

점탄성 감쇠기를 설치한 건물의 모드해석

Modal Analysis of a Building with Viscoelastic Dampers

김진구*
Kim, Jin-Koo

민경원**
Min, Kyung-Won

요약

점탄성감쇠기가 장치된 건물은 감쇠력과 강성이 증가하며 부가되는 감쇠력에 의하여 비고전적 감쇠시스템이 된다. 이러한 경우 비감쇠시스템에서 구한 고유값을 이용하여 감쇠행렬을 대각행렬로 변환할 수 없으므로 일반적으로 운동방정식을 $2n$ 크기 행렬의 1차 미분방정식 형태로 변환하여 해석하게 된다. 이러한 방법은 일반적인 고전적 감쇠시스템에 비해 복잡하므로 감쇠행렬의 비대각항을 무시하고 해석하는 방법이 이용되기도 한다. 본 논문에서는 이러한 근사적인 방법의 타당성과 이론적 근거를 검증하고 정해와 근사해법을 이용하여 3층 전단건물의 진동특성을 구하여 비교하였다. 결과에 따르면 부가되는 감쇠력이 작을 때는 근사해와 정해가 매우 근접하나 감쇠력이 커질 수록 그 오차가 커지는 것으로 나타났다.

Abstract

The added viscoelastic dampers increase damping and stiffness of buildings and results in so called non-classical or non-proportional damping problem. In this system the eigenvectors of the undamped system may not diagonalize the damping matrix, and the system is generally analyzed by converting the equation of motion into a $2n$ first order state-space form. As this approach is complex and time-consuming compared to the classically damped problem, the system is often analyzed by neglecting the off-diagonal terms in the damping matrix. In this paper the theoretical background of the approximate approach is studied, and the vibration characteristics of a three-story shear building with a viscoelastic damper are investigated using the exact and approximate method. It is found that the approximate method may produce good result when the additional damping is small, but as the damping increases the error also increase.

Keywords : viscoelastic damper, non-classical damping, modal characteristics, state-space approach, approximate analysis

1. 서론

점탄성감쇠기(viscoelastic damper)는 건물에

설치하여 지진이나 바람에 의한 과도한 응답을 제어함으로써 건물의 안전성 및 거주성을 증가시키는 역할을 하며, 일반적으로 횡하중에 취약한

* 성균관대학교 건축공학과, 전임강사
** 정회원·인천대학교 건축공학과, 조교수

• 이 논문에 대한 토론을 1998년 6월 30일까지 본 학회에 보내주시면 1998년 9월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

고층건물이나 강진지역의 구조물에 설치되거나 기존건물의 내진보강에도 많이 사용되고 있다⁴⁾. 점탄성감쇠기는 명칭 그대로 점성과 강성을 가지고 있으며 건물의 층사이에 설치함으로써 건물의 구조적인 성능을 변화시켜 진동을 감소시킨다. 따라서 건물의 진동해석시 점탄성감쇠기로 인하여 변화된 건물의 점성과 강성을 고려하여야 한다. 일반적으로 감쇠행렬을 직접 구성할 수가 없는 경우 모드 감쇠비를 가정하여 운동방정식의 해를 구한다. 모드중첩법을 이용한 동적해석을 위해서 질량행렬과 강성행렬을 선형조합한 감쇠행렬을 사용하는데 이러한 경우, 그 모드는 비감쇠 시스템의 진동모드와 일치하게 되며 고전적 감쇠시스템이라 한다(classically damped system). 그러나 점탄성감쇠기가 설치되었을 경우 부가된 감쇠행렬 때문에 건물의 운동방정식은 비고전적 감쇠(non-classically damped) 시스템이 된다. 이러한 형태의 운동방정식은 고전적 감쇠 시스템에 비하여 해석시간이 많이 걸릴 뿐만 아니라 고유값 및 모드가 복소수 형태로 표현이 되어 점탄성 감쇠기가 설치된 건물의 모드 특성을 파악하기가 어렵다. 점탄성 감쇠기가 설치된 구조물의 응답을 구하기 위하여 모드 변형 에너지 방법(modal strain energy method)에 의해 모드 감쇠비를 구하고 일반적인 모드해석법을 이용하여 해석하는 방법이 많이 이용되고 있으나, 감쇠기의 감쇠력이 위치마다 다르거나 건물의 특정 부분에만 감쇠기가 설치될 경우 정확하지 않은 결과를 낼 수 있다²⁾.

또한 감쇠기에 의한 감쇠행렬을 구성하고 직접 적분법으로 해석하는 방법은 정확하기는 하나 자유도가 많아질 경우 해석 시간이 많이 필요하고 각 모드별 특성을 파악할 수 없다. 감쇠값이 상대적으로 작고 각 모드의 상관작용이 적을 때 비감쇠 방정식에서 유도된 실수의 모드를 이용하여 감쇠행렬의 대각성분만을 고려하여 비교적 정확한 근사해를 구할 수 있다. 그러나 점탄성 감쇠기의 설치로 인하여 상대적으로 큰 크기의 감쇠력이 작용할 때 이와 같은 근사해석은 상당한 오차를 발생시킬 염려가 있다. 이러한 경우 정확한

감쇠행렬을 구성하여 상태방정식(state-space equation)의 형태로 변화시켜 비고전적 감쇠를 고려한 해석을 수행함으로써 정확해(exact solution)를 구할 수 있다. 본 연구에서는 먼저 비대각항을 무시하고 해석하는 근사적 방법에 대한 이론적 타당성을 검토하고 점탄성 감쇠기가 설치된 건물의 고유진동수와 모드의 특성을 파악하였다. 또한 감쇠기의 설치여부에 따른 구조물의 주파수 응답을 분석하였으며 근사해와 비교하였다.

2. 저감쇠 구조물의 모드 특성

M, C, K 를 각각 질량, 감쇠, 강성행렬이라할 때 일반적인 자유진동 구조물의 운동방정식은 다음과 같다 :

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = 0 \tag{1}$$

이와 같은 운동방정식을 모드분석으로 해석하고자 할 때는 운동방정식에서 모드와 고유진동수를 구하고 이것을 방정식에 적용하여 모드분리한다. 응답 x 를 다음과 같은 형태로 가정하고 i 번째 고유치 λ_i 와 고유모드 Ψ_i 의 식으로 변환하면 :

$$x = \Psi e^{\lambda t} \tag{2}$$

$$(\lambda_i^2 M + \lambda_i C + K)\Psi_i = 0 \tag{3}$$

윗 식에서 감쇠행렬 C 가 없을 경우 λ_i 와 Ψ_i 는 각각 $\pm i\omega_i$ 와 ϕ_i 로 대치를 할 수 있으며 다음과 같은 비감쇠 시스템의 특성방정식이 된다 :

$$(K - \omega_i^2 M)\phi_i = 0 \tag{4}$$

C 의 값이 적을 때에는 다음과 같이 증분 $\Delta\lambda$ 와 $\Delta\Psi$ 를 더하여 표시할 수 있으며 증분은 차수가 한단계 낮은 항이다 :

$$\lambda = i\omega_i + \Delta\lambda \tag{5}$$

$$\Psi_i = \phi_i + \Delta\Psi \tag{6}$$

이러한 관계식을 식 (4)에 대입하면 다음과 같다.

$$\alpha_j = \frac{i\omega_l \beta_{lj}}{\omega_l^2 - \omega_j^2} \quad (13)$$

$$\{(-\omega_l^2 + 2i\omega_l \Delta\lambda + \Delta\lambda^2)M + (i\omega_l + \Delta\lambda)C + K\}(\phi_l + \Delta\Psi) = 0 \quad (7)$$

위의 식에서 증분에 대한 2계항(second-order terms)과 $C\Delta\lambda$, $C\Delta\Psi$ 를 무시하면 다음과 같이 1계항과 관계된 식이 유도된다.

따라서 변형된 모드는 다음과 같으며 비대각항에 의한 증분은 허수로 나타남을 알 수 있다.

$$\Psi_i = \phi_i + \sum_{j=1, j \neq i}^n i\omega_l \frac{\beta_{lj}}{\omega_l^2 - \omega_j^2} \phi_j \quad (14)$$

$$(K - \omega_l^2 M)\Delta\Psi + i\omega_l(C + 2\Delta\lambda M)\phi_l \approx 0 \quad (8)$$

이와 같이 감쇠력이 크지 않을 경우 감쇠행렬의 비대각항을 생략하여도 결과적인 고유진동수와 모드에는 큰 영향이 없음을 알 수 있다.

위의 식에 ϕ^T 을 곱하고 정리하면 다음과 같이 된다.

3. 비고전적 감쇠문제의 해석

$$\phi^T(C + 2\Delta\lambda M)\phi_l \approx 0 \quad (9)$$

위의 식에서 증분 $\Delta\lambda$ 를 유도하여 고유진동수를 다음과 같이 표현할 수 있다.

구조물의 특정한 위치에 큰 감쇠력을 가진 감쇠기가 설치될 경우 고전적 방법에 의한 모드중첩법을 사용하기는 곤란하며 다음에 기술하는 방법을 통하여 정확한 모드특성을 파악할 수 있다. 일반적으로 지반진동을 받는 구조물의 운동방정식은 다음과 같다.

$$\lambda \approx -\frac{\beta_{lj}}{2\mu} + i\omega_l \quad (10)$$

여기서 $\beta_{lj} = \phi_l^T C \phi_j$, $\mu = \phi_l^T M \phi_l$ 이다. 위의 식을 보면 감쇠행렬 C 를 고려한 영향이 고유진동수에서 음수항으로 나타나 고유진동수를 감소시키는 역할을 함을 알 수 있다. 또한 β_{lj} 와 같은 대각항은 1계항으로 고유진동수에 영향을 미치나 비대각항은 2계항으로 큰 영향을 미치지 않음을 알 수 있다. 같은 방법으로 K 번째 모드의 증분 $\Delta\Psi$ 를 다음과 같이 다른 모드의 일차결합으로 표현할 수 있다.

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{x}_g \quad (15)$$

위의 식에서 u 는 건물과 지반의 상대변위이며 \ddot{x}_g 는 지반가속도이다. 감쇠기의 영향으로 감쇠행렬이 비감쇠시스템에서 구한 모드형상에 직교(orthogonal)하지 않으며 이와같은 비고전적 감쇠문제를 해석하기 위해서 n 자유도계 2차 미분방정식인 운동방정식을 다음과 같이 $2n$ 자유도계 1차 미분방정식인 state-space 방정식으로 치환한다¹⁾.

$$\Delta\Psi = \sum_{j=1, j \neq i}^n \alpha_j \phi_j \quad (11)$$

$$A\dot{y} + By = F \quad (16)$$

위의 식을 식 (5)에 대입하고 ϕ^T , $l \neq i$ 을 곱하면 식 (12)와 같이 되고 직교성을 적용하면 α_j 는 식 (13)과 같이 유도된다.

여기서 A 와 B 는 $2n \times 2n$ 의 크기를 갖는 행렬이고, y 와 F 는 다음과 같은 $2n$ 벡터이다.

$$\phi^T(K - \omega_l^2 M)\sum \alpha_j \phi_j + \lambda \omega_l \phi^T(C + 2\Delta\lambda M)\phi_l \approx 0 \quad (12)$$

$$A = \begin{bmatrix} O & M \\ M & C \end{bmatrix}, \quad B = \begin{bmatrix} -M & O \\ O & K \end{bmatrix},$$

$$F = \begin{pmatrix} 0 \\ -M1\ddot{x} \end{pmatrix}, \quad y = \begin{pmatrix} \dot{u} \\ u \end{pmatrix} \quad (17)$$

여기서 1은 1로 구성된 열벡터이다. 고전적 감쇠시스템과 마찬가지로 비고전적 감쇠시스템의 경우 다음과 같은 고유값 문제를 유도할 수 있다.

$$B\Psi_i = -s_i A\Psi_i \quad (18)$$

행렬 A, B가 대칭이기 때문에 고유값과 고유모드는 켈레로 발생하며 다음과 같은 형태를 가진다.

$$\hat{\Psi}_i = \begin{pmatrix} s_i \Psi_i \\ \Psi_i \end{pmatrix} \quad (19)$$

$$s_i = -\xi_i \omega_i \pm i \omega_{Di} \quad (20)$$

여기서 ω_i , ω_{Di} , ξ_i 는 i 번째 모드에 대한 고유진동수(pseudo-undamped and damped natural frequency)와 감쇠비로 고전적 감쇠시스템의 경우와 같은 의미를 지니며, 다음과 같이 주어진다.

$$\omega_i = |s_i|, \quad \xi_i = -Re(S_i) / |s_i|, \quad \omega_{Di} = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2} \quad (21)$$

이와같이 구한 모드행렬을 이용하여 식 16을 다음과 같이 $2n$ 개의 단자유도식으로 변환할 수 있다.

$$-\ddot{y}_i + s_i y_i = y_i^T F \quad (22)$$

구조물의 응답을 구하기 위해 지반 가속도를 $e^{i\omega t}$ 로 가정하면 모드좌표 y_i 는 다음과 같이 유도된다⁴⁾.

$$y_i = \frac{\Psi_i^T}{i\omega - s_i} \begin{pmatrix} 0 \\ M1 \end{pmatrix} e^{i\omega t} \quad (23)$$

응답 u 는 켈레 복소수를 감안하여 다음과 같이 구한다.

$$u = 2Re\left(\sum_{i=1}^n \Psi_i y_i\right) \quad (24)$$

이와같이 비고전적 감쇠시스템에서 고유진동수 ω_i 는 비감쇠시스템과 달리 감쇠비의 함수이며 모드 형상이 복소수로 나타나기 때문에 자유진동 조화운동(free vibration harmonic motion)을 하는 각 자유도에 서로 다른 위상각을 발생시킨다. 만약 감쇠행렬이 다음과 같은 Caughey and O'Kelly식을 만족하도록 구성된다면 모드는 실수, 고유값은 허수가 되어 비감쇠시스템의 모드, 고유값과 일치하게 된다¹⁾. 질량과 강성에 비례하는 감쇠행렬은 이러한 형태의 특수한 경우라 할 수 있다.

$$[C][M]^{-1}[K] = [K][M]^{-1}[C] \quad (25)$$

4. 3층 전단건물의 동적특성

본 연구에서는 점탄성감쇠기에 의해 건물에 부가되는 감쇠력 및 강성의 변화에 따른 건물의 응답특성을 구하였다. 해석모델은 그림 1에 나타난 3층의 전단건물로 1층과 2층의 질량은 m , 3층의 질량은 $m/2$ 로 주어졌으며 각 층의 강성은 k 라 가정하였다. 감쇠기의 위치 및 특성에 의한 영향

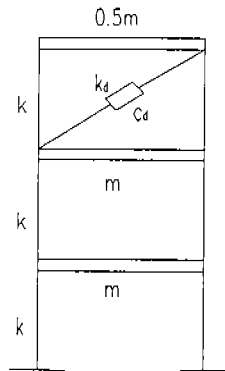


그림 1 해석모델의 강성 및 질량분포

을 파악하기 위해 감쇠기가 설치된 층과 감쇠기의 감쇠력 및 강성을 변화시키며 고유진동수와 모드형상, 감쇠비의 변화에 대하여 분석하였다. 감쇠기의 감쇠력과 강성은 $C_d = \eta\sqrt{km}$, $k_d = \gamma k$ 에서 $\eta = 0, 0.1, 1.0$, $\gamma = 0, 0.1, 0.5, 1.0$ 인 경우에 대해서 해석하였다.

표1은 감쇠기가 각 층에 설치된 경우(그림 2)에 대하여 구한 고유진동수와 모드감쇠비를 나타내며 괄호안에 표시된 값은 감쇠행렬의 대각항만을 고려하여 구한 근사해이다. 감쇠력이 작을 때에는 감쇠행렬을 포함하여 구한 정확해와 근사

표 1 감쇠기의 성질에 따른 고유진동수 및 모드 감쇠비의 변화

(a) case 1

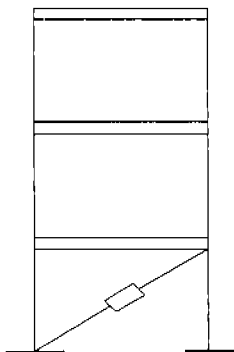
η	γ	ω_1	ω_2	ω_3	ξ_1	ξ_2	ξ_3
0	0	0.5176	1.4142	1.9319	0	0	0
0.1	0.1	0.5330	1.4377	1.9356	0.0144	0.0232	0.0047
		(0.5329)	(1.4380)	(1.9364)	(0.0143)	(0.0231)	(0.0047)
	0.5	0.5798	1.5261	1.9576	0.0095	0.0207	0.00062
		(0.5797)	(1.5258)	(1.9588)	(0.0095)	(0.0206)	(0.0066)
	1.0	0.6181	1.6191	1.9984	0.100	0.0162	0.0062
		(0.6180)	(1.6182)	(2.0001)	(0.0100)	(0.0162)	(0.0062)
1.0	0.1	0.5516	1.4246	1.8874	0.1417	0.2623	0.0255
		(0.5383)	(1.4755)	(1.9385)	(0.1420)	(0.2253)	(0.0469)
	0.5	0.5926	1.5507	1.8849	0.0927	0.2477	0.0323
		(0.5823)	(1.5576)	(1.9631)	(0.0947)	(0.2021)	(0.0662)
	1.0	0.6262	1.7057	1.8724	0.0600	0.2238	0.0431
		(0.6192)	(1.6391)	(2.0100)	(0.0616)	(0.1596)	(0.0995)

(b) case 2

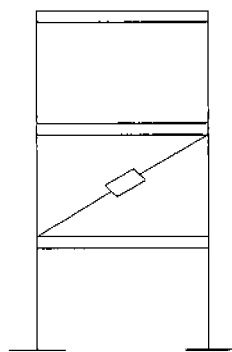
η	γ	ω_1	ω_2	ω_3	ξ_1	ξ_2	ξ_3
0.1	0.1	0.5257	1.4390	1.9605	0.0073	0.0202	0.0342
		(0.5256)	(1.4364)	(1.9662)	(0.0074)	(0.0202)	(0.0341)
	0.5	0.5481	1.4981	2.1093	0.0043	0.0108	0.0386
		(0.5481)	(1.4965)	(2.1136)	(0.0043)	(0.0109)	(0.0386)
	1.0	0.5645	1.5363	2.3059	0.0025	0.0055	0.0391
		(0.5645)	(1.5365)	(2.3090)	(0.0025)	(0.0055)	(0.0390)
1.0	0.1	0.5393	1.6064	1.7121	0.0659	0.0455	0.5207
		(0.5270)	(1.4652)	(2.0763)	(0.0734)	(0.1982)	(0.3230)
	0.5	0.5549	1.5900	1.9630	0.0395	0.0386	0.4670
		(0.5486)	(1.5053)	(2.2631)	(0.0428)	(0.1085)	(0.3593)
	1.0	0.5679	1.5823	2.2255	0.0239	0.0280	0.4233
		(0.5647)	(1.5379)	(2.4768)	(0.0253)	(0.552)	(0.3636)

(c) case 3

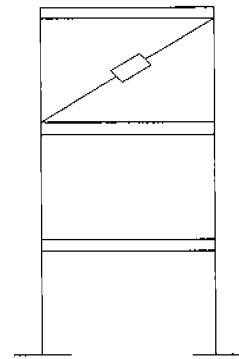
η	γ	ω_1	ω_2	ω_3	ξ_1	ξ_2	ξ_3
0.1	0.1	0.5187	1.4395	1.9865	0.0009	0.0178	0.0626
		(0.5187)	(1.4350)	(1.9969)	(0.0009)	(0.0179)	(0.0620)
	0.5	0.5214	1.4815	2.2422	0.0005	0.0069	0.0623
		(0.5214)	(1.4801)	(2.2488)	(0.0005)	(0.0070)	(0.0620)
	1.0	0.5232	1.5036	2.5422	0.0003	0.0030	0.0572
		(0.5232)	(1.5031)	(2.5472)	(0.0003)	(0.0030)	(0.0570)
1.0	0.1	0.5207	1.8539	1.5387	0.0076	0.0231	0.7879
		(0.5187)	(1.4575)	(2.3467)	(0.0094)	(0.1759)	(0.5279)
	0.5	0.5222	1.5299	2.1679	0.0043	0.0193	0.6773
		(0.5214)	(1.4837)	(2.6422)	(0.0049)	(0.0698)	(0.5276)
	1.0	0.5236	1.5267	1.5020	0.0025	0.0141	0.5904
		(0.5232)	(1.5038)	(2.9288)	(0.0026)	(0.0303)	(0.4961)



(a) case1



(b) case2



(c) case3

그림 2 점탄성 감쇠기의 위치

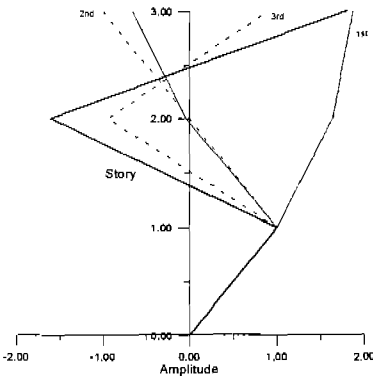
경우의 모드를 나타내며 고전적 감쇠시스템과 달리 모드가 복소수로 표현되어 같은 모드내에서도 각 자유도에 따라 위상각(phase angle)이 달라지게 된다. 그림 3은 감쇠기가 1층에 설치된 경

표 2(a) 모드형상 ($\eta=0.1, \gamma=0.1$)

CASE	1st	2nd	3rd
CASE1	1	1	1
	1.8152	0.0320	-1.9151
	2.1154	-0.9975	2.3330
CASE2	1	1	1
	1.6564	0.0321	-1.5537
	1.9221	-1.0993	1.6265
CASE3	1	1	1
	1.7309	-0.0709	-1.9151
	1.9715	-0.8936	2.330

표 2(b) 모드형상 ($\eta=0.1, \gamma=0.5$)

CASE	1st	2nd	3rd
CASE1	1	1	1
	2.0999	0.0065	-1.1064
	2.5092	-0.5989	1.0897
CASE2	1	1	1
	1.4056	1.4564	-0.8514
	1.6630	-2.1241	-0.0045
CASE3	1	1	1
	1.6115	-0.3388	1.6115
		-0.4684	-5.1879



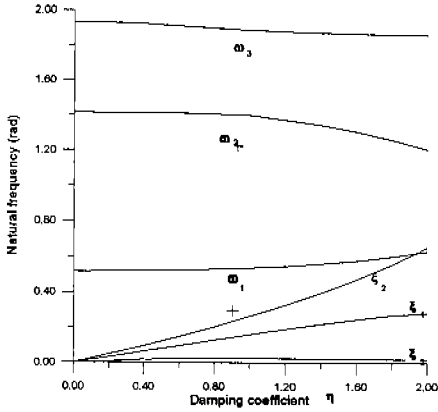
—: exact solution, - -: approx. solution

그림 3 Case1의 모드형상 ($\eta=1.0, \gamma=0$)

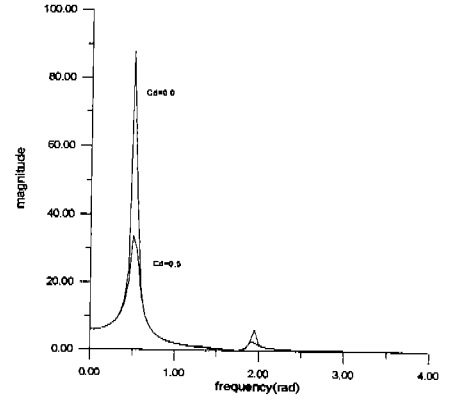
우의 모드형상을 근사해석에 의한 결과와 비교한 것으로 1차모드는 거의 일치하나 3차모드로 갈수록 차이가 커지는 것을 알 수 있다. 그림 4는 감쇠기가 각 층에 설치될 경우 감쇠기의 감쇠력에 따른 고유진동수와 모드감쇠비의 변화를 나타낸 것으로 감쇠기의 위치에 따라 고유진동수 및 모드감쇠비의 변동특성이 많이 다른 것을 알 수 있다. 특히 모든 경우에 있어 1차 고유진동수는 큰 변화가 없으나, 감쇠기가 2층과 3층에 설치되었을 때 감쇠력이 증가함에 따라 2차 고유진동수는 계속 증가하고 3차 고유진동수는 점차 감소하여 2차 고유진동수가 3차 고유진동수 보다 커지는 현상이 발생하게 된다. 또한 감쇠기가 1층에 설치되었을 때 감쇠력이 증가함에 따라 2차모드에 대한 모드감쇠비가 크게 증가하나 감쇠기가 2, 3층에 설치된 경우 3차모드의 감쇠비의 증가가 두드러짐을 발견하였다. 그림 5와 그림 6은 지반의 조화(sinusoidal)진동에 대한 구조물의 최대 변위 및 속도의 주파수 특성을 나타낸다. 추가되는 감쇠력이 구조물의 응답에 미치는 영향을 파악하기 위하여 감쇠기의 강성은 무시하였으며 감쇠력은 $\eta=0$ 과 0.5 두 경우에 대하여 구하였다. 감쇠기가 1층에 설치된 경우 1차모드에 대한 제어효과가 가장 좋은 것으로 나타났으며 3층에 설치된 경우 1차모드의 제어효과가 가장 작은 것으로 나타났다. 반면 감쇠기가 2, 3층에 설치되었을 때 고차모드에 대한 제어 효과는 커지는 것을 볼 수 있다.

5. 결 론

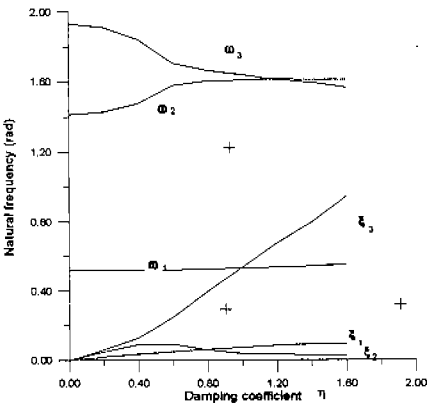
본 논문에서는 점탄성 감쇠기가 설치된 3층 전단건물의 모드 및 응답특성을 파악하였다. 또한 감쇠행렬의 비대각항을 무시하고 해석하는 근사해법의 타당성을 검토하고 근사해법에 의한 결과와 정확해를 비교하였다. 결과에 따르면 근사해법에 의한 결과는 감쇠기의 감쇠력이 작을 때 비교적 정확해에 가까우나 감쇠력이 커질수록 오차도 커지게 된다. 따라서 감쇠기의 감쇠력이 큰 경우 또는 감쇠력이 불균등하게 분포되어 있는 경우에는 감쇠행렬의 모든 항을 포함하여 해석하



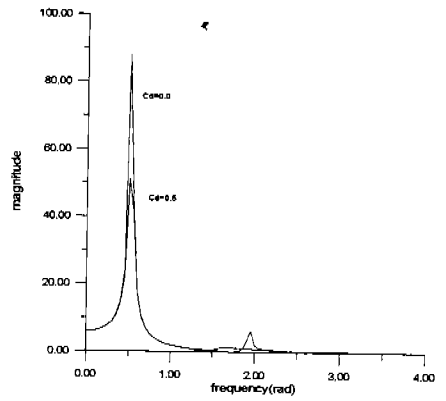
(a) case1



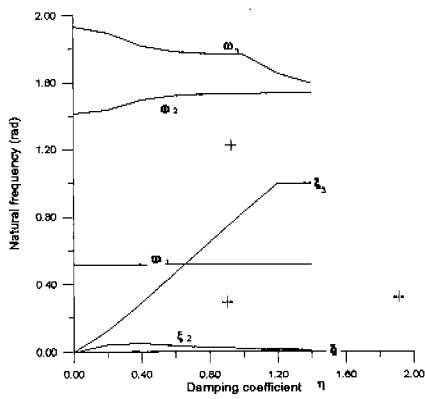
(a) case1



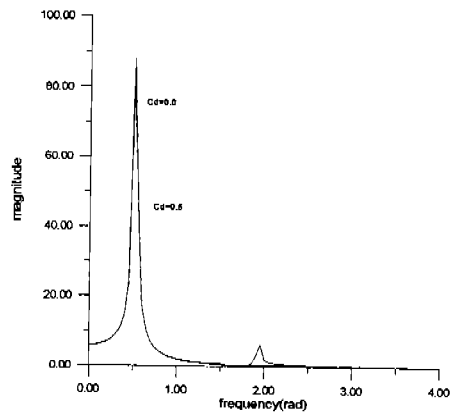
(b) case2



(b) case2



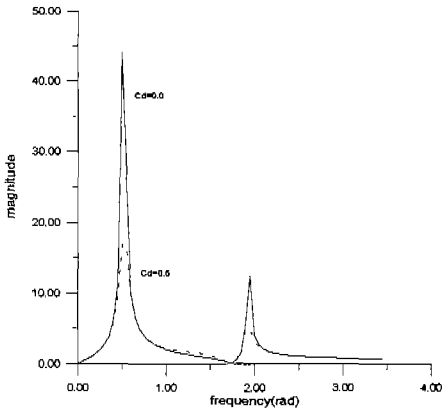
(c) case3



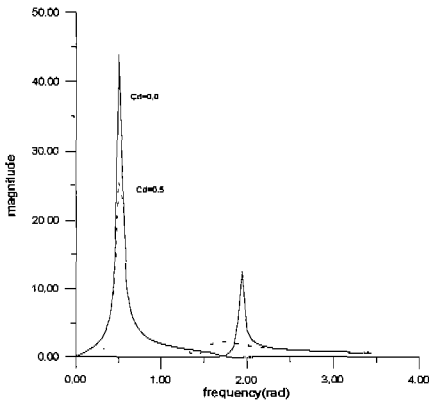
(c) case3

그림 4 감쇠기의 감쇠력에 따른 고유진동수와 모드 감쇠비의 변화

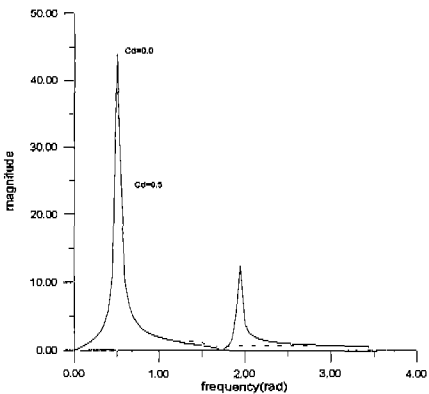
그림 5 지반진동 주파수에 대한 구조물의 변위응답 특성



(a) case1



(b) case2



(c) case3

여야 한다. 또한 같은 감쇠기라 할지라도 설치되는 위치에 따라 동적 특성 및 응답에 큰 영향을 주는 것을 확인하였다.

참 고 문 헌

1. Argyris, J. and Mlejnek, H., "Dynamics of Structures", Elsevier Science Publishers (1991)
2. Shen, K.L., Soong, T.T., Chang K.C. and Lai, M.L., "Seismic behavior of reinforced concrete frame with added viscoelastic dampers", Engineering Structures, Vol. 17, No. 5, pp 372-380 (1995)
3. Tan, R.Y. and Cheng, W.M., "System identification of a non-classically damped linear system", Computer and Structures, Vol. 46, No. 1, pp 66-75 (1993)
4. Veletsos, A. and Ventura, C.E., "Modal analysis of non-classically damped linear systems", Earthquake engineering and structural dynamics, Vol. 14, pp 217-245 (1988)
5. Zhang, R. and Soong, T.T., "Seismic design of viscoelastic dampers for structural applications", Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 5 (1992)

(접수일자 : 1997. 10. 2)

그림 6 지반진동 주파수에 대한 구조물의 속도응답 특성