

3층 철근콘크리트 전단벽 구조물의 지진응답해석

Earthquake Response Analysis for Three-Story Building with Reinforced Concrete Shear Walls

이인규¹⁾ · 이은행²⁾ · 김재민^{1)*}Rhee, Inkyu¹⁾ · Lee, Eun-Haeng²⁾ · Kim, Jae-Min^{1)*}¹⁾전남대학교 공과대학 토목공학과 교수, ²⁾전남대학교 공과대학 토목공학과 박사후연구원¹⁾Professor, Department of Civil Engineering, Chonnam National University, ²⁾Postdoctoral Fellow, Department of Civil Engineering, Chonnam National University

/ A B S T R A C T /

A shake table test is conducted for the three-story reinforced concrete building structure using 0.28 g, 0.5 g, 0.75 g, and 1.0 g of seismic input motions based on the Gyeongju earthquake. Computational efforts are made in parallel to explore the mechanical details in the structure. For engineering practice, the elastic modulus of concrete and rebar in the dynamic analysis is reduced to 38% and 50%, respectively, to calibrate the structure's natural frequencies. The engineering approach to the reduced modulus of elasticity is believed to be due to the inability to specify the flexibility of the actual boundary conditions. This aspect may lead to disadvantages of nonlinear dynamic analysis that can distort local stress and strain relationships. The initial elastic modulus can be applied directly without the so-called engineering adjustment with infinite element models with spring and spring-dashpot boundary conditions. This has the advantage of imposing the system flexibility of the structure on the sub-boundary conditions of springs and damping devices to control its sensitivity in a serial arrangement. This can reflect the flexibility of realistic boundary conditions and the effects of system damping (such as the gap between a concrete footing and shake table, loosening of steel anchors, etc.) in scalar quantities. However, these spring and dashpot coefficients can only be coordinated based on experimental results, making it challenging to select the coefficients in-prior to perform an experimental test.

Key words: Shake table test, 3-story reinforced concrete building, Spring-dashpot boundary condition, Damping ratio, Elastic modulus

1. 서론

한국원자력연구원에서 주관한 전단벽 진동특성 분석을 위한 round robin 해석의 일환으로 본 연구를 수행하였다. 3층 철근콘크리트 전단벽 구조물은 부산대학교 지진방재센터에서 진동대 실험을 통해, 지진하중에 대한 진동특성을 실험적으로 추출한 바 있다[1]. 이 실험에서 사용된 경주 명계리 지진파형에 그 크기를 0.28 g, 0.5 g, 0.75 g 그리고 1.0 g로 4단계에 걸쳐 스케일링하여 전단벽 면내 방향으로 가진하였다. 최초 실험에서 구조물의 고유진동수 탐색을 위해 구조물 손상이 되지 않는 범위의 지진가속도인 0.05 g와 백색 노이즈를 이용하여 지진파를 생성한 후, 약 60초 가간하였다. 본 실험에서는 4 단계의 가진 실험이 각 30초의 지속시간을 가지고 진행

되었으며, 전단벽과 각 층의 슬래브에 부착된 가속도계로 시간-가속도 이력을 취득하였다. 진동대판 위에 콘크리트 기초부, 2개의 전단벽과 1개의 다이아프램, 3개의 슬래브로 구성된 비대칭 구조물은 강제 앵커에 의해 진동대판과 고정되었다. 이 구조물은 원자력 발전소의 부대시설물로 설비나 기기를 보관하도록 되어, 이들의 내진설계를 위해, 각 층에서 층응답스펙트럼(Floor Response Spectra; FRS)을 검토하고자 한다. 동적해석 모델의 구현을 위해서, 콘크리트, 철근의 재료상수, 기하조건(치수, 철근 배치 등), 기초부-진동대판 경계조건(앵커 고정), 그리고 감쇠비 등에 대한 고려가 필요하며, 이들에 대한 해석결과 영향을 검토하고자 하였다. 더불어 사용 요소(셸 요소, 솔리드 요소)의 영향, 자유도 증가의 영향, 선형 또는 고차요소의 영향 등도 함께 검토하였다. 진동대 시험체에 대한 중량 제한이 있어, 33톤의 자중 이외의 부가적인 질량을 고려하지 않았다. 따라서, 구조물 파단 실험으로는 진행되지는 않았으나, 진동대 실험 결과로부터 얻어진 구조물의 탄성 또는 탄성에 가까운 진동특성의 해석과 상호연관 분석에는 중요한 자료가 될 수 있다. Modified Drucker-Prager 모델을 이용하여, 콘크리트

*Corresponding author: Kim, Jae-Min

E-mail: jm4kim@jnu.ac.kr

(Received January 23, 2021; Revised March 31, 2021; Accepted April 1, 2021)

의 인장과 압축 재료손상을 고려한 비선형 동적해석도 진행하였다. 감쇠비의 영향은 재료의 내재적 감쇠비, 시스템 또는 경계조건에 의한 감쇠비 등의 영향도 구분하여 검토하고자 하였다.

2. 해석 모델 선정

진동대판 위에 앵커로 고정된 3층 철근콘크리트 전단벽 구조물 (Fig. 1)의 동적 거동을 모사하기 위해, 실제 거동을 잘 예측할 수 있는 해석 모델을 선정하고자 한다. 본 절에서는 해석 모델과 실제 거동과의 연동을 위해, 각 명계리 입력지진파(NS 방향)의 크기에 따른 진동대 실험 전에 실시한 진동수 탐색시험 (Table 1)을 기준으로 해석 모델의 고유진동수를 확인하고자 한다. 진동수 탐색시험에는 구조물에 손상이 발생하지 않는 낮은 가속도 수준 (0.05 g 이하)의 입력지진파를 사용하였으며, 가진주파수 범위는 0.5~50 Hz에서 약 60초 간 랜덤 백색 노이즈 신호를 사용하였다 [1].

시험체인 3층 철근콘크리트 전단벽 구조물 설계에는 강도설계법을 이용하여, 콘크리트 설계강도, $f_{ck}=30$ MPa, 철근 항복강도, $f_y=400$ MPa를 사용하였다. 각 층 슬래브와 전단벽체의 두께는 각각 140 mm, 150 mm이며, 층고는 1.5 m, 전체 건물 높이와 폭은 각각 4.97 m (기초부 포함), 3.65 m이다. 기초부와 전단벽체 배근에는 D13, 슬래브 배근에 D10를 사용하였다 [1]. 본 절에서는 해석 모델의 실제 시험체와 유사한 고유진동수를 갖도록 하기 위해, Figs. 2~3과 같이, 전단벽체 요소형식, 진동대-시험체 간 경계조건, 절점수 등에 대한 민감도를 검사한 후, 최적 모델을 이용하여 동적 시간이력 해석을 하고자 한다. 해석에 사용된 플랫폼은 ABAQUS(2020) [2]이며, 전단벽체 모델에 사용된 요소는 3D solid요소의 경우, C3D8, C3D20, shell요소는 S4R, S8R을 각각 사용하여, 고유진동수의 변화를 검사하였다. 구조물 기초-진동대판의 경계조건은 완전고정, 수직방향 1-자유도 스프링-감쇠장치 고정으로 각각에 대해 검사하였다. Fig. 2와 같이, 전체



Fig. 1. Reinforced concrete building anchored onto shake table

Table 1. Measured frequencies (Hz) from priori table test

Max. PGA (g)	First mode (out-of-plane)	Second mode (in-plane)
0.28	15.25	21.50
0.50	15.25	21.00
0.75	14.75	21.25
1.00	14.75	21.25

모델에 3D solid요소를 이용한 경우, 총 절점 61,027개 (C3D8), 180,989개 (C3D20)를 각각 사용하였고, 전단벽체에 shell 요소와 기초부에 solid 요소를 사용한 경우, 총 절점 77,183개 (S4R, C3D8), 90,284개 (S8R, C3D8)으로 사용하였다. 콘크리트 요소와 철근 요소의 연결은 Tie연결로 인접 절점 간의 다중구속조건으로 모사하였다. Table 1에 나타나 있는 실제 구조물의 고유진동수와 일치시키기 위해 수정한 입력 재료 물성치는 Table 2와 같다. 공학적인 간편 모델링을 위해, 기초부와 진동대판 경계조건을 고정으로 표현한 모델의 경우, 콘크리트와 철근의 탄성계수는 원래 값에 각각 38%, 50%의 값을 사용하여야, 실제 구조물의 고유진동수와 유사함을 알 수 있었다. 이 조건에서는 Rayleigh 감쇠계수를 적용하였다. 반면에 기초부와 진동대판 경계조건이 Fig. 3과 같이 수직 1-자유도 스프링 또는 스프링-감쇠장치로 표현된 모델의 경우, 콘크리트의 설계강도에 따른 탄성계수와 일반구조용 강재의 탄성계수를 각각 사용하였다. 해석모델의 고유진동수와 예측된 실제 구조물의 1, 2차 모드의 고유진동수를 일치시키기 위해, Table 2와 같이, 스프링계수를 모델 별로 조정하여 사용하였다. 모델의 총 절점 (혹은 자유도)의 크기가 경제적이면서도, 콘크리트, 철근의 탄성

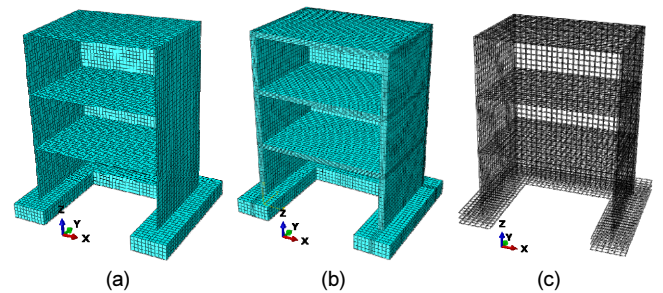


Fig. 2. Finite element modeling for shear walls: (a) shell, (b) solid, and (c) reinforcing bar arrangement

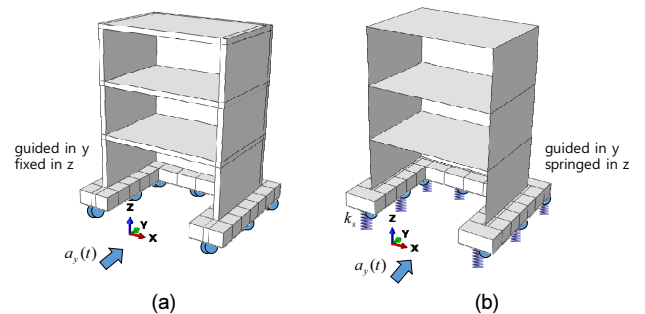


Fig. 3. Concrete footing-shake table constraints: (a) fixed, (b) sprung with dashpots

Table 2. Material attributes (GPa)

	fixed constraints		springed constraints	
	solid	shell	solid	shell
elastic modulus (GPa)				
concrete	10	10	26.411	26.411
rebar	100	100	200	200
linear (C3D8,S4R)	spring constant (kN/mm)		11,400	14,400
	dashpot constant (kN·s/mm)		19.8~34.2	17.3~32.4
quadratic (C3D20,S8R)	spring constant (kN/mm)		15,200	10,080

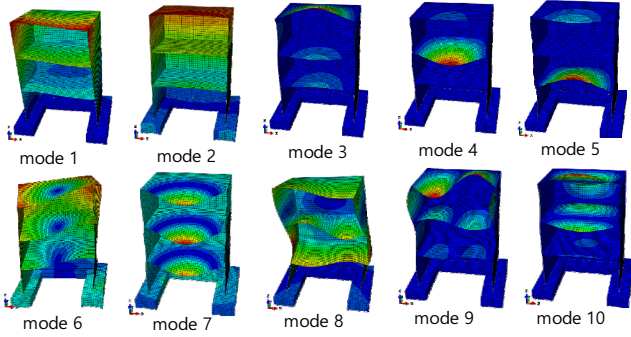


Fig. 4. Eigen-modes of springed constraints with shells

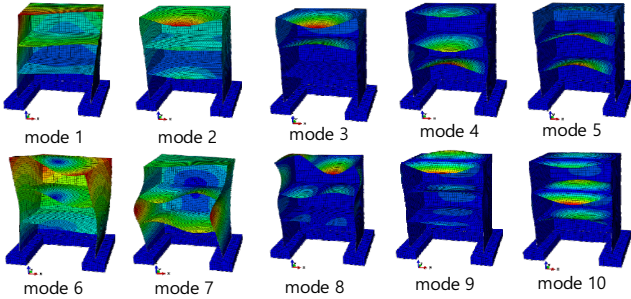


Fig. 5. Eigen-modes of fixed constraints with shells

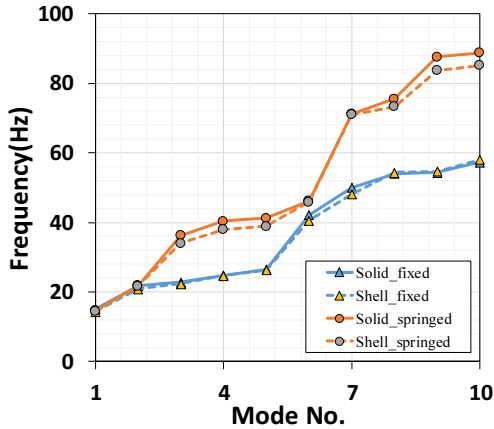


Fig. 6. Higher modes differences: springed vs. fixed constraints

Table 3. First and second natural frequencies calculated by updated FE models (Hz)

constraints	fixed				springed				
	solid		shell		solid		shell		
C3D8, S4R	14.9	21.9	14.4	21.1	sp*	14.8	21.1	15.4	21.1
					sp-da**	14.8	21.7	15.1	22.9
C3D20, S8R	14.8	21.5	14.7	21.6	sp*	14.8	21.7	14.4	21.6

*sp: spring constraints only, **sp-da: spring-dashpot constraints

계수를 조정하지 않아도 되는 모델은 전단벽체는 C3D8/S4R, 기초부(C3D8), 철근(B31)으로 구성되며 스프링-선형점성 감쇠장치 경계조건을 갖는 모델이다. Figs. 4와 5에 스프링 지지된 shell-solid 모델과 고정 지지된 shell-solid 모델의 고유모드를 나타내었다. 주요 모드인 1, 2차 모드는

두 모델 간 차이가 미미하나, 3차 모드 이후의 고차 모드에서는 뚜렷한 차이가 발생하였다. Fig. 6은 이들 모델 간 고유진동수의 차이를 나타내고 있다. 이는 경계조건에 따라, 고차모드의 차이가 발생할 수 있음을 보여준다. 선형요소(C3D8, S4R)과 고차요소(C3D20, S8R) 모델 간의 고유모드나 고유진동수의 차이는 미소하였다. 이 때, Rayleigh 재료감쇠는 추가적으로 적용하지 않았다. 이들 모델 별 고유진동수 조율 결과는 Table 3과 같다.

3. 감쇠비 추정

경주 명계리 계기지진 하중을 받는 시험체의 동적해석을 위해, 이전 절의 해석모델의 선정은 구조물의 고유진동수를 이용, 진동모드를 근사화 하며, 감쇠비는 탄성해석 시 지진응답의 크기에 영향을 주는 주요한 인자이다. 본 절에서는 실험결과로부터 감쇠비를 추출하여, 해석에 식 (1)과 같이, Rayleigh 감쇠형태로 적용하고자 한다 [3-6]. ω_i 와 ω_j 는 주요 고유진동수 (rad/s 단위)로 본 시험체의 경우, Table 1에서의 면외, 면내 방향 휨에 대한 1, 2차모드의 고유진동수를 각각 사용하였다. ζ 는 감쇠비이며, α , β 는 각각 Rayleigh 질량과 강성에 대한 감쇠계수이다.

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \frac{2\zeta}{\omega_i + \omega_j} \begin{Bmatrix} \omega_i \omega_j \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

실험에서 계측된 가속도 시간이력을 순차적으로 fft 변환, 지배주파수 추출 및 노이즈 주파수 제거, ifft 변환을 통해, 노이즈가 제거된 가속도 시간 이력을 생성하였다. 이 생성된 전체 시간 이력을 N개의 시간 분절로 나누어 샘플링한 후, 자유진동 시간 이력을 계산하는 랜덤감소기법 (random decrement technique; RDT)을 사용하였다 [7-10]. 이 기법은 구조물의 랜덤 지진하중에 의한 응답을 확정적 성분과 평균이 0인 랜덤 성분으로 구성되어 있다고 기본 가정을 한다. 특정 초기 조건에 맞는 여러 개의 랜덤 응답을 평균하면, 평균이 0인 랜덤 지진하중에 의한 성분이 사라지고, 구조물의 모드특성을 나타내는 확정적 성분만이 남게 된다. 이렇게 얻어진 확정적 성분은 자유진동신호와 같고, 이를 랜덤감소 함수라고 한다. 이렇게 구한 평균 자유진동이력을 Hilbert 변환을 통한 포락 (envelop) 곡선을 지수 감쇠 곡선으로 근사화하고, 지수상수로부터 감쇠비를 추출하였다. 랜덤감소함수, $A(\tau)$ 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$A(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N a(t_i + \tau) \quad | \quad T_a(t_i) = \frac{Max|a(t)|}{5} \quad (2)$$

여기서, $a(t)$ 는 Fig. 7의 F4P2 위치에서 계측된 가속도 이력, τ 는 시간상수이다. t_i 는 특정 초기조건을 만족하는 시작시간이며, N은 시작시간(또는 시간분절) 개수로서 이 연구에서는 20을 사용하였다. 특정 시작시간 조건은 수준 교차 방법 (level crossing), 양/음의 기울기를 갖는 영교차 방법 (zero crossing)이 있는데, 이 연구에서는 수준 교차 방법을 이용하였으며, 수준 교차점으로 절대 최대 가속도값의 1/5을 적용하였다. Fig. 8은 백색 노이즈로 생성된 하중(0.05 g)에 의한 구조물의 가속도 응답(3층 전면)을 fft 변환, 노이즈 주파수 제거 및 ifft 변환을 통한 새로이 생성된 가속도 응답

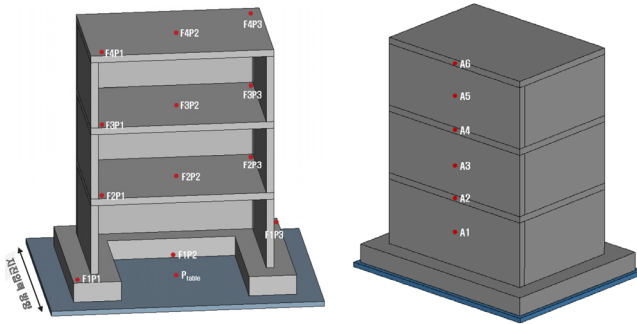


Fig. 7. Sensing points: F#P#, A# for floors and diaphragm [1]

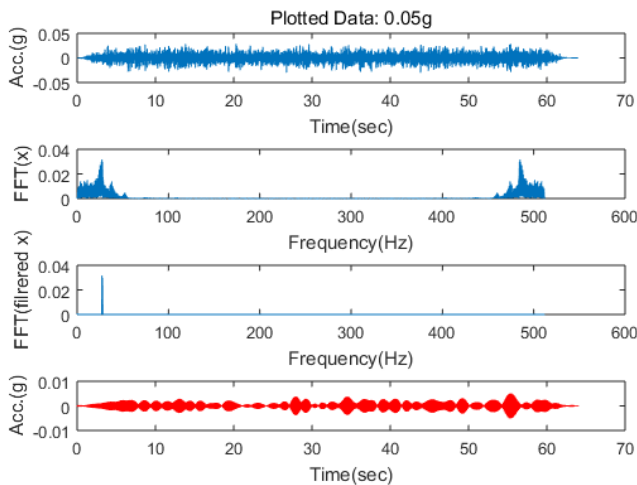


Fig. 8. Denoising sequence for the raw measured acceleration: raw acceleration data, fft plot, filtered fft plot, and inverse fft plot (PGA=0.05g)

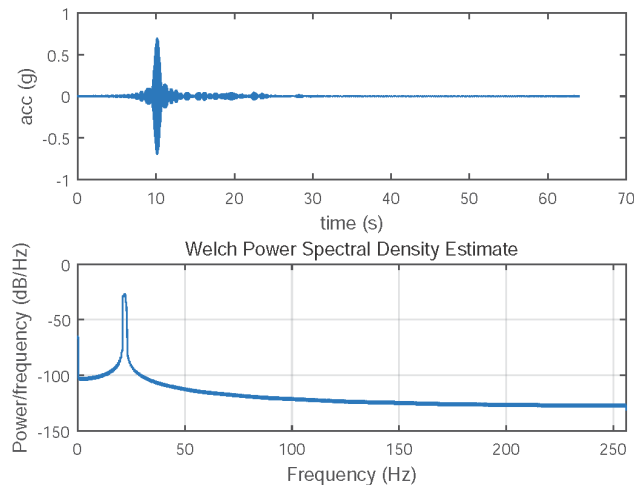


Fig. 9. Denoised acceleration and prominent frequency to evaluating the damping ratio (PGA=0.75 g)

을 구하는 과정이다. 본 실험의 0.28~1.0 g까지 5개의 가속도 이력 (0.75 g 예, Fig. 9.)을 사전실험의 백색노이즈를 이용한 탐색실험의 0.05 g의 경우와 동일한 과정으로, 감쇠비를 각각 Table 4와 같이 계산하였다. Fig. 10은 이 가속도 응답에 랜덤감소기법을 적용하여, 계산된 정규화된 랜덤감소함수 이력, $A(\tau)$, Hilbert 변환을 통한 자유진동신호의 개형 및 지수함수 곡

Table 4. Damping ratio of the first/second mode estimated by RDT

acc. (g)	0.05 g	0.28 g	0.5 g	0.75 g	1.0 g
first mode	0.98%	1.0%	1.1%	1.0%	1.3%
second mode	1.6%	1.6%	1.5%	1.6%	1.3%

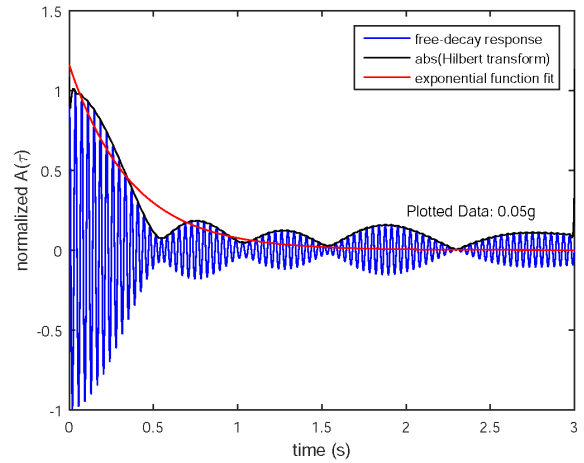


Fig. 10. Exponential curve fit to estimate the damping ratio of the second mode using Hilbert transform and RDT technique ($N=20$)

선 근사화 과정이다. 여기서 계산된 탁월주파수인 2차 모드의 감쇠비는 1.6%이다.

4. 3층 철근콘크리트 구조물의 지진응답해석

4.1 동적 탄성해석

탄성해석을 위해 2절과 3절에 언급한 FE모델, 재료상수, 그리고 Fig. 11과 같이 경계조건을 변화하며, 실험결과와 비교 해석하였다. 기본적으로 완전고정의 경계조건을 갖는 경우, 셸(S4R), 솔리드(C3D8) 요소를 갖는 콘크리트와 축방향 선 요소(B31, T3D2)를 갖는 철근의 원 탄성계수를 각각 38%, 50%로 감하여 적용하였다. 스프링 고정 또는 스프링-감쇠장치 고정의 경계조건을 갖는 경우, 수직방향 1-자유도 스프링과 감쇠장치로, 실제 앵커고정부를 모사하였다. 구조물의 고유진동수 탐색실험 결과들이

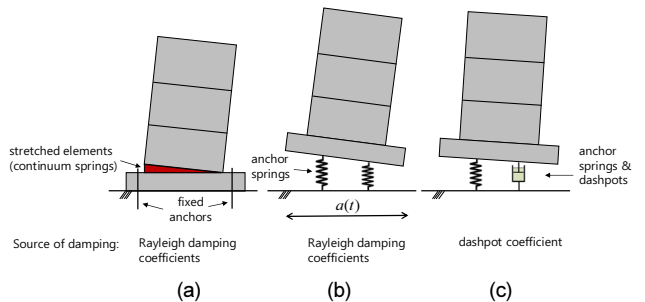


Fig. 11. Sources of damping in terms of support conditions between buildings and seismic table: (a) fixed, (b) springed, and (c) spring-dashpoted boundary condition

용하여, 스프링계수와 감쇠장치계수를 조율하였다. 이 때, 사용된 콘크리트와 철근의 탄성계수는 원 탄성계수를 그대로 적용하였다. 전자의 경우, 공학적으로 용이하고, 단순한 방법인 반면에 보수적인 경계조건에 기인한 원 탄성계수의 인위적인 감소를 적용해야하는 단점이 있다. 실험조건에 가까운 스프링-감쇠장치 경계조건은 원 탄성계수를 적용할 수 있는 합리성이 있는 반면, 실험결과가 없이 스프링-감쇠장치 계수를 특정하기 어렵다는 단점이 있다.

Rayleigh 감쇠계수의 적용은 완전고정, 스프링고정 경계조건을 갖는 모델의 경우에 만 적용되었으며, 스프링-감쇠장치 경계조건을 갖는 모델에는 적용하지 않았다. 이미 감쇠장치 (dashpot)의 축방향 성능이 축력과 속도의 비, c 로 정의된 바, 부가적인 Rayleigh 감쇠계수의 적용하지 않았다. 이 경우에는, Table 2에 정의된 스프링계수, k 와 시험체 총 질량, m (=33 ton)을 적용하여, 전체 구조물의 동적거동에 대한 시스템 감쇠비, ξ 를 식 (3)을 이용하여, 추정할 수 있다. Table 5는 계산된 시스템 감쇠비, ξ 이다. 최대지진가속도의 변화에 따라, 솔리드 요소를 갖는 모델의 경우, 시스템 감쇠비 범위는 1.53~2.86%, 셸 요소를 갖는 모델의 경우, 1.56~2.35%로 나타났다. Table 6은 완전고정, 스프링고정 경계조건의 탄성해석에 사용된 Rayleigh 감쇠계수이다. Table 5는 스프링-감쇠장치 고정 경계조건의 탄성해석에는 선형점성 감쇠장치계수를 나타내었다. 이 해석모델에는 실험 시 계측된 가속도 이력으로 추정된 감쇠비 1.6% (Table 4의 최빈값)가 최초 해석에 적용되었으나, 실제 계측된 가속도 이력과 일치시키기 위해서는 추정 감쇠비 1.6% 보다는 더 큰 감쇠비가 필요하였다. 또한 Table 6에서와 같이, 해석모델, 경계조건에 따라라도 감쇠비 편차가 발생하였다. 지진하중 크기에 따라 적용되는 Rayleigh 감쇠계수의 변화도 확인되었다. 0.28 g, 0.5 g로는 감쇠비가 증가하나, 0.75 g, 1.0 g에는 감쇠비가 감소하는 경향이 나타났다. 물론, 스프링-선형점성 감쇠장치 경계조건을 갖는 모델에도 재료의 감쇠를 나타내는 Rayleigh 감쇠계수를 동시에 적용할 수 있다. 그러나 이들 2가지 감쇠계수의 영향을 구분하여 적용하기는 쉽지 않다. 여기에 적용되는 스프링-감쇠장치계수를 이용하여 표현하는 환산 전체 감쇠계수는 재료 감쇠를 표현하기 보다는 전체 구조물에 미치는 영향이 직접적이며

로, 시스템 감쇠에 가깝다.

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{mk}} \tag{3}$$

4.2 Rayleigh 댐핑계수를 갖는 비탄성 구조물

서로 다른 지진하중 크기를 받는 진동대 실험에서 발생할 수 있는 재료 손상을 고려하기 위해, 재료비선형 모델이 고려되었다. Drucker-Prager Cap 모델은 콘크리트 손상모델로 사용되었고, 그 파괴 항복 면은 Fig. 12와 같이 전단 파괴 면과 등가 압축 파괴 면으로 구성된다.

내부마찰각의 기울기를 갖는 전단 파괴면 (F_s), End-cap을 이용한 압축 파괴면 (F_c) 및 이들을 연결하여 폐합 연속성을 보완하는 전이면 (F_t)이다. 비선형 변형경화 구간은 소성 압축을 나타내며 체적 팽창을 제어할 수 있다.

$$F_s(\sigma, \beta, d) = q - p \cdot \tan\beta - d = 0 \tag{4}$$

여기서, $p = -(1/3)\text{trace}(\sigma)$, $q = \sqrt{(3/2) \times (\mathbf{s} : \mathbf{s})}$, $\mathbf{s} = \sigma + p\mathbf{I}$ 이며, p 는 등방 구속응력이며, q 는 von-Mises 등가응력이며, \mathbf{s} 는 σ 에서 등방 구속응력, p 를 제한 편차응력이다. 전단 파괴면 (F_s)는 현재 응력텐서 σ 요구조건에 대한 내부 마찰각, β 와 점착력, d 의 저항 함수에 의해 식 (4)와 같이 결정된다. Cap 압축 파괴면은 식 (5)와 같이, 등방 압축 시 파괴 면을 제한하여 압축 연화를 나타내는 비탄성 연화 메커니즘을 제공하고, 콘크리트 재료가 파괴할 때 발생하는 비탄성 체적 증가의 함수로 전단 경화 거동을 모사한다. 체적 소성 압축 (Cap면에서 압축 항복할 때)은 연화를 유발하고, 체적 소성 팽창 (Drucker-Prager 전단 파괴면에서 항복할 때)은 경화를 유발한다.

$$F_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left[\frac{R \cdot p}{(1 + \alpha - \alpha/\cos\beta)} \right]^2} - R(d + p_a \tan\beta) = 0 \tag{5}$$

여기서 R은 Cap 형상을 제어하는 재료계수이고, α 는 전단 파괴면과 Cap 사이의 매끄러운 전이면을 정의하는 데 사용되는 값이며, p_a 는 체적 소성변형을 유발시키는 경화/연화를 나타내는 계수이다. 경화/연화 법칙은 등방 압축 항복응력, p_b 와 체적 소성 변형률, e_v^p 간의 관계를 정의한 함수이다.

Table 5. System damping ratio determined by Eq. (3)

PGA	spring/dashpot coefficients (kN/mm, kN · s/mm)		system damping ratio induced by spring-dashpots	
	shell	solid	shell	solid
0.28 g	14,400/28.8	11,400/27.4	2.09%	2.29%
0.50 g	14,400/32.4	11,400/34.2	2.35%	2.86%
0.75 g	14,400/23.0	11,400/19.0	1.67%	1.59%
1.00 g	14,400/21.6	11,400/18.2	1.56%	1.53%

Table 6. Rayleigh damping ratio used in the FE analyses

constraints	fixed		springed	
	solid	shell	solid	shell
PGA				
0.28 g	2.3%	1.9%	4.0%	3.6%
0.50 g	3.2%	2.3%	5.75%	4.2%
0.75 g	2.2%	1.3%	2.5%	2.5%
1.00 g	1.4%	1.15%	2.2%	2.3%

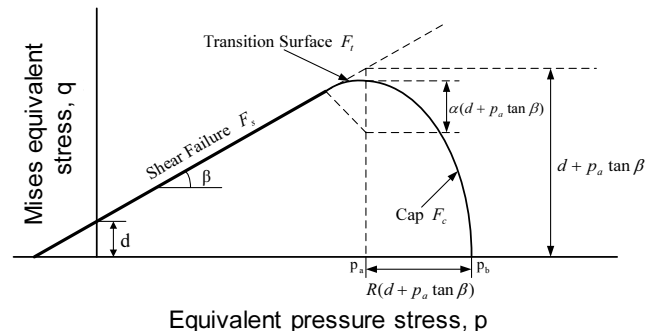


Fig. 12. Failure criterion of Cap plasticity for concrete materials

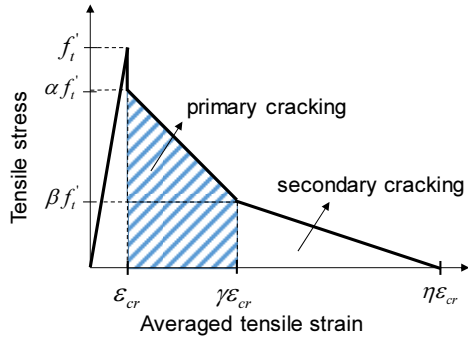


Fig. 13. Tension stiffening model in concrete materials

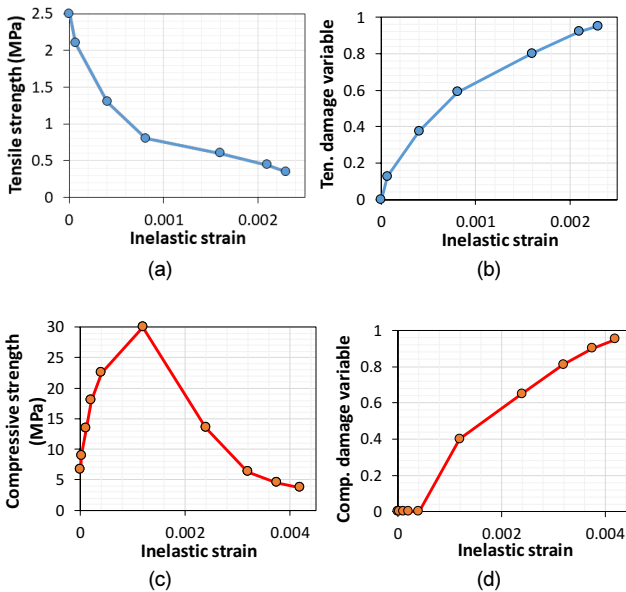


Fig. 14. Concrete nonlinear model: (a) tension stiffening model, (b) tension damage evolution rule, (c) compressive softening model, (d) compression damage evolution rule in concrete materials

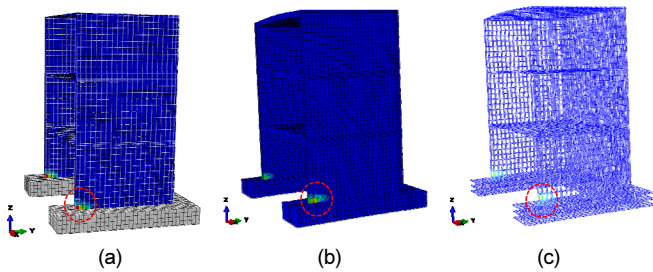


Fig. 15. Tension damages in (a) shell, (b) solid model and (c) axial stress in rebar cage (Point of Interest: POI, red-dotted circle) @ max 1.0 g ground input motion case

$$p_b = f(e_v^e), \quad p_a = \frac{p_b - Rl}{(1 + Rl \tan \beta)} \quad (6)$$

Fig. 13은 콘크리트의 인장강화 (tension stiffening) 모델로 철근의 존재에 따른 균열 콘크리트의 거동을 나타낸다. 이 때, $\alpha, \beta, \gamma, \eta$ 는 각각 0.84, 0.32, 4, 10을 사용하였다. Fig. 14는 콘크리트 인장강화, 압축연화 거동을

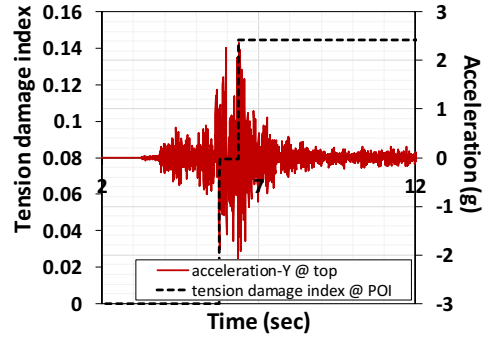


Fig. 16. Averaged tension damage in concrete materials at POI (max 1.0 g ground input motion case, spring-dashpot model with solids)

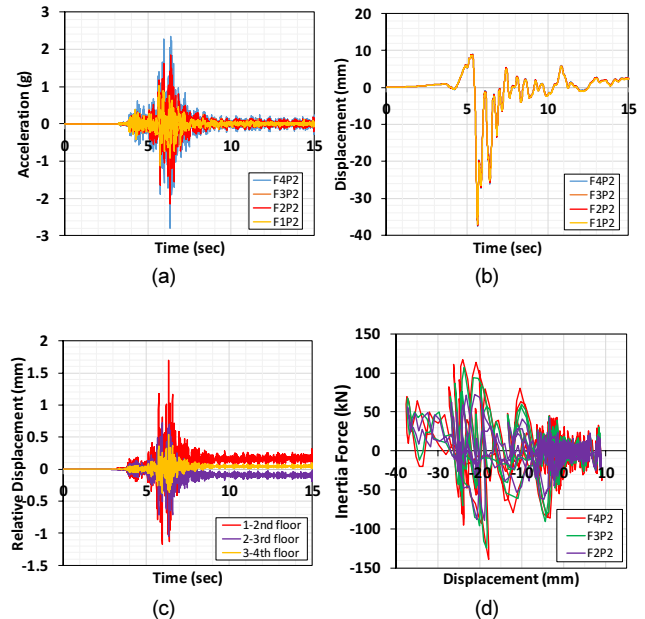


Fig. 17. Time histories: (a) acceleration, (b) displacement, (c) relative displacement, and (d) inertia force-displacement curves at F2P2, F3P2, F4P2 (max 1.0 g ground input motion case, spring-dashpot model with solids)

각각 인장과 압축 성능을 구분하여 나타내었고, 비탄성변형률의 진화에 따른 손상지수의 변화를 표현하였다. 철근은 항복강도가 400 MPa인 완전소성 모델을 적용하였다.

Fig. 15은 최대 지진가속도 1.0 g가 적용된 비선형 동적해석에 따른 콘크리트 기초부와 전단벽 경계부에 나타난 인장손상지수를 나타내었고, 셸 요소와 솔리드 요소를 이용한 모델에 유사하게 나타났다. 매입철근의 축방향 최대 응력도 동일한 위치인 기초부와 전단벽 경계부에서 나타났다. Fig. 16은 최상층 가속도 시간이력 대비 Fig. 15.의 붉은 색 파선 내의 콘크리트 손상지수를 중첩한 그래프로 지진 가진 후 약 0.15의 손상이 국부적인 콘크리트에 발생하였음을 알 수 있다.

Fig. 17은 각층의 슬래브 중앙에서의 가속도, 변위 응답을 나타내며, 각층의 상대변위를 나타낸 그래프이다. 또한 각 층의 대표 (lumped) 질량과 가속도 이력의 곱으로 관성력을 계산한 후, 관성력-변위 이력을 나타내었다. Fig. 18은 4가지 서로 다른 지진하중에 따른 구조물 4층 중앙부(F4P2)

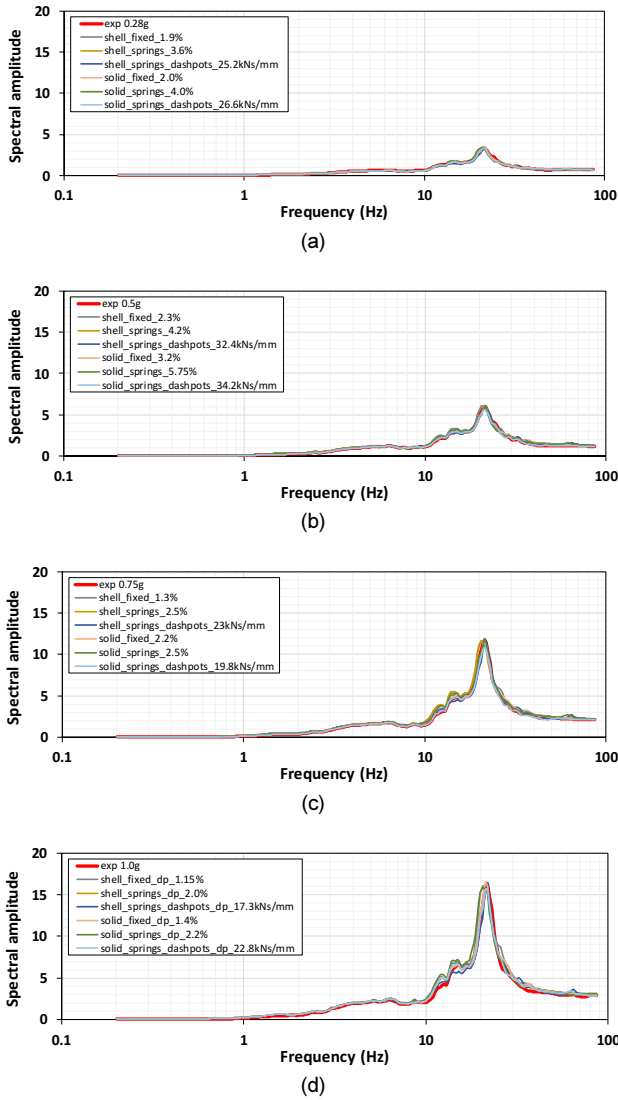


Fig. 18. Spectral amplitudes of acceleration histories at the top-center point (F4P2, Floor) at different PGA level: (a) 0.28 g, (b) 0.5 g, (c) 0.75 g, and (d) 1.0 g (Note: spring constants: shell: 14,400 kN/mm, solid: 11,400 kN/mm, _{dp}: w/ Drucker-Prager Cap plasticity model)

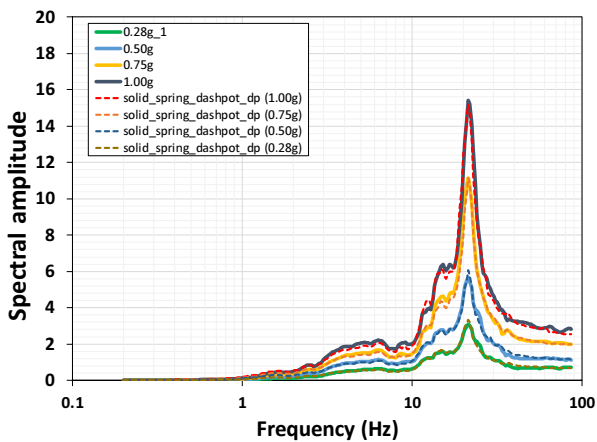


Fig. 19. Spectral amplitudes of acceleration histories at the top-center point (A6, Diaphragm) at different PGA level (_{dp}: w/ Drucker-Prager Cap plasticity model)

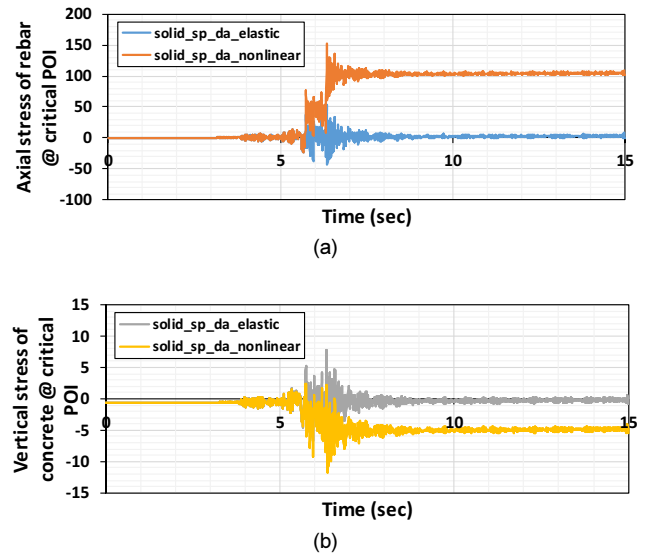


Fig. 20. Elastic and inelastic stress histories of spring-dashpot model with solid elements: (a) rebar and (b) concrete under 1.0g seismic motion @ POI (in MPa)

에서 모니터링된 가속도 응답을 FRS (5%감쇠 계수 적용) 적용한 그래프이다. 각 층의 가속도 응답에 대한 FRS 결과는 추후 구조물 내부에 위치하는 설비나 기기의 내진설계에 활용될 수 있다. 여기서는 가장 큰 가속도 응답을 갖는 4층 중앙부의 값을 나타내었다. 각 그래프에는 FE모델 (셸 요소, 솔리드 요소), 경계조건(완전고정, 스프링고정, 스프링-감쇠장치고정)에 따른 해석을 동시에 표현하였고, 대체적으로 가까운 결과를 나타내었다. Fig. 19는 2개의 전단벽을 연결하는 가로벽 (diaphragm)의 중앙 최상단 위치의 가속도별 층응답스펙트럼을 나타내었으며, 솔리드 요소를 사용하고, 스프링-감쇠장치 경계조건을 갖는 모델의 응답을 나타내었다[11-13]. 현재 설계된 3층 콘크리트 구조물은 명계리 계기지진파로 조율된 1.0g 규모의 지진에도 기초부 전단벽에 미소한 균열 발생이 발생하며, 0.25~0.75 g 규모에는 대체적으로 탄성거동을 하는 것으로 나타났다. 1.0 g 지진하중을 받을 때, 균열이 발생된 위치의 콘크리트와 철근 응력 시간이력을 각각, 탄성해석과 재료비선형 해석 결과를 비교하면, Fig. 20과 같다. Fig. 15의 붉은 색 파선 내 (POI: Point Of Interest)의 철근 축방향 응력은 탄성해석 결과로는 최대 -42.4~+45.8 MPa이며, 비탄성 해석 결과는 최대 -23.4~+147.2 MPa 내에서 동적거동을 하였다. 이는 철근의 항복강도가 400 MPa임을 감안하면, 비탄성 해석 결과로는 5.9~36.8% 수준의 응력이 발생하였다. 즉, 철근은 1.0 g의 지진하중에도 탄성거동을 하고 있다. 콘크리트의 경우, 탄성해석과 비탄성해석의 경우, 동적거동이 대칭에서 비대칭 거동으로 변화하는데, 이는 균열 발생에 따라, 응력 재분배가 발생하였다. 탄성해석 시 콘크리트의 수직응력은 최대 -7.5~+7.5 MPa 내에서 거동하였다. 이는 콘크리트의 인장강도가 2.5 MPa임을 감안하면, 현실적이지 않으며, 콘크리트 재료손상을 고려한 동적해석에서는 인장균열 발생에 따라, 수직응력 범위가 -11.7~+2.5 MPa범위로 재분배됨을 알 수 있었다. 이러한 부분은 동적거동에서 균열에 의한 2차적인 감쇠발생을 나타낸다. 그러나 현재 본 구조물은 0.28~0.75 g까지는 탄성거동을 하며, 1.0 g에 국부적인 인장균열이 미소하게 발생한 바, 균열에 의한 2차적인 감쇠 (Rayleigh감쇠로 환산시 ~0.2% 이내)는 크지 않았다.

5. 결론

3층 철근 콘크리트 구조물에 대한 진동대 실험결과를 활용하여, 그 동적 특성과 지진응답을 검토하였다. 그 결과 아래와 같은 결론을 도출하였다.

- 1) 공학적인 간단 선형 동적해석에는, 구성재료(콘크리트, 철근)의 탄성계수를 각각 38%, 50%로 낮추어 사용하면, 구조물의 고유진동수 영역과 근사화 되었다. 2차적으로 Rayleigh 감쇠를 솔리드 요소에는 2.3%, 셸 요소에는 1.66% 평균적으로 적용하면, 실험결과와 지진가속도 응답과 근사하였다. 또한 셸 요소를 이용한 모델은 솔리드 요소를 사용한 모델에 비해, 상대적으로 유연한 거동을 하였으며, 감쇠비도 1.66%로 실제 계측된 가속도 응답을 RDT 처리하여 얻은 평균 1.6%와 유사하였다. 이러한 탄성계수 조율(저감)에 따른 공학적인 접근은 실제 경계조건의 유연성을 특정할 수 없기에 기인한 것으로 사료되며, 비선형 동적해석 시, 국부 응력과 변형을 관계에 왜곡을 유발할 수 있는 단점이 있다. 시험체 콘크리트 타설시, 제작된 공시체의 경우, 실제 시험체의 역학적 특성(압축강도, 탄성계수 등)에 비해 일반적으로 클 가능성이 있다. 이는 공시체-실제 시험체 간의 크기, 형상, 경계조건, 진동수 영향, 동적환경 하의 응력-변형률 반응 변화(동탄성계수 변화) 등 여러 요인에 따라 그 역학적 특성이 변화할 수 있다. 이들을 적절히 고려할 수 있다면, 보다 정확한 해석이 가능하리라 사료된다.
- 2) 스프링고정, 스프링-감쇠장치고정 경계조건을 갖는 해석모델의 경우, 재료의 탄성계수의 조율 없이 원 탄성계수를 직접 적용할 수 있다. 이는 구조물의 시스템 유연성을 하부경계조건인 스프링, 감쇠장치에 부과하여, 그 민감도를 직렬적으로 제어할 수 있는 장점이 있다. 이는 현실적인 경계조건의 유연성과 시스템 감쇠의 영향(콘크리트 기초부-진동대 판 사이의 유격, 강재앵커의 풀림 등)을 스칼라량으로 반영할 수 있는 장점이 있다. 그러나, 이들 스프링계수와 감쇠장치계수는 실험결과를 근거로만 조율할 수 있어, 실험 전 거동 예측에는 계수 선정의 어려움이 있다.
- 3) 지진하중 크기에 따라 적용되는 Rayleigh 감쇠계수의 변화가 확인되었고, 0.28 g, 0.5 g로는 감쇠비가 증가하나, 0.75 g, 1.0 g에는 감쇠비가 감소하는 경향이 나타났다. 원자력 관련 부대시설 구조물로 매우 큰 철근비가 적용되어, 1.0 g의 지진하중에도 미소하고 국소적인 균열이 발생하며, 철근도 탄성을 유지함을 고려할 때, 재료손상에 의한 감쇠비 감소로는 보이지 않았다. 여기에는 시스템 감쇠의 변화(콘크리트 기초부-진동대 판 사이의 유격, 강재앵커의 풀림 등), 입력지진가속도 수준(에너지 수준)에 따른 감쇠비 편차 등의 가능성이 있다.
- 4) 재료 구성관계, 시스템 감쇠, 재료적 감쇠 등을 합리적으로 고려할 수 있는 모델은 스프링-감쇠장치 경계조건을 갖는 모델로 사료된다. 이는 탄성해석과 비탄성해석에 모두 적절한 방법이다. 본 논문에서는 진동대 실험결과로 강재앵커 풀림에 따른 스프링-감쇠장치 계수 값에 불확실성이 있을 것으로 사료된다. 향후 앵커조건이 구조시스템 감쇠비에 미치는 영향에 대한 추가적인 실험적 및 해석적 연구가 필요할 것으로 판단된다.

/ 감사의 글 /

이 논문은 2019년도 정부(산업통상자원부)의 재원으로 한국에너지기술평가원의 지원을 받아 수행된 연구임(201931101000020, 해외 내진분석 기술기준을 적용한 표준형 원전 설계초과지진 대응 기술개발).

/ REFERENCES /

1. Structural Safety & Prognosis Research Division, Korea Atomic Energy Research Institute, Vibration Characteristics of Shear Wall Structure- Round Robin Analysis (Pre-test, Main-test) April/July, c2020.
2. DS Simulia, ABAQUS User's Manual, c2020.
3. Spears RE, Jensen SR, Approach for Selection of Rayleigh Damping Parameters Used for Time History Analysis. ASME Pressure Vessels and Piping Division Conference, Idaho National Laboratory, USA, c2009.
4. Morita K, Damping ratio Estimation of an Existing 8-story Building Considering Soil-Structure Interaction Using Strong Motion Observation Data, Building Research Institute, Ibaraki-ken, Japan.
5. Yun CB, Lee JW, Yi JH, Shim JM, Health Monitoring Method for Bridge Using Vibration Data Caused by Ordinary Traffic Loadings, KSCE.
6. Ki SS, A Technique for Estimating Damping Ratio of Stay Cable Using a Cable Excitation Robot, Master Thesis, Chonnam National University, c2008.
7. Ibrahim SR, Random Decrement Technique for Modal Identification of Structures, J. Spacecraft, 1977;14(11):696.
8. Rodrigues J, Brincker R, Application of the Random Decrement Technique in Operational Modal Analysis, Universidade Federal de Pelotas, c2005.
9. Feng MQ, Kim JM, Xue H, Identification of a Dynamic System Using Ambient Vibration Measurements, J. of Applied Mechanics, ASME, 1998;65(4):1010-1021.
10. Cheynet E, Computation of the Free-Decay Response from Ambient Vibrations, MATLAB Central, c2020.
11. Rhee I, Seismic Response Analysis of Lightly Reinforced Concrete Shear Walls, Int. J. of Railway, 2010;3(2).
12. Jiang W, Li B, Xie, WC, Pandey MD, Generate Floor Response Spectra: Part 1, Direct Spectra-to-Spectra Method, Nuclear Engineering and Design, 2015;293:525-546.
13. Huang X, Kwon OS, Numerical Models of RC Elements and Their Impacts on Seismic Performance Assessment, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2015;44:283-298.