있으며(Dokanish and Subbaraj, 1989), 연속체에 대한 수치모델링 방법은 유한요소법(Finite Element Method)과 유한차분법(Finite Difference Method)이 사용될 수 있다. 본 예제에서는 양해법과 유한차분법을 사용하는 수치해석기법을 이용한 예제를 제시하고자 한다.

A.4.1 예제공동구의 설정

본 예제의 공동구는 지진구역 I, 기반암은 연암으로 지표면 하 27.5m(G.L. -27.5m)에 위치한다. 토층 평균전단파 속도는 약 313m/s로, 해당지역의 지반분류체계는 S_4 지반(깊고 단단한 지반)에 해당된다.



(a) 지반조건 및 공동구의 위치

(b) 공동구 단면도

<그림 4-1> 예제공동구의 지반조건 및 단면제원

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

예제공동구가 위치한 지반의 단면도는 그림 4-1과 같다. 공동구는 4면으로, 높이 3.25m, 폭 13.8m이다. 지하수위는 공동구 중간에 위치하는 것이 확인되었으며, 퇴적토 점토층에 위치하여 지진시 지반의 변형에 의한 영향을 받을 수 있을 것으로 예상된다. 설계도서상의 지반조사 및 성능평가를 위한 지반조사결과로 결정된 내진성능평가를 위한 지반구분 및 지반정수는 표 4-1과 같다.

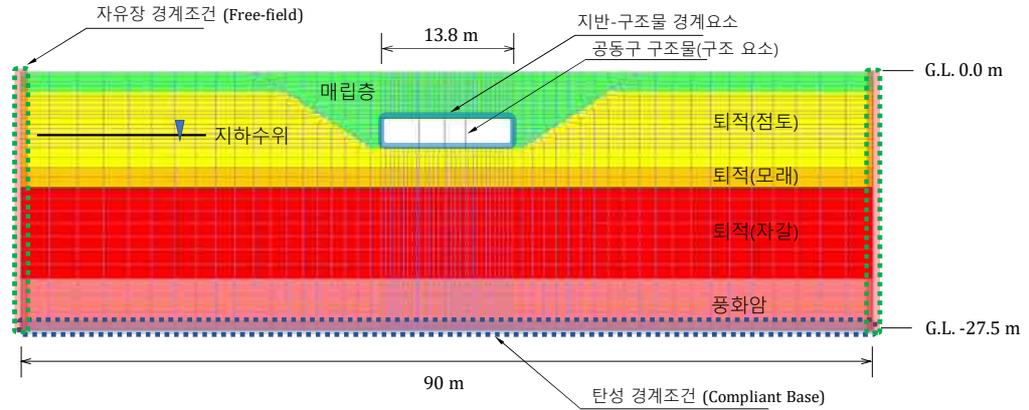
<표 4-1> 예제공동구의 지층구분 및 지반정수

구분	심도(m)	지반 종류	단위중량(kN/m ³)	전단파속도 (m/s)	동적 포아송비
1	2.3	매립층	19	233.92	0.45
2	10.2	퇴적(점토)	18	235.13	0.45
3	12.5	퇴적(모래)	18	268.96	0.45
4	22.5	퇴적(자갈)	19	282.43	0.45
5	27.0	풍화암	21	714.98	0.40
6	30.0	연암	24	1381.98	0.40

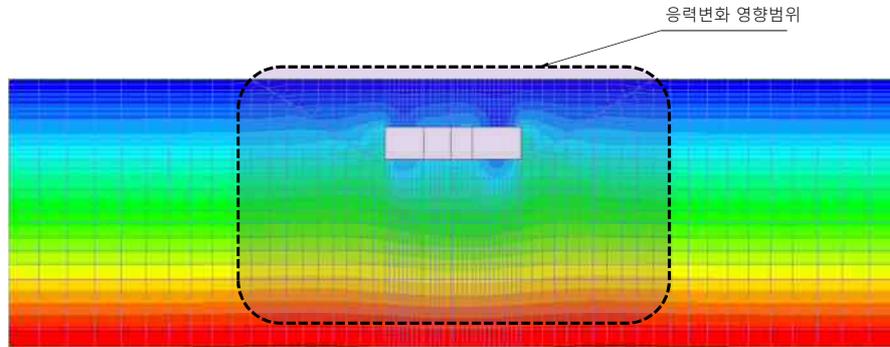
A.4.2 유한차분 모델링

A.4.2.1 해석 영역의 설정

비선형응답이력해석을 수행하기 위하여 그림 4-2와 같이 유한차분모델을 작성하였다. 수치모델의 범위는 공동구의 시공으로 인하여 지중응력의 영향을 받게 되는 영역 밖으로 설정하였으며, 공동구 시공으로 인한 응력분포는 그림 4-3과 같다. 그림 4-3으로부터 수치모델의 경계가 공동구시공으로 인한 응력변화 영향범위의 바깥쪽에 위치함을 알 수 있다.



<그림 4-2> 공동구 유한차분 모델링



<그림 4-3> 공동구의 시공에 의한 응력 영향범위의 분포

A.4.2.2 요소크기의 결정

유한차분요소의 최소크기에 따라 전파되는 지진에너지의 주파수대역은 아래와 같이 계산 가능하다. 예제 수치모델 요소의 최대 대각길이(약 2m)와 최소전단파속도(233.92m/s)에 따라, 해석 가능한 주파수대역은 11.69Hz이하로, 해석 전 입력지진의 주파수대역이 약 11Hz 이하에 존재함을 확인하여야 한다.

$$\lambda = \frac{v}{f}, \quad \Delta l \leq \frac{\lambda}{10}, \quad f \leq \frac{v}{10 \times \Delta l} = \frac{233.92}{10 \times 2} = 11.69 \text{ Hz} \quad \text{<식 4-1>}$$

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

A.4.3 상시평형해석

지반재료는 응력경로(Stress Path)에 따라 향후 응력경로가 달라질 수 있으므로, 시공과정을 포함하는 수치해석을 실시하여 현재의 응력상태를 재현하여야 한다. 다음은, 본 예제에서 시행한 시공단계별 해석과 단계별 해석 조건을 나타내고 있다.

A.4.3.1 시공단계 해석

가. 원지반 응력조건

- (1) 수평지반에 대한 원지반 응력상태 재현, 지하수위에 의한 유효응력계산
 - ① 중력하중에 의한 평형상태 응력조건 (K_0 평형조건), 그림 <4-4>
 - ② 적용 경계조건 : 최하단, 좌우측면(고정단 경계)

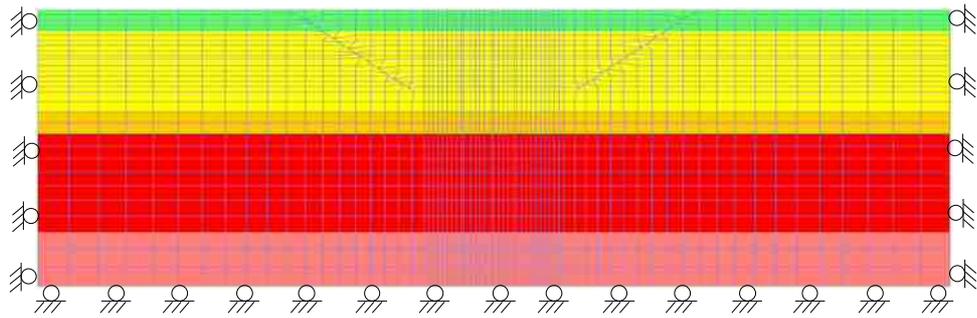


그림 <4-4> 원지반 응력분포 및 경계조건

나. 공동구 시공을 위한 자연사면 굴착

- (1) 지하수위 저하를 고려한 굴착해석

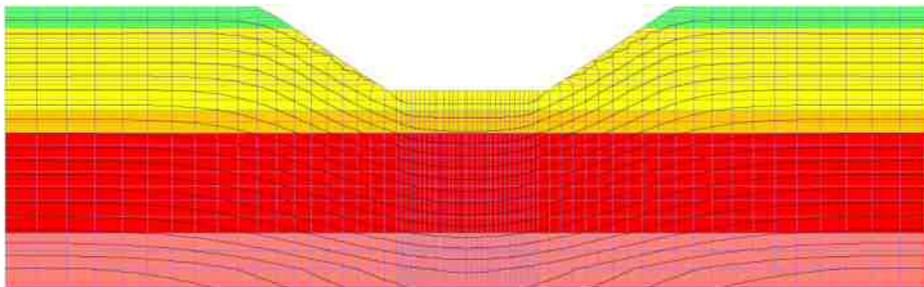


그림 <4-5> 공동구 시공을 위한 굴착해석

다. 공동구 구조물 시공

(1) 공동구 단면

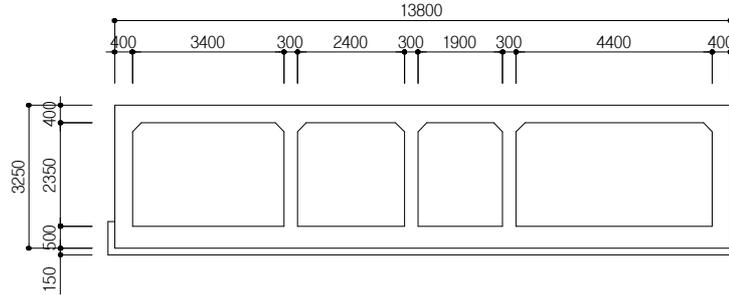
공동구 단면도는 그림 4-6과 같으며, 철근콘크리트 벽체로 두께 300~500mm이다. 본 예제에서 철근의 배근은 D22 이형 복철근 벽체로 가정한다.

(2) 소성구조요소

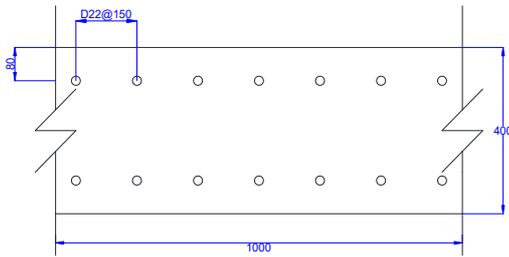
본 요령의 비선형응답이력해석에서는 공동구 구조물의 소성거동을 묘사하기 위하여 평가내하력 이상의 부재력이 작용 시 소성거동(소성힌지, Plastic Hinge)이 가능한 구조요소를 적용하였다. 적용된 구조요소는 축력과 휨을 동시에 받을 수 있는 구조요소로 본 예제에서 사용된 해석프로그램에서 Liner Element로 사용가능하다.

축력과 휨을 동시에 받는 구조요소의 평가내하력 곡선은 성능곡선 (Moment-thrust Diagram)으로 정의되며, 철근콘크리트 기둥의 설계 시 사용되는 P-M상관도의 작성절차를 따른다. 이때, 평가내하력의 계산을 위한 강도감소 계수의 적용은 설계기준이 아닌 본 요령의 방법을 따르도록 한다. 그림 4-7에 본 예제에 적용된 공동구의 성능곡선을 도시하였다.

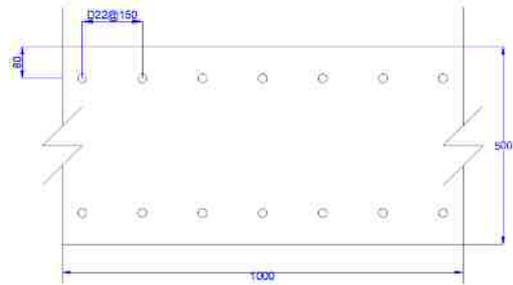
기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령



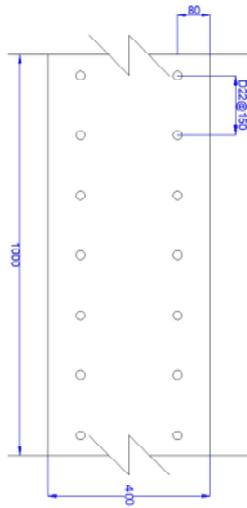
(a) 공동구 단면도



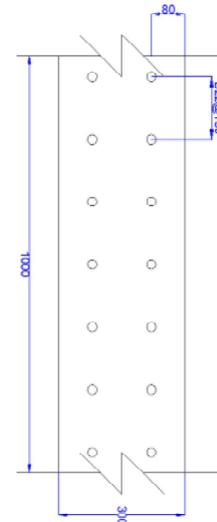
(b) 상부슬래브



(c) 하부슬래브



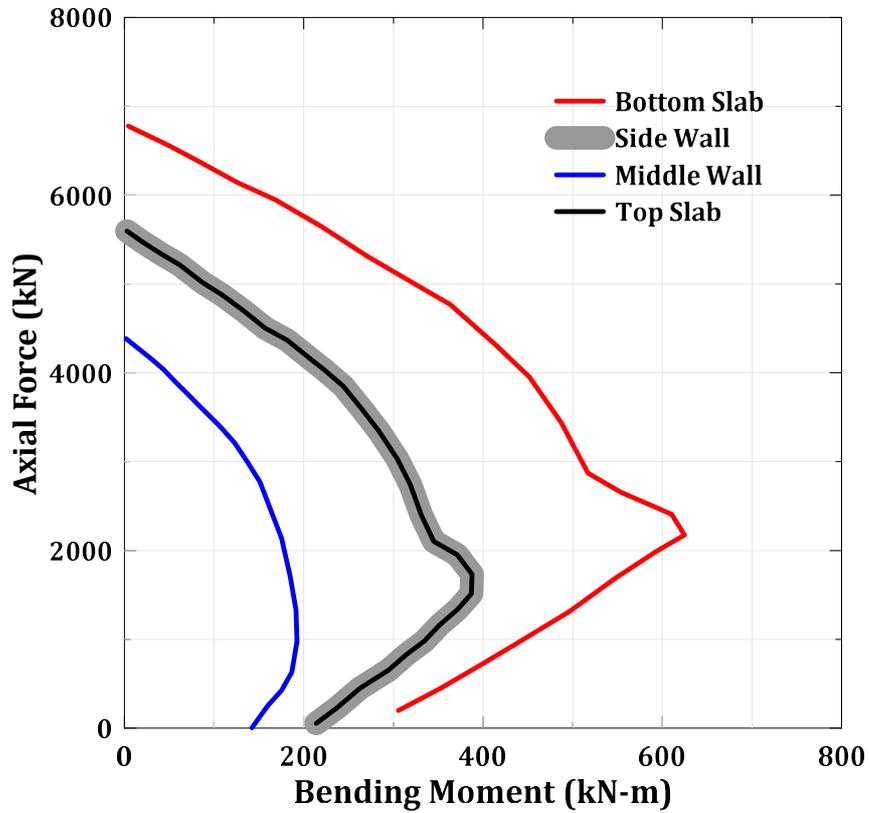
(d) 측벽



(e) 중간벽

그림 <4-6> 공동구 단면도 및 위치별 배근도 (단위 mm)

그림 4-7의 성능곡선 구성을 위한 재료상수, 강도감소계수, 노후도계수 등은 표 4-2에 제시되어 있다. 소성해석을 실시하는 비선형응답이력 해석에서는 구조물의 강도감소계수는 적용하지 않는다. 본 예제에서는 현장에서 직접 측정된 평가내하력이 존재하지 않음에 따라 예제공동구의 콘크리트와 철근의 공칭강도는 설계 시 사용된 공칭강도를 사용하여 각각 24MPa, 300MPa로 적용하였다.



<그림 4-7> 예제공동구의 성능곡선

표 4-2 성능곡선 구성을 위한 강도감소계수 및 구조상태계수의 적용

강도감소계수 KDS 14 20 20		구조상태계수 (ϕ_A)		$\phi \times \phi_A$
		경과년수 20년 이상 (1996~2019)	재료상태 (B등급, 양호)	
ϕ_b (휨)	1.0	-	1.0	1.0
ϕ_c (압축)	1.0	0.9	1.0	0.9
ϕ_v (전단)	1.0	0.9	1.0	0.9

(3) 구조물-지반 경계요소(Interface Element)적용

본 예제에서는 공동구 구조물-지반간 분리거동을 묘사하기 위하여 경계요소를 적용하였다. 경계요소는 경계면 수직방향으로 인장에 대한 분리거동이 가능하여야 하며, 전단방향에 대해서는 미끌어짐을 표현할 수 있어야 한다.

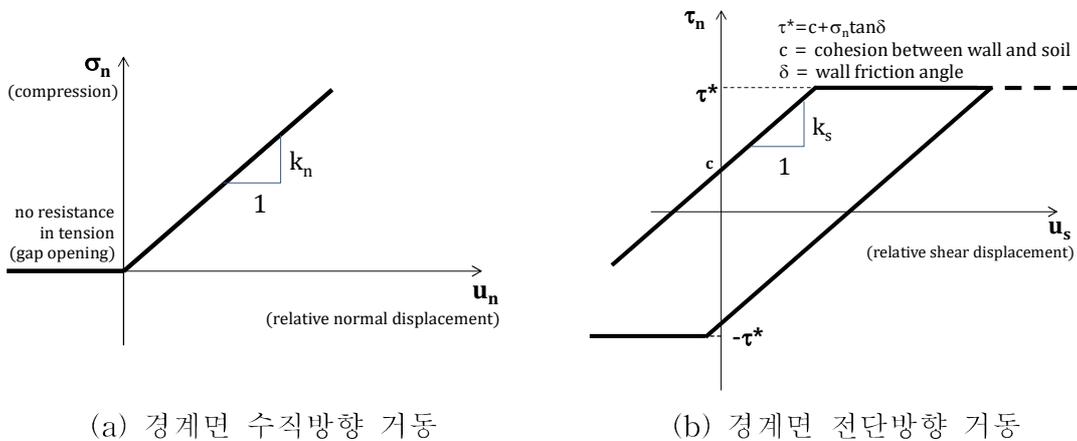
기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

각각의 거동은 경계요소의 인장강도와 마찰강도를 정의함으로써 표현가능하다. 그러나, 유한차분 또는 유한요소해석 시 절점간의 응력-변형을 관계를 정의하기 위하여 수직, 전단방향에 대한 강성을 설정하여야 한다. 이때, 무한강성을 적용시 실제와 가장 유사한 거동을 나타낼 수 있으나, 동해석의 시간적분간격이 '0'에 수렴하게 되어 해석이 불가능한 단점이 있다. 따라서, 대부분의 상용해석 프로그램에서 경계요소의 강성은 접하는 두 재료의 강성의 함수로 자동산정되거나, 지반반력계수의 향으로 식 4-2와 같이 결정하는 방법이 통용된다.

$$k_n = k_s = 10 \times \max \left[\frac{\left(K + \frac{4}{3} G \right)}{\Delta z_{\min}} \right] \quad \text{<식 4-2>}$$

여기서, k_n : 수직지반반력계수, k_s : 수평지반반력계수, Δz_{\min} : 경계면 인접요소의 수직방향 최소길이, K : 체적탄성계수, G : 전단탄성계수이다.

※ 실제, k_n , k_s 는 수치적분시 수렴을 위한 가상의 요소강성으로, 경계요소 거동으로 인한 잔류변위의 크기는 점착력(c)과 경계면 마찰각(δ)에 의하여 결정됨 (그림 4-8)



<그림 4-8> 경계요소의 거동특성

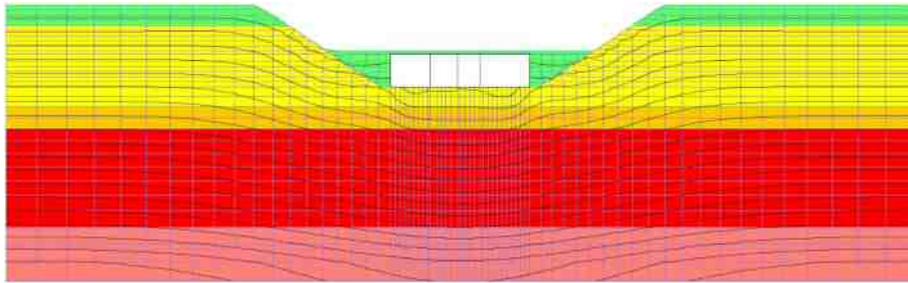
본 예제에서 적용된 경계요소의 입력변수는 표 4-3과 같다.

표 4-3 예제에 사용된 경계요소의 입력변수

구 분	k_n (N/m ³)	k_s (N/m ³)	c (N/m ²)	δ (Deg)
입력값	1×10^8	1×10^8	0.0	20

라. 매립지반재료를 이용한 되메우기

시공단계 해석과정에서는 원지반조건과 다르게 굴착 후 매립되는 지반조건을 반영하여야 한다. 예를들어 치환매립, 압밀, 심층혼합개량 등 다양한 공법의 적용 후 조성되는 지반의 최종상태에 대한 해석 후 지진하중에 대한 응답이력해석이 시행되어야 한다. 그림 4-9는 공동구 매립과정에서 원지반 퇴적점토층을 대신하여 매립되는 지반의 모델링 과정을 나타내고 있다.

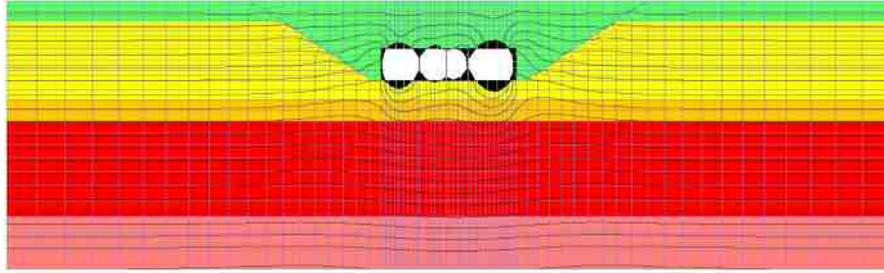


<그림 4-9> 공동구시공 및 되메우기

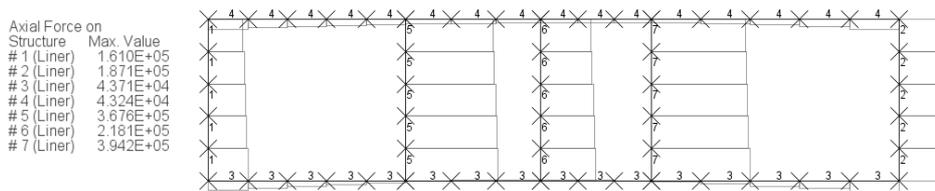
마. 시공완료 단계 안정성 검토

시공이 완료된 공동구 구조물의 최종변위 및 부재력 확인을 통해 수치해석 모델의 오류를 확인하여야 한다. 구조물의 변위는 통상적인 철근콘크리트 암거의 변위내에서 발생되어야 하며, 부재력은 탄성범위내 존재하여야 한다. 본 예제에서는 공동구 구조물이 소성거동이 가능한 구조요소로 모델링 됨에 따라, 소성한지의 발생확인만으로 부재력에 대한 확인이 가능한 장점이 있다. 그림 4-10은 시공완료 후 공동구의 최종변위 및 부재력의 분포를 나타내고 있다.

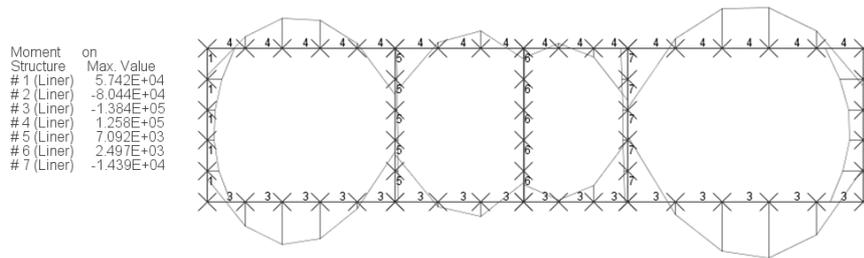
기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령



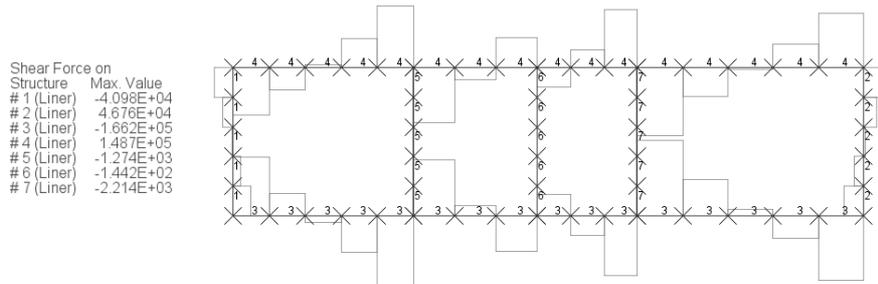
(a) 최대변위 : 4.6mm (공동구 상단)



(b) 최대축력 : 3.942×10^5 N



(c) 최대모멘트 : 1.384×10^5 N-m



(b) 최대전단력 : 1.662×10^5 N

<그림 4-10> 변위 및 부재력 확인결과 (상시 조건)

A.4.4 지진응답이력해석(Seismic Response History Analysis)

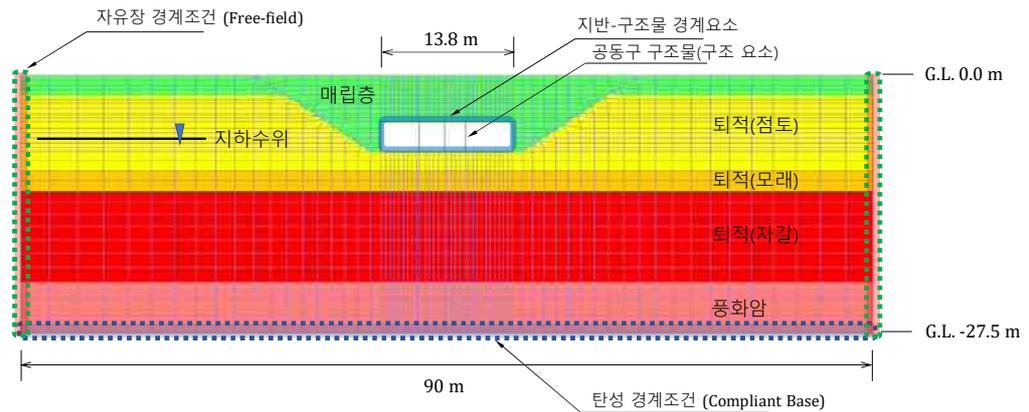
현 상태 응력조건에 대한 평형해석 후, 지진하중에 의한 비선형 응답이력 해석을 시행한다. 이때, 수치해석 프로그램이 갖추어야 할 필요조건은 다음과 같다.

A.4.4.1 응답이력해석을 위한 필요조건

가. 동적 수치경계조건

(1) 수평경계조건

상향전파하는 지진파의 수평운동은 수평무한지반에서 구속되지 않아야 한다. 그러나, 수평무한한 수치모델을 구성하는 것은 불가능함에 따라, 공동구 구조물의 거동영향을 무시할 수 있는 영역까지 수치해석 모델을 구성하고 경계면에 수평운동을 흡수할 수 있는 경계요소를 적용하여야 한다. 이를 위하여, 본 예제의 수치해석 프로그램에서는 자유장경계요소(Free Field Element)를 적용하였다. 사용된 자유장경계요소는 인접지반과 동일한 강성을 가지며 전달되는 수평응력을 100% 흡수할 수 있는 점성감쇠요소로 구성된다. (Lysmer and Kuhlemeyer, 1969)



<그림 4-11> 응답이력해석을 위한 경계조건

(2) 최하단 경계조건 (입력지진 경계조건)

응답이력해석은 연직상향전파되는 입사파(Incident Wave)에 의한 지반-구조물의 응답 해석이 이루어져야 한다. 그러나, 지표면 자유장에서 반사되어 하향전파하는 반사파(Reflected Wave)는 수치해석 모델의 최하단경계에서 반사되어 입사파의 왜곡을 초래할 수 있으므로 수치해석과정에서 반사파의 흡수·소멸이 이루어져야 한다. 이를 위한 방법은 아래의 표 4-4와 같이 두 가지 방법으로 구분되며, 각각의 경우 입력지진기록의 선정이 달리 이루어져야 한다. (그림 4-12)

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

표 4-4 지진응답이력해석을 위한 최하단 경계조건

최하단 경계조건	반사파의 흡수	입력지진기록(형태)	입력지진기록(물리량)
점성감쇠(탄성)경계 (Compliant Base)	점성감쇠	입사파 (1/2 × 노두운동기록)	전단응력
강성경계 (Rigid Base)	입력지진기록에 의한 소멸 (수치해석 반사파 + 입력지진기록 반사파 = 0)	입사파 + 반사파 (층내운동 기록)	가속도

본 예제에서는 G.L. - 27.5m 위치에 전단파속도 1381.98m/s 이상의 연암층이 확인되어, 입력지진기록은 S_1 지반의 설계응답스펙트럼에 상응하는 입력지진기록을 사용하였다. 「내진설계 일반(KDS 17 10 00)」에 따라 S_1 지반의 설계응답스펙트럼은 보통암 자유장(노두) 지진기록에 대한 응답스펙트럼으로, 지진파의 자유장에서 입사파와 반사파의 크기는 동일하므로 입사파기록은 1/2을 취함으로 얻어질 수 있다. 따라서, 점성감쇠경계가 적용되어 가속도 지진기록은 아래의 식 4-3에 따라 전단응력기록으로 변환되어 수치해석에 적용하였다.

설계지진 기록	입력지진 경계조건
<p>노두운동기록 → 기반암 입사파 도출</p>	<p>탄성암반 경계조건</p>
<p>자유장 기록 → 노두운동 → 기반암 입사파 또는 자유장 기록 → 기반암 층내운동</p>	<p>탄성암반 경계조건(기반암 입사파)</p>
<p>기반암 층내운동</p>	<p>강체암반 경계조건(기반암 층내운동)</p>
<p><그림 4-12> 설계지진기록 위치정의에 따른 입력지진 경계조건의 설정 방법</p>	

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

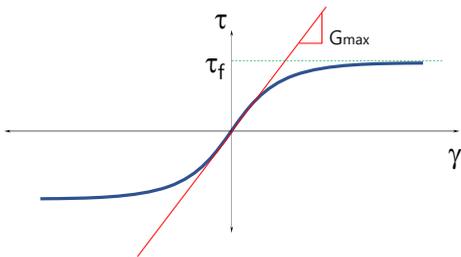
$$\tau(t) = 2(\rho v_s) \dot{u}(t) \quad \langle \text{식 4-3} \rangle$$

여기서, $\tau(t)$ 전단응력시간이력, ρ 매질의 밀도(가진위치), v_s 매질의 전단파속도(가진위치), $\dot{u}(t)$ 입력지진운동속도이력 이다.

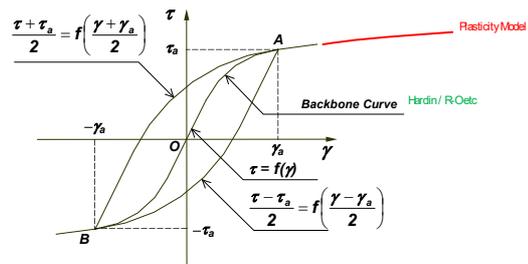
나. 지반의 구성모델

(1) 지반의 비선형 응력-변형을 거동모델

지진하중을 받는 지반이 겪게되는 전단변형을 영역에서 비선형 응력-변형을 거동을 나타낼 수 있는 지반모델을 선정하여 응력이력해석에 적용하여야 한다. 수치해석 프로그램에 따라 지반의 비선형거동 및 이력감쇠(Hysteretic Damping)는 정규화전단탄성계수 감소곡(G/G_{\max})선, 지반의 전단강도(τ_f)와 최대전단탄성계수(G_{\max})를 이용한 쌍곡선 뼈대함수(Backbone curve, 그림 4-13 (a)) 또는 진보된 지반구성모델을 적용하여 수치해석에 적용 할 수 있다. 대부분의 수치해석 프로그램에서 반복하중에 대한 이력감쇠는 비선형 거동을 위한 뼈대함수로부터 Masing법칙(그림 4-13(b))을 적용하여 발생가능하다.



(a) 쌍곡선 뼈대함수의 구성



(b) Masing법칙

<그림 4-13> 동적하중에 대한 지반의 비선형 응력-변형을 거동

국내 설계에 적합한 지반의 G/G_{\max} 곡선과 감쇠비 곡선은 시설안전기술공단의 “기존시설물(기초 및 지반)내진성능 평가요령”을 참조하는 것을 추천한다. 단, 진보된 지반 구성모델을 적용할 경우 모델변수 산정을 위한 별도의 노력(문헌, 지반조사)이 시행되어야 한다.

(2) 지반의 강성

구속압에 의하여 강성이 달라지는 사질토지반의 특성을 해석에 반영하기 위하여, 최초 정적평형상태에서 지반의 평균유효구속압을 반영한 사질토지반의 강성(최대전단탄성계수)을 재설정 하여 정적평형해석을 실시한다. 이를 위하여, 지반내 유효응력분포를 반영하여 전단탄성계수 또는 전단과속도를 계산하여 수치해석 입력변수를 재설정하거나, 이를 반영할 수 있는 전단탄성계수의 함수가 적용되어야 한다. 아울러, 구속압의 영향이 지반의 비선형성 응력-변형률 거동에 미치는 영향을 무시할 수 없는 경우 이를 반영하여야 한다.

(3) 지반의 소성거동모델

지반의 전단파괴 이후 소성거동에 대한 정의를 위하여 Mohr-Coulomb 모델 등의 소성거동모델을 적용하며, 이를 위한 지반의 전단강도정수를 결정하여 사용하여야 한다. 표 4-5는 본 예제에 적용된 지층별 지반정수이다.

<표 4-5> 예제공동구의 지층구분 및 지반정수

구 분	심도(m)	지반 종류	단위중량 (kN/m ³)	점착력 (kN/m ²)	내부마찰각 (Deg)
1	2.3	매립층	19	15	30
2	10.2	퇴적(점토)	18	20	5
3	12.5	퇴적(모래)	18	0.1	38
4	22.5	퇴적(자갈)	19	0.1	45
5	27.0	풍화암	21	50	45
6	30.0	연암	24	탄성	탄성

(4) 액상화 모델

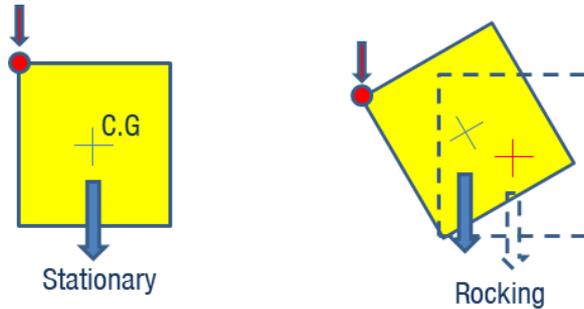
액상화 대상지반의 결정은 「내진설계 일반(KDS 17 10 00)」 또는 “기존시설물 (기초 및 지반)내진성능 평가요령”을 참조하여 결정할 수 있다. 응답이력해석에서 액상화 대상지반을 고려하여야 하는 경우, 수치해석 프로그램에서 제공하는 액상화모델을 적용하여 응답이력해석을 시행하여야 한다. 대표적인

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

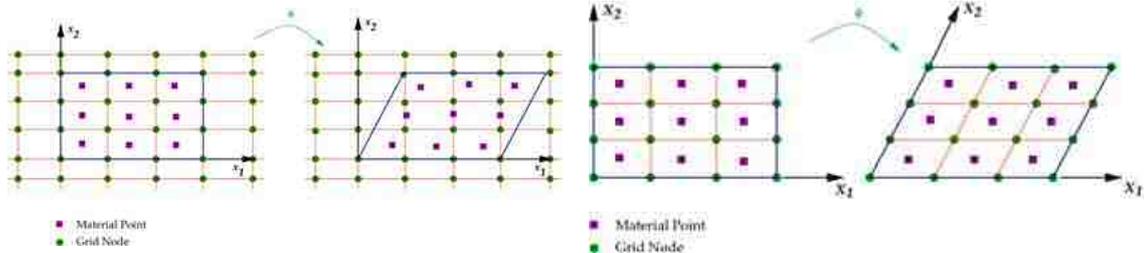
액상화 모델은 Byrne모델(Byrne, 1991), PM4SAND(Boulanger and Ziotopoulou, 2017), UBC Sand(Byrne, 1995) 등의 액상화 거동모델이 있다.

(5) 기하학적 비선형 거동

지진응답이력해석 과정에서, 엄밀한 해석을 위해서는 수치해석 요소의 무게중심 변화에 따른 관성력변화가 고려되어야 한다. 이를 위해 변형으로 인한 무게중심의 변화가 고려되어야하며, 이는 수치해석에서 기하학적비선형(Geometric Non-linearity) 또는 대변형해석(Large Strain Analysis)을 통해 구현될 수 있다. 비선형응답이력해석을 위한 수치해석 프로그램은 미소변형 해석 시 Euler좌표계를 적용하며, 대변형 해석 시 Lagrangian좌표계를 적용하여야 한다. 본 예제에서는 「4.3 상시평형해석」 이후 지진응답이력해석 전 Lagrangian 좌표계로 변환 후 지진응답이력해석을 시행하였다. 그림 4-14는 대변형 발생시 무게중심의 변화와 좌표계의 적용방법에 따른 차이를 설명하고 있다.



(a) 응답이력해석 시 무게중심 위치변화에 따른 관성력의 변화



(b) Euler 좌표계

(c) Lagrangian 좌표계

<그림 4-14> 기하학적 비선형(대변형)의 영향 및 좌표계의 영향

(6) 동적응답에 대한 감쇠모델

이력감쇠에 추가로 지반의 최소감쇠비와 구조물 감쇠비의 적용을 위한 인공감쇠비를 적용할 수 있다. 이때 사용가능한 대표적인 인공감쇠비는 Rayleigh감쇠이다. Rayleigh 감쇠를 정의하기 위한 중간주파수는 지반응답해석(SHAKE해석)을 이용하거나 수치해석 모델이 가지는 1차 공진주파수 식 4-4를 적용하여 추정할 수 있다.

$$f = \frac{\overline{V_s}}{4H}, \quad \overline{V_s} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad \text{<식 4-4>}$$

여기서, n : 지반층의 개수, f : 1차 공진주파수, $\overline{V_s}$: 평균전단파 속도, H : 전체층의 두께, d_i : i 번째 층의 두께, v_{si} : i 번째 층의 전단파 속도

본 예제에서는 중간주파수 4Hz를 가지는 2% Rayleigh 감쇠를 적용하였다.

A.4.4.2 입력지진기록의 결정

가. 지진하중 조합

내진성능 평가는 하중에 대한 불확실성이 존재하는 신설구조물이 아닌 기존구조물에 대해 시행됨에 따라, 수치해석 모델을 이용한 공동구 구조물의 내진성능 평가는 두 가지 목표성능수준(기능수행, 붕괴방지)에 대해서 공히 실제하중에 대한 수치해석 모델 구성으로 시행한다. 단, 붕괴방지 수준의 지진에 대한 해석으로 기능수행수준의 목표달성 여부를 충분히 증명할 수 있는 경우, 기능수행 수준 지진에 대한 추가 검토는 생략할 수 있다.

나. 입력지진기록의 구성

입력지진기록은 실지진파를 설계응답스펙트럼에 대해서 스펙트럼 보정 후 Baseline Correction을 하여 적용토록 한다.

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

(1) 스펙트럼 보정

선정된 실지진과 기록이 설계응답스펙트럼을 만족시키기 위해 제안된 방법 중 푸리에 스펙트럼의 주파수대역 조정방법이 있다. (Rizzo et al., 1975; Silva and Lee, 1987) 그러나, 본 방법의 결과로 얻어진 속도, 변위기록에 과도한 에너지성분이 추가되는 단점이 보고되어(Naeim and Lew, 1995), 이를 해결하기 위하여 실지진기록 시간이력에 Wavelet을 추가하여 실지진기록을 보정하는 방법이 제안되었다. 본 방법은 원본지진기록이 가지는 비정상 지진특성을 훼손하지 않는 상태에서 에너지 변화를 최소화할 수 있는 장점을 가지고 있다. (Abrahamson, 1992). 본 방법을 적용한 최초의 스펙트럼 보정프로그램은 RspMatch2005이다. (Lilhanand and Tseng, 1987, 1988) Wavelet을 사용한 지진과의 보정을 위해서는 목표스펙트럼과 유사한 원본지진과를 사용하는 것이 가장 좋은 결과를 도출할 수 있으며, 그렇지 않은 경우 보정과정의 수렴을 담보할 수 없는 단점이 있다. 본 예제에서는 이탈리아 Seismosoft사에서 개발된 Seismomatch Ver 2.1.2를 사용하여 Wavelet을 사용한 스펙트럼 보정을 실시하였다. (Seismosoft, 2019)

(2) 설계입력지진기록 군(群, BIN)의 구성

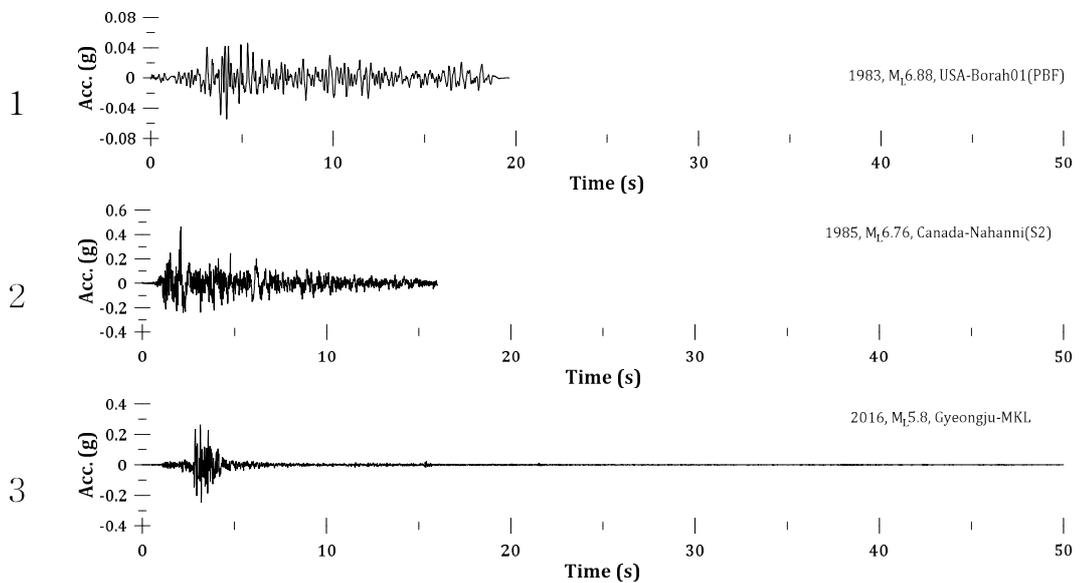
지진이 빈번한 대부분의 국가에서는 ASCE 기준(1개 기록 사용가능)을 제외하면 모두 설계스펙트럼을 만족시키는 3개 이상의 지진기록을 적용하여 그 결과의 최대값을 설계에 적용하며, 7개 이상의 지진기록을 사용 시 해석결과(구조물 응답)의 중간값을 적용할 수 있도록 규정하고 있다. 본 요령에서는 우리나라 및 국외 판 내부 지진계측 기록 중 3개의 지진기록을 선정하여 비선형응답이력 해석을 위한 군(群, BIN)을 구성하였다. 선정된 지진기록 군(群, BIN)은 서로 다른 지진이벤트로 구성되어 표 4-6과 같으며, 우리나라 경주지진(2016)과 외국의 판 내부 지진기록 2개로 구성된다. 선정된 지진기록은 모두 판 내부 지진기록으로의 유효성, 규모, 지진기록의 품질, 가속도, 지속시간 등을 종합적으로 고려하여 선정되었다. 본 보고서에서 선정된 지진기록 군이 향후 공동구 구조물의 내진성능평가를 위한 절대적인 지진과의 조합을 의미하지는 않으며, 설계자는 경주 또는 포항지진기록 중 1개와 외국의 지진기록 중 규모 6.0 ~ 7.0의 실지진기록 2개를 선정하여 스펙트럼 보정 후

적용하는 것을 추천한다. 이때, 해석결과는 세 개의 지진파를 적용한 해석결과 중 최대값을 사용하여야 한다.

표 4-6 비선형응답이력 해석을 위한 실지진기록 군(群, BIN) (예)

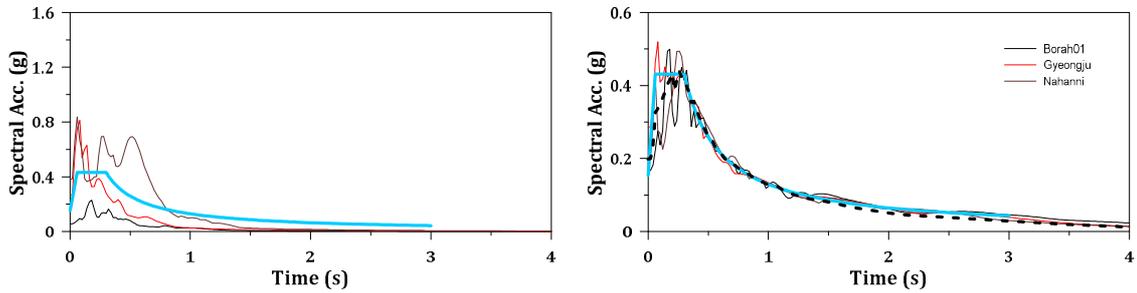
No	Year	Magnitude (ML)	Epicentral Dist.(km)	PGA (g)	Event/Station/Country
1	1983	6.88	94.34	0.052	Borah01, PBF/America
2	1985	6.76	6.52	0.489	Nahanni, S2/Canada
3	2016	5.8	6	0.3497	Gyeongju/ MKL/Korea

표 4-6에 제시된 지진기록의 시간이력은 그림 4-15에 제시되어 있으며, 본 예제의 1구역, S₁지반, 1등급 구조물의 설계응답스펙트럼에 대한 보정 전·후 응답스펙트럼은 그림 4-16과 같다.



<그림 4-15> 비선형응답이력 해석을 위한 실지진 기록군(群, BIN)의 가속도 시간이력 (예)

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령



(a) 스펙트럼 보정 전

(a) 스펙트럼 보정 후

<그림 4-16> 비선형응답이력 해석을 위한

실지진 기록군(群, BIN)의 스펙트럼 보정 전/후 응답스펙트럼

A.4.5 해석 및 평가결과

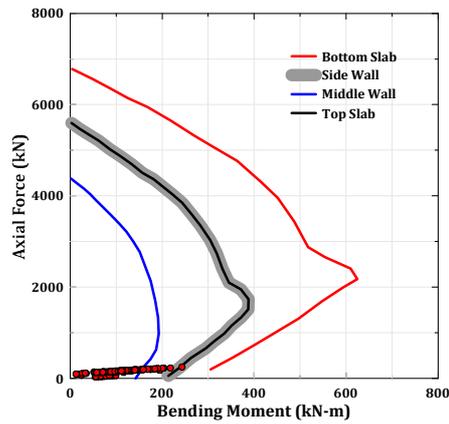
A.4.5.1 붕괴방지 수준

표 4-7에 제시된 3개의 입력지진파에 대한 해석결과, 공동구 구조물의 소성흔지 발생여부는 그림 4-17 ~ 4-19와 같이 확인 가능하다. 3개의 지진파에 대한 해석결과 공히 소요강도가 평가내하력을 초과하여 소성흔지가 발생하였다. A점에 대한 성능곡선 검토결과, 지진하중 재하시간 중 일시적으로 평가내하력이 부족하여 소성흔지가 발생함을 알 수 있다. 성능곡선으로부터 A점에서 소성흔지는 바닥슬래브와 측벽이 만나는 지점의 측벽에서 발생하였음을 알 수 있다.

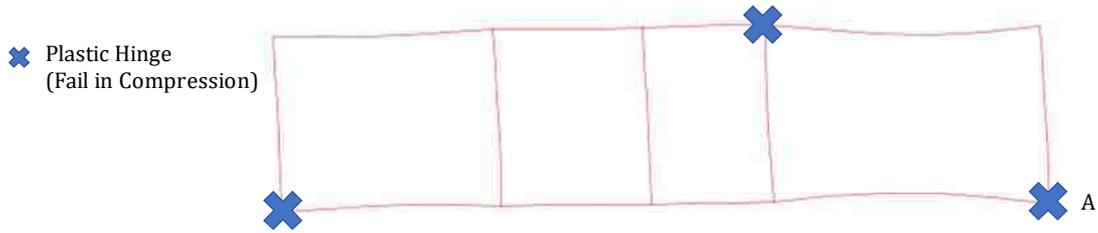
본 예제해석 결과, 소성흔지의 발생이 최종적으로 구조물의 붕괴를 야기하지 않아 내진성능평가의 성능목표인 붕괴방지 수준을 만족시킴을 확인하였다. 여기서, 적용된 구조물의 평가내하력은 현장측정결과가 아닌 설계강도와 구조상태계수로 도출된 것으로 엄밀한 판정을 위해서는 현장강도 측정과 우각부의 휨 변형에 대한 저항을 고려하여 최종평가 및 보강방안을 확정하는 것이 바람직하다고 판단된다.

공동구구조물의 전단력에 대한 평가내하력 및 평가결과는 표 4-7과 같으며, 응답이력해석으로 얻어진 공동구 구조물의 최대전단력 분포는 그림 4-20과 같다. 그림 4-20의 최대전단력은 특정시점의 결과가 아닌, 전체해석시간 중

위치별 최대전단력의 절대값을 도시한 결과이다. 평가결과, 공동구 구조물 전체단면에 대해서 전단철근 보강없이 안전함을 알 수 있다.



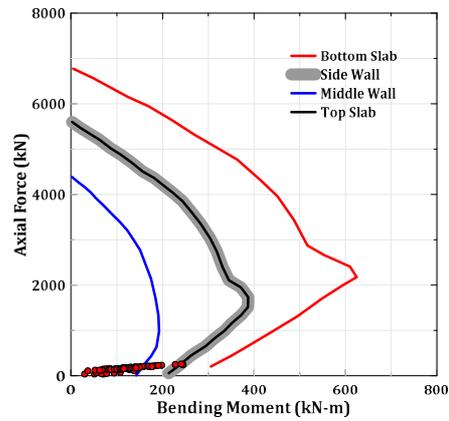
(a) 성능곡선 (A 지점)



(b) 구조물 변형형상 및 소성힌지 위치

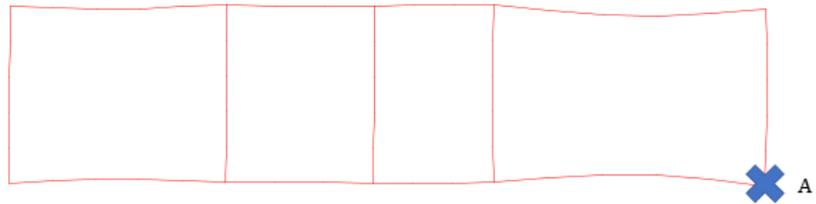
<그림 4-17> 붕괴방지 수준 해석결과 (Borah Peak 지진)

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령



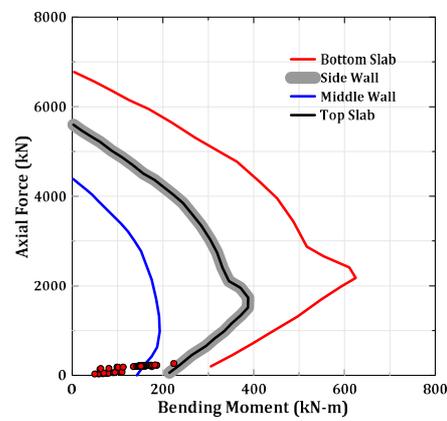
(a) 성능곡선 (A 지점)

✘ Plastic Hinge
(Fail in Compression)



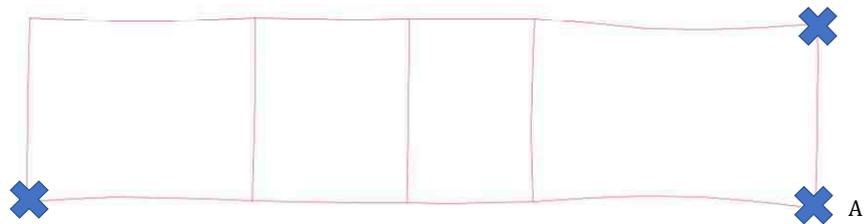
(b) 구조물 변형형상 및 소성힌지 위치

<그림 4-18> 붕괴방지 수준 해석결과 (Nahanni 지진)



(a) 성능곡선 (A 지점)

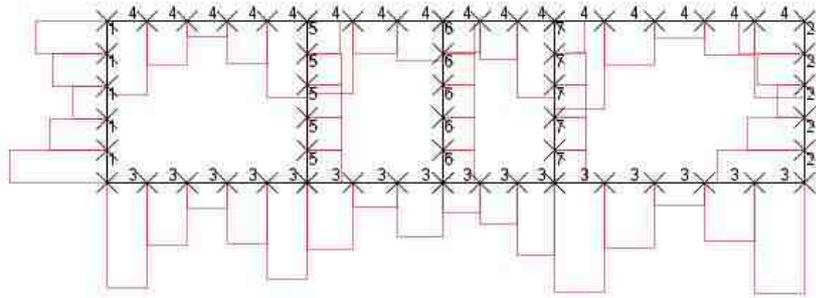
✘ Plastic Hinge
(Fail in Compression)



(b) 구조물 변형형상 및 소성힌지 위치

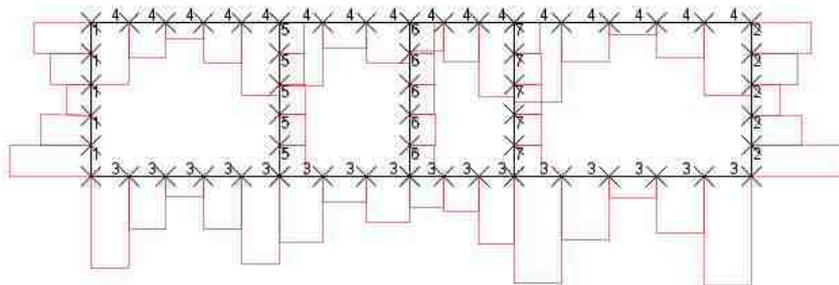
<그림 4-19> 붕괴방지 수준 해석결과 (경주지진)

Structure	Max. Value
# 1 (Liner)	2.323E+05
# 2 (Liner)	2.054E+05
# 3 (Liner)	2.644E+05
# 4 (Liner)	2.125E+05
# 5 (Liner)	8.186E+04
# 6 (Liner)	7.449E+04
# 7 (Liner)	7.384E+04



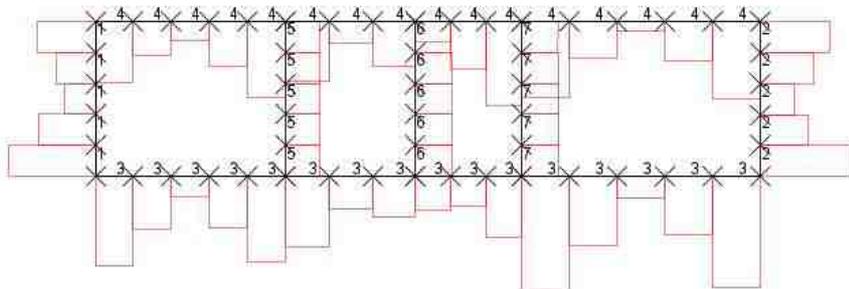
(a) Borah Peak 지진

Structure	Max. Value
# 1 (Liner)	2.028E+05
# 2 (Liner)	2.236E+05
# 3 (Liner)	2.737E+05
# 4 (Liner)	2.030E+05
# 5 (Liner)	6.296E+04
# 6 (Liner)	6.448E+04
# 7 (Liner)	6.704E+04



(b) Nahanni 지진

Structure	Max. Value
# 1 (Liner)	2.144E+05
# 2 (Liner)	2.301E+05
# 3 (Liner)	2.857E+05
# 4 (Liner)	2.113E+05
# 5 (Liner)	8.516E+04
# 6 (Liner)	8.922E+04
# 7 (Liner)	9.082E+04



(c) 경주지진

<그림 4-20> 지진하중 재하 중 최대전단력 분포도 (절대값, N/m)

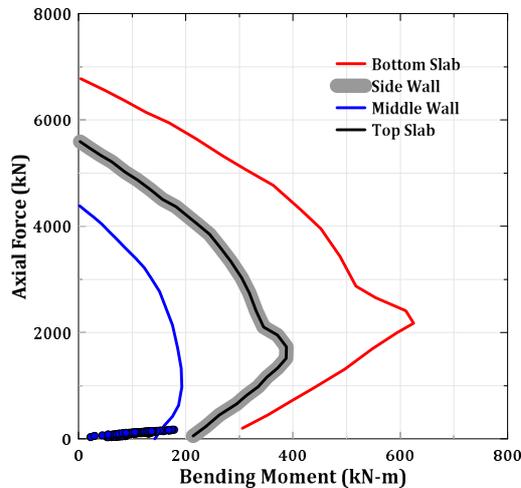
표 4-7 붕괴방지 수준 지진에 대한 전단력평가결과

	소요전단강도 (kN/m)			평가내하력, ϕV_c (kN/m)	판정
	Borah Peak	Nahanni	경주		
상부슬래브	213	203	211	491	OK
하부슬래브	264	274	286	562	OK
측벽	232	224	230	491	OK
중간벽	82	67	91	410	OK

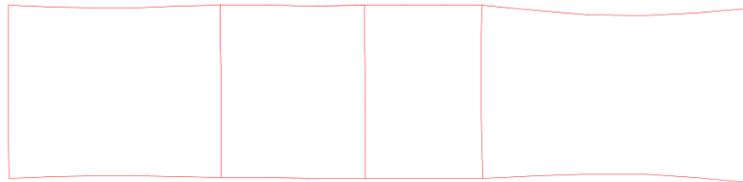
기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

A.4.5.2 기능수행 수준

예제 공동구 구조물의 기능수행수준 지진력에 대한 성능평가결과는 붕괴방지 수준에 대한 평가절차와 동일하다. 우선, 표 4-7에 제시된 3개의 입력지진파에 대해서 기능수행수준(재현주기 100년)의 설계응답스펙트럼에 대한 스펙트럼 보정 후 이를 입력지진으로 한 해석을 시행하였다. 해석결과, 공동구 구조물의 소성흔지 발생여부는 그림 4-21 ~ 4-23과 같이 확인 가능하다. 3개의 지진파에 대한 해석결과 모두 평가내하력이 소요강도를 상회하여 소성흔지가 발생하지 않음을 알 수 있다. 이는 모든 구조부재가 지진 중 탄성영역내 거동을 보임으로 기능수행 수준을 만족한다고 할 수 있다. A점에 대한 성능곡선 검토결과, 지진하중 재하시간 중 모든 부재력 평가결과가 성능곡선을 초과하지 않음을 알 수 있다.

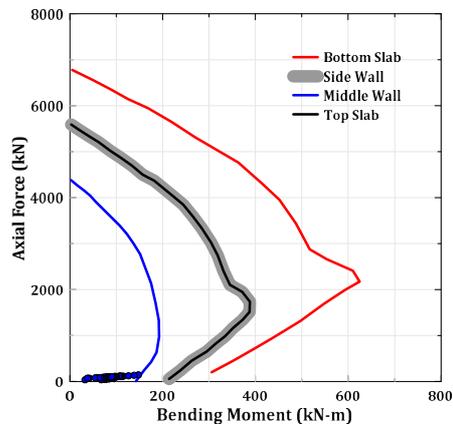


(a) 성능곡선 (A 지점)

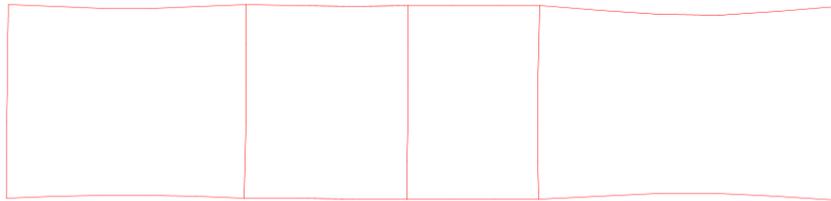


(b) 구조물 변형형상 및 소성흔지 위치

<그림 4-21> 붕괴방지 수준 해석결과 (Borah Peak 지진)

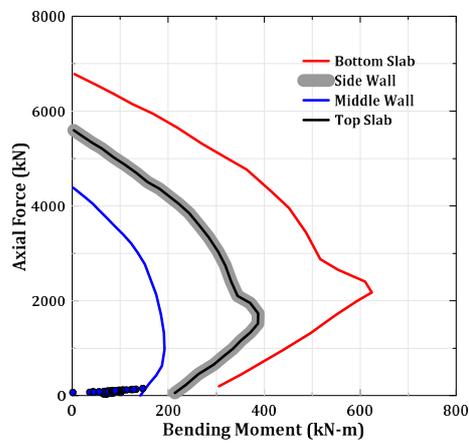


(a) 성능곡선 (A 지점)

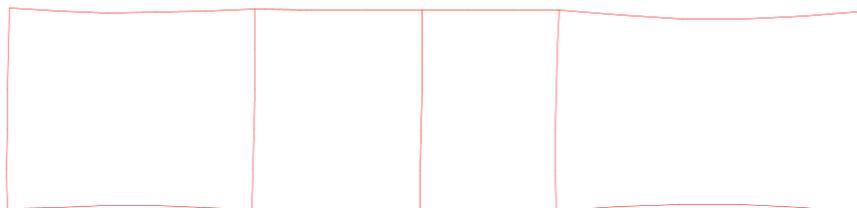


(b) 구조물 변형형상 및 소성힌지 위치

<그림 4-22> 붕괴방지 수준 해석결과 (Borah Peak 지진)



(a) 성능곡선 (A 지점)



(b) 구조물 변형형상 및 소성힌지 위치

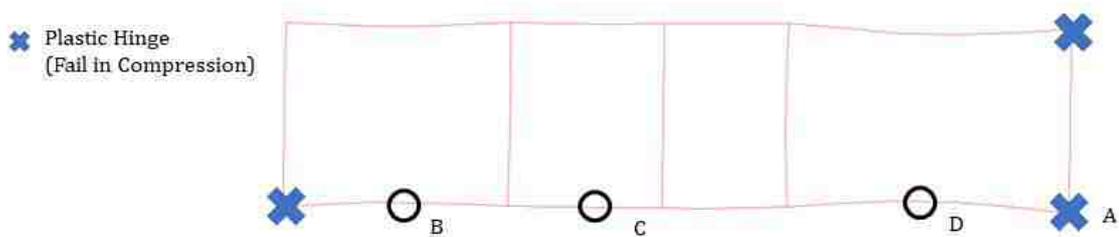
<그림 4-23> 붕괴방지 수준 해석결과 (Borah Peak 지진)

기존 시설물(공동구) 내진성능 평가요령

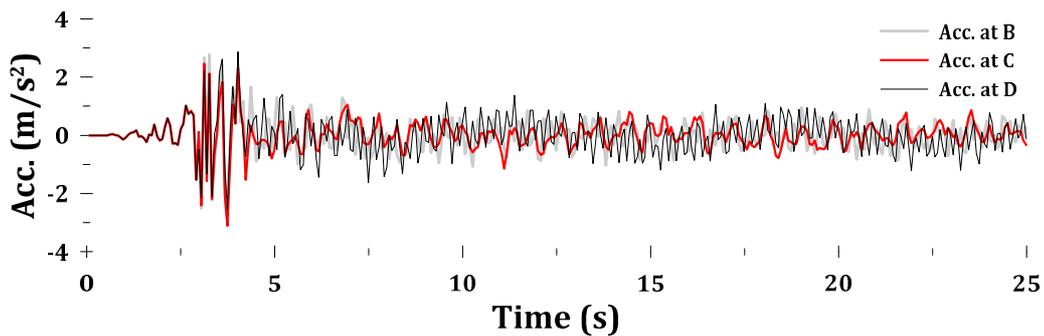
A.4.5.3 비구조요소의 성능목표 검증

지진시 공동구의 기능상실로 인한 대규모 피해는 비구조요소(공동구 내부 수용시설물)의 기능상실(단수, 정전, 화재, 통신두절)로 인하여 발생할 수 있으므로, 붕괴방지수준의 지진력에 대해서 구조물의 붕괴여부와는 별도로 비구조요소의 기능수행여부에 대한 검토가 시행되어야 한다. 단, 본 요령에서 공동구의 내진성능평가는 구조요소에 대한 성능평가에 한정하며, 비구조요소에 대한 성능 평가는 발주처와 협의 하에 별도의 과업으로 시행하는 것을 원칙으로 한다.

비선형응답이력 해석결과, 비구조요소의 성능평가를 위해 필요한 공동구 위치별 가속도 시간이력은 그림 4-24과 같다.



(a) 가속도 시간이력 기록위치 (B, C, D)



(b) 위치별 가속도 시간이력

<그림 4-24> 비구조요소 성능평가를 위한 위치별 가속도시간이력 (예)

비구조요소에 대한 성능평가자는 가속도 시간이력 등 본 요령에서 제시하는 공동구 구조물의 내진해석결과를 이용하여 공동구내 수용시설물의 내진성능평가를 실시하여야 한다. 이때, 시설물의 관리기관과 협의하에 비구조요소를 위한 별도의 기준 및 평가용역을 마련하여 시행하도록 한다.