

유연한 지붕을 갖는 단층 건물의 동적응답 예측을 위한 해석모델링 방법과 구조변수의 설정

Structural Parameters and Modeling Technique for Prediction of Dynamic Response of a One-story Building with a Flexible Diaphragm

김 상 철†

Kim, Sang-Cheol

(논문접수일 : 2003년 4월 19일 ; 심사종료일 : 2003년 8월 5일)

Donald W. White*

요 지

본 논문에서는 유연한 철재와 목조 지붕구조체를 가진 1/2 축소 전단벽 건물의 진동대 실험결과를 이용한 성공적인 구조물의 재해석과 선형·비선형 동적특성을 연구하기 위한 해석모델링 방법에 대해서 연구하였다. 대상 건물은 유연한 지붕구조체와 4개의 보강조적조 전단벽으로 구성되어 있다. 유연한 지붕구조체의 동적특성 때문에 다자유도 모델을 사용하였으며, 다수의 선형 및 비선형 동적해석을 실행하기 위하여 구조물의 자유도를 단순화하였다. 각각의 구조부재의 이력특성과 재료특성 그리고 동적해석을 수행하기 위한 주요 구조변수의 적절한 설정 방법에 대하여 고찰하였다.

핵심용어 : 유한요소법, 단순화 다자유도 모델, 비선형 해석, 강구조 데크 및 목조 격막, 구조변수, 지진응답

Abstract

The purpose of the study presented in this paper is to develop the general model for capture of the linear and nonlinear response of a flexible diaphragm building in which there are significant contributions from the out-of-plane walls. Two single-story single-diaphragm half-scale reinforced masonry buildings were tested by researchers at the United States Army Construction Engineering Research Laboratory (CERL). The first had a metal deck diaphragm. The second specimen had a diaphragm with a single layer of diagonal lumber sheathing. A multiple degree of freedom (MDOF) approach is adopted in this paper. The required stiffnesses and strengths of the components within this model are determined.

Keywords : *finite element model, simplified MDOF model, nonlinear analysis, steel deck and wood diaphragm, structural parameters, seismic response*

1. 서 론

본 논문은 유연한 지붕을 갖는 전단벽 구조물을 대상으로 유연한 지붕바닥 구조가 전체 구조물의 동적거동에 미치는 영향을 실험결과와 비교·분석한 것이다. 이러한 연구는 구성부재에 대한 재료적 특성의 불확실성과 유연한 바닥의 거동을 구조 해석과정에서 고려하는데 어려움이 많기 때문에 기존 연구가 미미한 상태이다.

미국 육군 건설기술실험실(US Army Construction Engineering Research Laboratory, 이하 CERL이라고 부름)에서는 유연한 지붕구조(강구조 데크와 목조)로 된 2개의 단층 보강조적조 구조물을 대상으로 진동대 실험^(1,2)을 수행하였다. 1번 실험체(specimen #1)는 목조(single diagonal lumber sheathing) 지붕과 보강조적조 전단벽으로 구성되었고, 2번 실험체(specimen #2)는 강구조 데크(metal deck) 지붕구조와 보강조적조 전단벽으로 구성

† 책임저자, 정회원 · 미국 조지아공대 토목공학과 연구원

전화: 041-730-5148 ; Fax: 041-736-4079

E-mail: sckim@engpeople.com

* 미국 조지아공대 토목공학과 교수

* 이 논문에 대한 토론을 2003년 12월 31일까지 본 학회에 보내주 시면 2004년 3월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

되었다. 2개의 지붕구조물은 CERL 실험실에서 진동대 실험 후 구조체와 분리되었으며, 지붕구조물의 이력모델을 구하기 위하여 추가로 유사정적실험이 수행되었다.

본 논문에서는 실험체의 동적 거동에 대한 유연한 격막의 영향과 특성을 연구하기 위하여 저자에 의해 개발된 단순화 다자유도 모델링 방법^{3,4)}을 적용하여 실험체를 모델링하였다. 또한, 단순화 다자유도 모델을 적용한 해석모델의 구조변수를 설정하기 위하여 선형 및 비선형 동적해석을 수행하였으며, 해석결과와 진동대 실험결과와의 동적응답을 비교·분석하는 모델 보정방법에 의해 구조변수(강도, 강성, 감쇠비, 입력가속도 등)를 선정할 결과를 다루고 있다.

2. 진동대 실험의 개요

단층 보강조적조 구조물에 대한 모든 실험결과는 미국 오스틴에 있는 텍사스주립대의 코헨¹⁾의 주관하에 정리되었으며, 이 대학의 담당연구자인 클링너 교수²⁾로부터 모든 실험자료를 인수받아 본 연구를 수행하였다. 진동대 실험의 개요는 다음과 같다.

2.1 실험체의 개요

그림 1은 진동대 위에 설치된 1/2로 축소제작된 실험체의 형상을 보여주는 사진이다. 2개의 실험체는 4면에 동일한 보강조적조 전단벽을 갖고 있지만, 지붕구조물은 앞서 기술한 2종류의 유연한 지붕으로 구성되어 있다. 실험체는 CERL 구조실험실에서 콘크리트 프레임(lifting frame) 위에 제작되어진 후 전체 구조물이 진동대 위에 철제 강봉

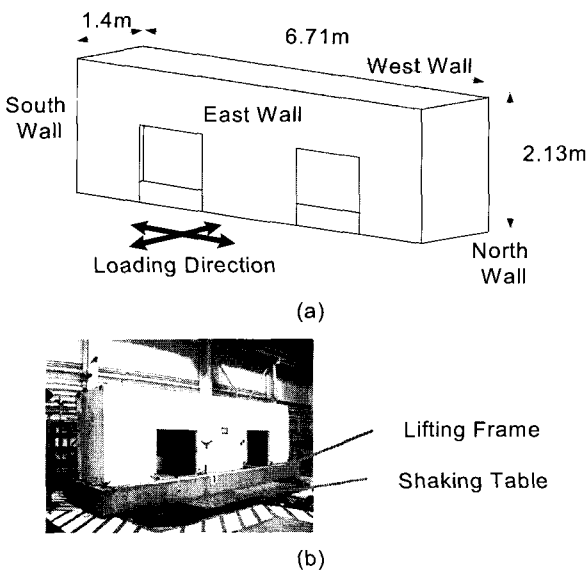


그림 1 (a) 실험체 형상 및 규모 (b) 설치상황(Cohen 2001)

을 이용하여 견고히 부착되었다. 실험체는 남북방향과 동서방향으로 번갈아 가며 최대입력가속도 값(1번 실험체는 0.1 g에서 1.33g, 2번 실험체는 0.05g에서 1.33g)을 증가시키면서 각각 열한번의 진동실험¹⁾이 이루어졌다. 이 열한번의 실험결과에 의하면 장방향(L/B=4)으로 긴 건물 평면의 특성상 동서방향의 거동이 지배적으로 나타났다. 따라서 일련의 진동대실험 중에서 동서방향으로 가진한 진동실험결과(목조 지붕구조물(1번 실험체)은 3, 5, 9, 10번의 진동실험, 강구조 데크 지붕구조물(2번 실험체)은 5, 9, 10번의 진동실험)를 사용하여, 동서방향의 동적 응답거동을 연구하게 될 것이다.

2.2 진동대 실험결과

실험체에 가해진 동서방향의 지진기록은 미국 중부에서 발생가능한 인공지진기록(C02_09s)5)을 사용하였다. 이 지진기록의 최대지반가속도(PGA: peak ground acceleration)는 0.67g이며, 실험체가 1/2 축소 모델인 관계로 지진기록의 원래 시간간격(time step)은 1/2로 축소되어졌다. 표1은 1번 실험체에 대한 4회의 진동실험에 적용된 최대지반가속도를 보여주고 있다. 이는 미소지진에서부터 강진이 발생했을 경우에 대한 동적 거동을 연구하기 위한 것 중에서 비교적 지반가속도가 큰 경우에 해당한다. 표 2는 2번 실험체의 최대지반가속도와 지붕구조물의 변위를 보여주고 있다. 표 1과 2에서 보여지는 바와 같이 최대지반가속도가 증가함에 따라 지붕구조물(그림 2 참조)의 변위도 증가하는 것을 확인할 수 있다. 또한, 2번 실험체의 지붕구조가 더 큰 값의 횡변위를 보여주고 있는데, 이는 강구조 데크 지붕의 횡강성이 목조 지붕의 횡강성과 비슷하거나 조금 작다는 것을 예측할 수 있다. 그리고 그림 2와 같은 지붕구조물의 횡변위는 전단벽의 면외 거동과 밀접한 관계를 갖게 된다.

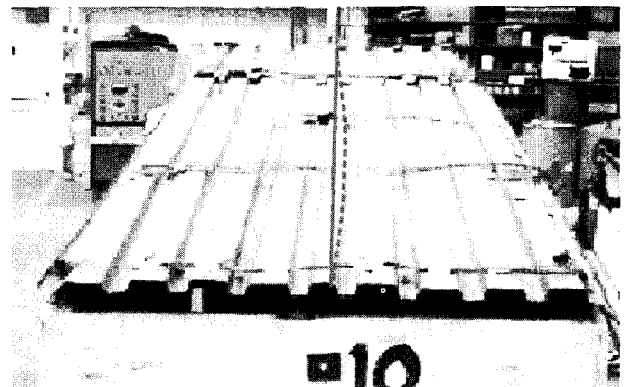


그림 2 강구조 데크 지붕으로 된 2번 실험체의 진동실험(10번 실험)¹⁾시 동서방향 처짐 형태

표 1 1번 실험체에 가해진 PGA와 실험체의 측정 변위

Test No.	3	5	9	10
PGA (g)	0.50	0.67	1.00	1.33
Diaphragm Drift Ratio (%)	0.08	0.20	0.35	0.70
Out of Plane Wall Drift Ratio (%)	0.14	0.27	0.54	1.10
In-plane wall Drift Ratio (%)	South wall	0.03	0.04	0.06
	North Wall	0.03	0.03	0.06

표 2 2번 실험체에 가해진 PGA와 실험체의 측정 변위

Test No.	5	9	10
PGA (g)	0.40	1.00	1.33
Diaphragm Drift Ratio(%)	0.09	0.40	1.00

면의 거동을 하는 서쪽과 동쪽 전단벽의 변형각은 그림 3에 나타난 D105 위치에서 측정한 상대변위로 구한 것이고, 면내 거동을 하는 남쪽과 북쪽 전단벽은 각각 D104와 D106의 위치에서 구한 상대변위를 건물의 높이로 나누어 준 변형각이다. 그림3은 본 연구의 모델링 번호와 일치하게 지붕바닥판 위에 설치된 10개의 가속도계와 서쪽방향에서 전단벽 상부에 설치한 3개의 변위계 위치를 정리하여 나타낸 것이다. 지붕구조물의 변형각($\gamma_{diaphragm}$)은 양쪽 면내 전단벽의 변위를 고려한 실제적인 지붕구조물만의 변위를 지붕 너비(L)의 반으로 나눈 전단변형률로서 식(1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\gamma_{diaphragm} = \frac{\Delta_{diaphragm}}{0.5L} \quad (1)$$

여기서, $\Delta_{diaphragm} = \Delta_{op} - \frac{\Delta_{sip} + \Delta_{nip}}{2}$

Δ_{op} = 동서 전단벽의 상부에서의 면외 변위 (동쪽과 서쪽 전단벽의 면외 거동은 지붕 구조물에 의해 구속된 것으로 가정하여 횡하중에 의해 동일한 면외 처짐이 발생하는 것으로 가정됨),

$\Delta_{nip}, \Delta_{sip}$ = 각각 북쪽과 남쪽 전단벽의 상부에서 구한 면내 변위

표1과 2에서 확인할 수 있는 바와 같이 전단벽의 거동은 면내거동 보다는 면외 거동이 지배적으로 나타나고 있다. 표3과 4는 일련의 실험과정에서 관찰된 균열의 부위와 형태를 요약한 것이다. 2번 실험의 경우, 실험전에 이미 서쪽 전단벽에 미소한 균열이 발생되어 있었다. 이는 실험체의 이동설치시 발생한 것으로 추정되었다.^{1),2)} 그리고, 2번 실험

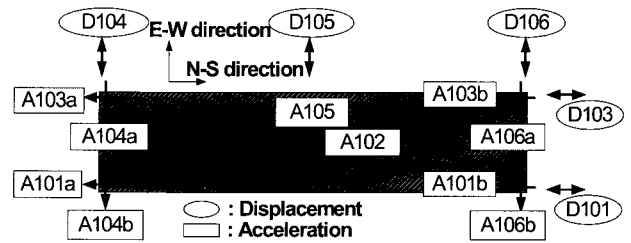


그림 3 가속도계와 변위계의 위치¹⁾

험체에 대한 남북방향의 진동실험(실험8a, 8b)에서는 1.23g의 강한 최대지반가속도에 의해 강구조 데크의 일부 용접 부분(puddle weld)에서 손상이 발생했으며, 남북방향으로 가해진 최대지반가속도 1.56g에 의해 용접부의 손상이 증가하여 발생하였다. 이에 비해 남과 북방향에 위치한 면내 전단벽의 강성이 크기 때문에 전단벽의 손상은 미미하게 나타났다. 실험 8a와 8b 이후 동서방향의 실험 9가 수행되었으며, 표 3과 4에 정리된 바와 같이 증가된 동서방향의 지반가속도에 대한 2개의 실험체의 면외 및 면내 전단벽의 손상형태는 유사한 결과를 보여주고 있다.

표 3 목조 지붕 구조물의 손상 형태

Test No.	PGA (g)	손상 부위 및 정도
3	0.50	없음
5	0.67	면외 거동에 의해 서쪽과 동쪽벽에서 미소한 균열 발생
9	1.00	면외 거동에 의해 서쪽과 동쪽벽에서 심한 균열 발생, 남쪽벽의 흔들림(rocking) 거동의 선형단계 징후인 밀면 균열 발생
10	1.33	서쪽과 동쪽벽에서 큰 균열과 밀면에서의 힌지발생, 남쪽벽 밀면의 증가된 균열 발생, 지붕 바닥판의 미미한 손상 발생

표 4 강구조 데크 지붕 구조물의 손상 형태

Test No.	PGA (g)	손상 부위 및 정도
5	0.4	없음
9	1.00	면외 거동에 의해 서쪽과 동쪽벽에서 심한 균열발생
10	1.33	서쪽과 동쪽벽에서 큰 균열과 밀면에서의 힌지발생

3. 구조물의 단순화 다자유도 모델링 방법

본 논문에서는 실험체의 동적응답 특성을 해석적으로 평가하기 위하여 단순화된 다자유도 모델링 방법을 사용하여 구조물을 모델링하였다. 축소모형 실험체는 비록 단층 건물이지만 단자유도 모델을 적용해서는 유연한 지붕구조물을 가진 전단벽 건물의 동적특성을 정확히 파악할 수 없다.

즉, 그동안 사용된 2자유도 모델(그림 4 참조)은 전단벽의 면외 거동과 지붕구조물의 강성증가에 의한 비틀림 영향을 고려할 수 없다. 또한, 상세 유한요소모델을 통해서 비선형 동적특성을 분석하기 위한 변수별 민감도 해석시 비용 증대와 효율성에 어려움이 있기 때문에 저자에 의해 개발된 단순화 다자유도 모델^{3,4)}을 통해 축소모형 실험체를 모델링하였다.

그림 5는 단순화 다자유도 모델링 방법^{3,4)}을 사용하여 그림 1의 실험체를 모델링한 결과를 보여주고 있다. 이 해석모델은 하나의 평판 요소, 4개의 면내 전단벽요소와 하나의 면외 전단벽요소를 사용하였으며, 실험체에 대한 동서방향의 진동실험결과와 비교하기 위하여 다수의 선형 및 비선형 분석이 수행되었다. 실험체의 질량은 그림5와 같이 평판요소와 전단벽요소가 연결되는 부위에 집중 분포시켰다. 평판요소는 6개의 자유도(그림 6 참조)를 가지고 있으며, 전단벽요소는 두개의 절점을 가지고 있으며 각 절점에서 전단변형을 나타내기 위한 하나의 횡 자유도를 가진 요소이다. 이 요소들은 ABAQUS⁶⁾에 내장된 사용자 요소개발 코드(user element library subroutine)를 이용하여 개발되어졌다.^{3,4)}

그림 1에 나타난 실험체의 단순화 모델링을 위하여 사용된 평판요소 (그림 6 참조)는 각 경계지점의 절점에 하나의 자유도를 가지고 있기 때문에 동서남북 4개의 면내 전

단벽요소는 그림 6에 보인바와 같은 평판요소의 하나의 자유도와 연결되며, 전단벽요소의 하부자유도는 각 방향의 지진 하중을 가하기 위한 경계조건에 구속되어진다. 즉 전단벽 요소는 전단벽의 면내 횡진단 거동만을 예측하게 된다. 또한, 평판요소 중심에 있는 2방향의 자유도중 동서방향의 자유도(그림 6 참조)는 지붕구조물의 중앙에서 횡진단 변형을 나타내며, 이 변형은 동서 전단벽의 면외변형과 동일한 변위(V2)를 나타내므로 그림 1에 보여진 실험체내에서 동서 전단벽의 면외 거동을 예측하기 위해 면외 전단벽요소(Out-of-plane wall element)와 연결되어진다. 이는 이 구조물에 대한 다수의 해석에서 최저 비용과 효과적인 선형 및 비선형 해석을 수행할 목적으로 최소의 자유도를 선택한 것이다. 자유도는 최소화하였지만 구조부재의 강도저감, 강성저감 및 핀칭 효과를 적절히 고려하기 위하여 3변수 이력모델(three parameter hysteretic model)⁷⁾, 기계적강화(kinematic hardening), 흔들림(rocking) 모델과 같은 이력모델을 개발된 요소에 적용시켜 사용하였다.

그림 5에 나타난 해석 모델에서 평판과 전단벽 사이의 접합상태가 횡하중을 전달하기에 불충분할 경우, 이 두개의 요소사이에 스프링요소를 사용함으로써 접합부를 모델링할 수 있다. 본 논문의 진동실험결과에서는 지붕구조물과 면외 및 면내 전단벽과의 접합부에서 손상이 발생하지 않았기 때문에 접합부의 상태를 고려하지 않았다. 이 구조물에 대한 동서방향의 지진기록은 그림 5에 보인바와 같이 남과 북의 면내 전단벽요소와 면외 전단벽요소의 밑면 경계조건에 가해졌다. 다음절에서는 구조물의 구성요소(평판, 면내 및 면외 전단벽 등)에 대해서 상세히 설명하였다.

3.1 지붕구조물의 모델링

지붕구조물에 사용된 평판요소는 6개의 자유도(동서방향으로 3개와 남북방향으로 3개)를 가지고 있으며(그림6 참조), 3개의 중요한 변형모드(동서방향의 휨변형, 남북방향의 휨변형 그리고 전단변형)를 산정할 수 있다. 그림6에 나타난 경계부 자유도 V1, V3, U1 및 U3는 면내 전단벽

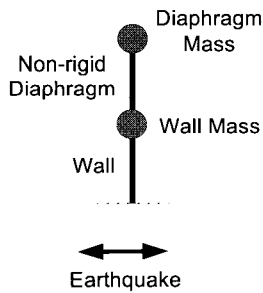


그림 4 2 자유도 모델¹⁾

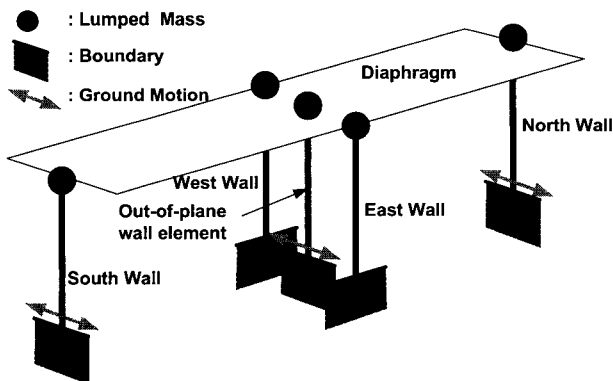


그림 5 구조물의 단순화 다자유도 모델

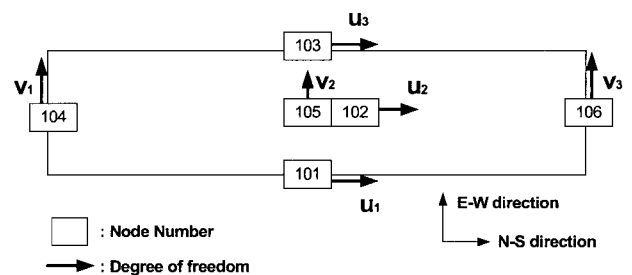


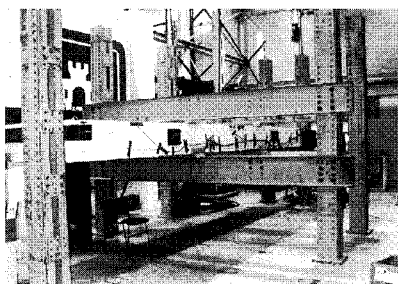
그림 6 평판요소의 절점번호와 자유도

의 거동을 나타내며, 중심부 자유도인 V2는 동서방향의 휨 변형을, U2는 남북방향의 휨변형 거동을 예측하기 위하여 사용된다.

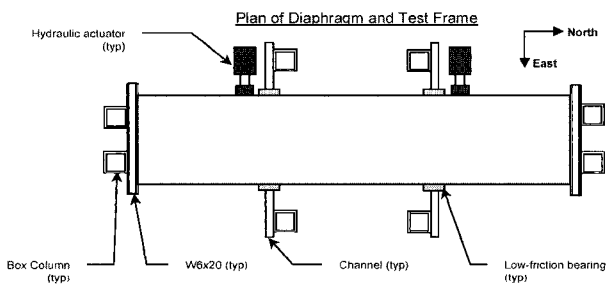
이 구조물은 앞서 설명한 바와 같이 남북방향으로 긴 장 방향 형태이기 때문에 지붕구조물의 변형은 동서방향의 휨 전단 변형에 의해 지배될 것이라고 예상되므로 본 연구에서도 동서방향에 대한 거동 특성을 집중적으로 분석하였다. 실험결과에 의하면, 지붕구조물의 변형은 동서방향의 휨변형 보다는 전단에 의한 변형이 지배적(95%)으로 나타났다.¹⁾

평판요소의 강성과 이력거동의 특성은 지붕구조체만을 대상으로 수행한 유사정적 실험결과²⁾를 사용하여 산정되었다. 그림 1에 보여진 2개의 실험체는 각각 진동실험 종료 후, 지붕구조체는 축소모형 건물과 분리되어 손상된 부분을 교체함으로써 원상 복원되었다. 분리된 지붕구조체는 그림 7(a)에서 보여주는 바와 같이 강성 골조에 설치되었으며, 2개의 가력기를 사용하여 양쪽 1/4 지점에서 동시에 가력하였다(그림 7(b) 참조). 실험에서 가해지는 하중은 수회의 부사이클이 하나의 주사이클을 형성하도록 변위제어 방식으로 가력되었으며, 실험은 하중이 점진적으로 증가되는 9개의 주사이클(즉 Test #1부터 Test #9로 명칭함) 동안 실행되었다. 그림 8은 이 실험으로 구한 목조 지붕구조체의 이력거동을 하중과 지붕구조체의 변위각으로 나타낸 것이다. 이때 지붕구조체의 변위각은 식(1)로 구한 값이다.

그림 9는 유사정적 실험과정에서 발생한 목조 지붕 구조



(a) 실험체 사진



(b) 실험체의 설치 및 가력 계획

그림 7 지붕구조체의 유사정적 실험

물과 철제 프레임사이의 마찰력을 보정한 지붕구조체의 이력거동 곡선을 보여주고 있다. 그림8에서 작은 힘이 가해진 Test #1과 #2의 이력곡선으로부터 초기 영점을 맞추기 위한 마찰력을 1.8kN으로 산정한 후 전체 이력거동에서 이 마찰력을 분리하여 그림9에 나타내었다. 철제 트러스위에 강구조 데크를 설치한 지붕구조체의 경우도 같은 동일한 변위제어방식의 반복하중을 가력한 유사정적실험이 수행되었다.

그림 9에서는 3변수모델(그림10 참조)을 사용한 평판요소로부터 구한 지붕구조체의 이력거동을 실제 실험결과와의 이력거동과 비교하여 함께 보여주고 있다. 3변수모델을 사용한 평판요소의 강성(K)은 평판요소의 유효두께를 포함한 등가강성 ($G_e t$)을 사용하였으며, 탄소성 이력거동은 기본적으로 3선형 골격곡선(tri-linear backbone curve)에 의해서 지배된다. 3선형 골격곡선의 형성시 평판요소의 초기 선형 등가강성(K0)은 15.46 kN/cm이며, 비선형 등가

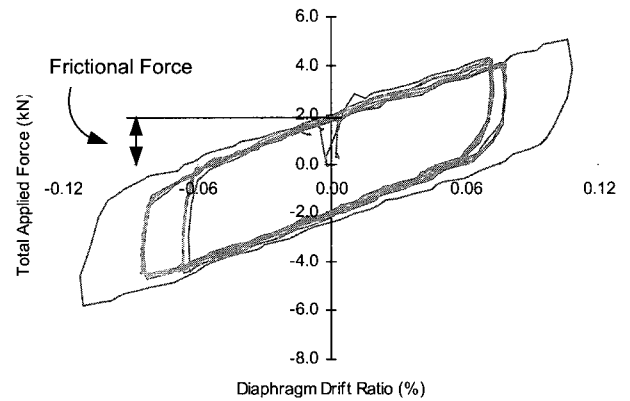


그림 8 목조 지붕구조체의 유사정적실험(Test #1과 #2)으로 구한 이력거동 곡선과 마찰력의 산정

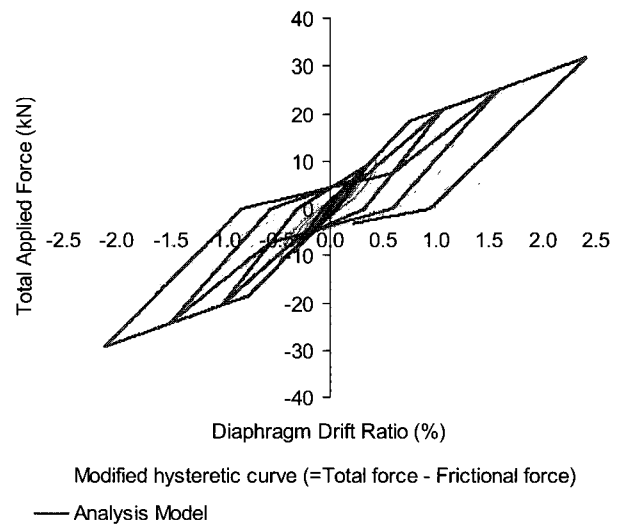
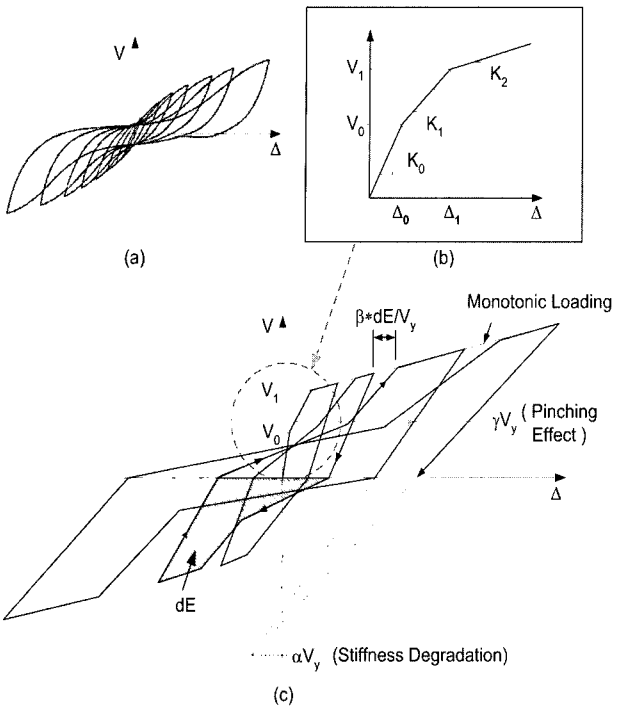


그림 9 목조 지붕구조체의 보정된 이력거동과 해석모델의 이력거동 곡선 비교



(a) 실제 이력거동 (b) 3선형 골격곡선 (c) 3변수모델에 의한 이력곡선
그림 10 3변수 모델을 사용한 이력거동

강성(K1 및 K2)은 각각 10.88 및 3.42kN/cm를 사용하였다. 초기 선형 등가강성과 비선형 등가강성의 교차점에서의 전단력(V0)은 2.89kN이며, 비선형 등가강성간의 교차점(V1)은 19.84kN이다.

3변수모델⁷⁾은 구조체의 이력거동에서 발생하는 강성저하, 강도저하 및 편칭의 영향을 3개의 변수(α, β, γ)를 사용하여 간편하게 모델링할 수 있다는 장점이 있으며, 그림 9에서 비교한 바와 같이 비선형 해석시 구조체의 이력거동을 나타낼 수 있도록 3개의 변수가 실험에서 구한 이력거동으로부터 계산되어졌다. 즉, 그림 9에 사용된 해석 모델의 강성저하에 사용된 α 변수값은 3이며, 강도저하에 사용된 β 변수값은 0.01, 그리고 편칭효과를 나타내는 γ 변수값은 0.478 이다.

3.2 전단벽의 모델링

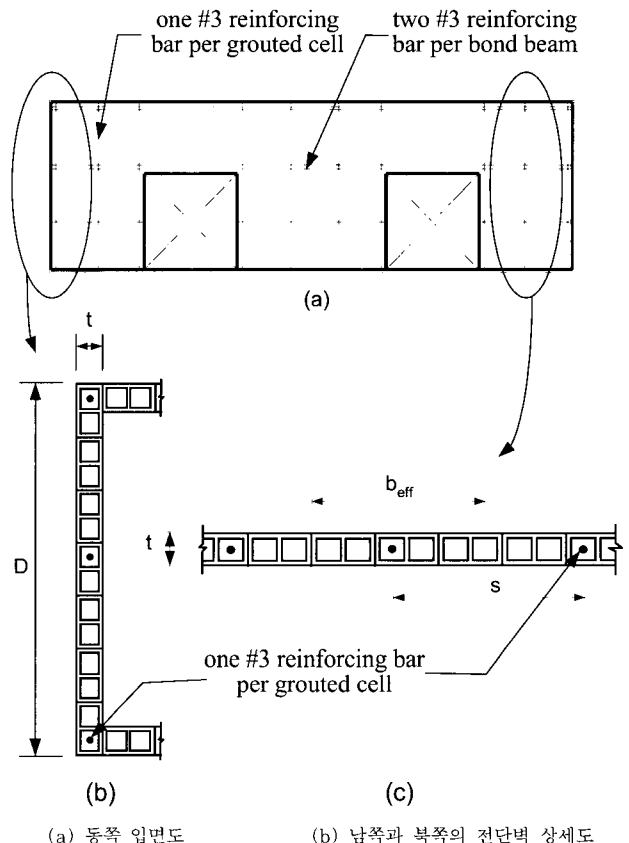
벽체의 강도와 강성은 FEMA 356⁸⁾ 및 ACI 530-99⁹⁾의 설계식을 사용하여 예측하였다.

표 5는 CERL에서 수행한 비보강 조적조의 재료시험 결과(압축강도, 탄성계수)를 보여주고 있으며, 그라우트의 유·무에 따른 실험결과 중에서 본 연구에서는 그라우트 처리된 비보강 조적조의 재료시험 결과를 사용하여 벽체의 강성과 강도를 구하였다. 한편, 그림 11에서는 축소제작된 보강조적조 실험체의 보강근 상세도를 보여주고 있다.

남쪽과 북쪽 전단벽의 면내 강성을 계산하기 위한 유효두께는 8.89cm이며, 횡하중에 대한 이 벽체들의 면내 강성과 강도는 플랜지효과에 의한 증가가 예상되지만 정확한 유효플랜지 길이(그림 11(b) 참조)를 산정하기는 어렵다. 플랜지효과를 고려하지 않을 경우, 초기 강성과 ACI 530-99 설계식⁹⁾을 사용한 균열강도는 각각 93kN/cm과 5.87kN이며, 최대강도는 23.13kN으로 계산되었다. 유효플랜지의 길이를 벽체 유효두께의 3배로 설정한 경우(26.67cm), 초기 강성과 균열강도는 각각 122.59kN/cm과 8.9kN로 증가한다.

표 5 비보강 조적조에 대한 재료시험 결과¹⁾

construction	compressive strength (f'm)	elastic modulus (Em)	usable strain
grouted	9.65 MPa	2.275 MPa	0.0029
ungrouted	6.21 MPa	2.206 MPa	0.0029



(a) 동쪽 입면도 (b) 남쪽과 북쪽의 전단벽 상세도 (c) 동쪽과 서쪽 벽체의 상세도

그림 11 보강근의 배근상황

서쪽과 동쪽 전단벽(그림 11(c) 참조)의 면외 강도는 보강근의 배근간격을 고려한 유효길이($b_{eff}=53.34cm$)에 대해서 평가하였으며, 결과적으로 단위길이당 균열강도는

2.84N/cm로 산정되었다. 서쪽과 동쪽에 위치한 전체 벽체에 대해서 면의 횡하중에 의한 균열강도는 3.07kN으로 계산되었다. 이때, 면의 강도를 서쪽과 동쪽 전단벽의 총합으로 고려한 이유는 횡하중 작용시 전단벽의 면외 거동은 평판요소에 의해 연결되어 있으며, 서쪽과 동쪽의 전단벽 변위를 동일하게 고려하기 위한 것이다.

한편, 전단벽의 면외 강성이 전단벽의 면내 강성과 바닥판을 형성하는 평판요소의 강성과 연관되어 있다면 단순한 역학적 계산식으로는 예측하기 곤란하다. 그림 12는 표 5에 나타난 전단벽의 재료특성과 이전 절에서 설명한 평판요소의 강성 및 강도를 ABAQUS⁶⁾의 S8R요소에 적용하여 축소모형 실험체의 3차원 정적해석을 수행한 결과를 보여주고 있다. 그림 12(a)는 지붕 구조물이 강체이면서 동·서측 전단벽을 고려하지 않은 경우에 대한 실험체의 변형상태를 보여주고 있다. 이 경우는 유한요소 해석결과와 강성에 관계식을 사용하여 전단벽의 면외 강성을 간단히 구할 수 있으며, 전체 횡강성은 140kN/cm으로 계산되었다. 그림 12(b)에 나타난 바와 같이 지붕구조물이 강체인 경우는 유한요소 해석결과로부터 계산한 전단벽의 전체 횡강성이 450kN/cm로 크게 증가하였다. 그러나 그림 12(c)와 같이 유연한 지붕구조물의 처짐을 고려해야 하는 경우는 전단벽의 면외 강성만을 예측하기는 곤란하며, 진동대 실험결과와 비교를 통한 모델 보정방법에 의해 예측된 면외 강성은 203kN/cm으로 나타났다. 이 수치는 그림 12(b)의 경우보다는 50% 이하로 낮은 강성이다. 이것은 실험체를 구성하는 평판요소의 강성이 비교적 작기 때문에 강체 평판으로 구성된 건물의 강성보다는 훨씬 작은 면외 강성을 갖게 되며, 면외 전단벽을 제거한 그림 12(a)의 경우와 큰 차이가 없는 면외 강성의 수준을 보여주는 것을 확인할 수 있다.

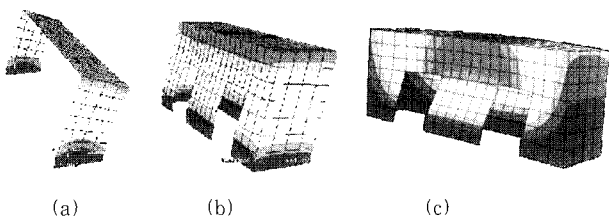


그림 12 구조물의 정적 유한요소 해석을 통한 처짐과 주응력 분포
 (a) 지붕 구조물이 강체이고 면외 전단벽 비교려시
 (b) 지붕 구조물이 강체인 경우
 (c) 지붕 구조물이 유연한 경우

4. 동적 해석을 위한 입력가속도와 감쇠비의 결정

4.1 동적 해석을 위한 입력가속도의 결정

그림 13은 축소모형 실험체가 놓여진 콘크리트 프레임

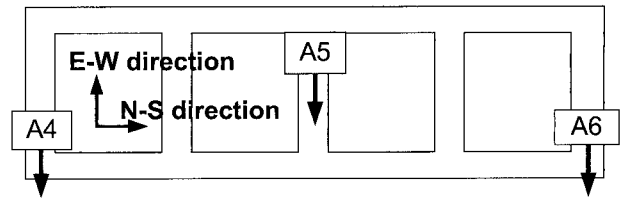


그림 13 콘크리트 프레임 상단의 가속계 위치

표 6 1번 실험체의 진동대 실험에서 콘크리트 프레임 상단에서 계측한 PGA (단위: g)

가속계의 위치	Tcst #3	Test #5	Test #9
A4	0.5667	0.7989	1.1552
A5	0.5070	0.6536	0.9538
A6	0.5065	0.6371	0.9172

(lift frame) 상단에 설치된 3개의 가속도계 위치를 보여주고 있다. 각 단계별 동서방향 진동대 실험에서 측정된 최대지반가속도중에서 A4 위치에서 기록된 최대가속도가 다른 위치(A5와 A6)에 비해 다소 크게 측정되었다(표 6 참조). 이는 구조물이 비록 견고하게 설치되었음에도 불구하고 미소한 비틀림과 실험상의 오차에 기인하는 것으로 지적되고 있다.

실험체가 설치되는 최하부에서 기록된 3개의 가속도 기록을 사용하여, 실험체의 단순화 다자유도모델(그림 5 참조)의 전단벽 요소 밑면에 가진함으로써 동적 해석을 수행하게 된다. 이때, 가속도 기록은 Newmark에 의해 개발된 기준선 보정(base line correction)을 사용하여 보정단계 를 거친 지진가속도를 사용하였다. 기준선 보정은 구조물의 동적 해석시 사용된 가속도 기록에 따라 발생하는 역학적인 계산 오류와 불충분한 표본 진동수에 의해 동적 해석의 종료시점과 중간시점에서 비교적 크게 나타나는 상대변위를 보정하기 위하여 많이 사용되는 방법이다. 그러나 표 6에 나타난 3개의 위치에서 각각 기록된 가속도기록들을 해석모델의 해당 위치에 동시에 가한다면 시간단계별로 발생하는 서로 다른 상대변위가 부재의 비선형 거동에 많은 영향을 미치기 때문에 오히려 부정확한 부재 거동을 예측하게 된다. 따라서 본 연구에서는 동서방향의 진동대 실험에서 기록된 3개의 가속도기록을 시간단계별 평균값을 취한 평균가속도 기록을 사용하여 해석모델의 전단벽 밑면에 동시에 가진하였다.

선형 및 비선형 동적 해석을 위해서는 적절한 간격의 적분시간간격을 설정하는 것이 중요하다. 기록된 가속도 기록의 시간간격은 0.005초이지만, 비선형 해석시 수치적인 발산 오류를 방지하기 위해서는 보다 작은 적분간격이 요구되어진다. 그림 14는 1번 실험체의 진동대 실험 3번에 대한 응답가속도와 동적해석에서 적분시간간격을 변화시킨

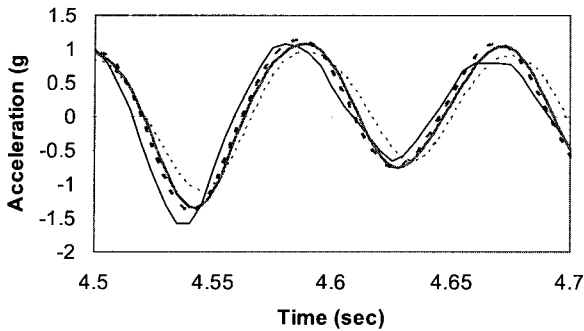


그림 14 동적 해석결과에서 적분시간간격(time step)의 영향

경우의 응답가속도를 비교하여 보여주고 있다. 적분시간간격이 0.005초와 0.0025초인 경우에는 최대 응답가속도가 10~20% 정도의 차이를 보이고 있으며, 0.0025초와 0.001초의 경우에는 큰 차이가 없는 것으로 나타났다. 따라서 본 연구에서 수행한 모든 선형 동적해석에서는 0.0025초의 시간간격을 사용하였으며, 비선형 동적해석에서는 0.001초를 사용하였다.

4.2 감쇠행렬의 모델링

실제 구조물에서 감쇠비를 정확히 추정한다는 것은 매우 어려운 일이다. 즉, 건축물의 감쇠는 일반적으로 역학적 이해가 명확하지 않은 상태이지만, 감쇠력을 계산하기 위한 주요 변수들은 비교적 잘 알려져 있다.¹⁰⁾ 감쇠력을 구하는 가장 일반적인 방법은 구조물의 일반화한 속도가 감쇠에 영향을 준다는 가정하에 점성 감쇠행렬을 사용하는 것이다. 이때 감쇠행렬은 구조물의 강성과 질량에 비례하는 것으로 취급하는 레일리 감쇠(Rayleigh damping)가 수학적 계산상의 편의성 때문에 많이 사용되고 있다. 본 연구에서는 레일리 감쇠계수를 사용한 비비례(non-proportional) 감쇠행렬을 사용하였다. 실험체와 같이 2개의 이질적인 재료(유연한 지붕과 보강조적조 전단벽)로 구성된 경우 2개의 다른 에너지소산이 동적해석시 발생한다.¹¹⁾ 그림 15는 동적해석에서 사용된 감쇠행렬의 구성을 보여주고 있다. 그림 15에서 X의 영역에 있는 행렬계수는 그림 5에 보여진 집중질량(lumped mass)의 자유도와 일치한다.

전체 구조물의 진동수 해석으로 구한 동서방향의 1번째와 3번째 모드 진동수(그림 16 참조)를 사용하여 평판구조물에 대한 레일리 감쇠계수를 구하고, 전단벽에 대해서도 다른 감쇠비를 사용한 레일리 감쇠계수를 구한 후 그림 15와 같이 조합하여 비비례 감쇠행렬을 구성하였다.

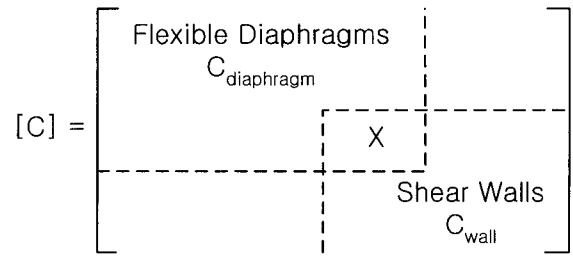


그림 15 Non-proportional damping의 구성

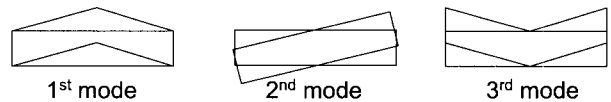


그림 16 진동수 해석을 통한 동서 방향의 모드형상

이 실험체는 감쇠비를 추정하기 위하여 CERL에서 동서방향의 정현파와 지연(Sine-decay) 실험이 행하여졌으며, 3%의 등가 감쇠비가 추정되었다.¹⁾ 그러나, 정확한 선형 및 비선형 응답을 얻기 위해서는 전체 구조물에 대하여 추정된 3%의 감쇠비를 적용할 수 없다. 그림 17은 실험결과(Test #9)의 응답변위와 면내 전단벽의 감쇠비 변화에 따라 동적해석으로 구한 응답변위를 비교한 것이다. 3%의 감쇠비를 사용한 경우 면내 전단벽의 최대변위는 0.035cm이며, 실험결과와 응답변위와 다르게 여러 개의 파형이 나타나고 있다. 한편, 10%의 감쇠비를 사용한 경우에는 실

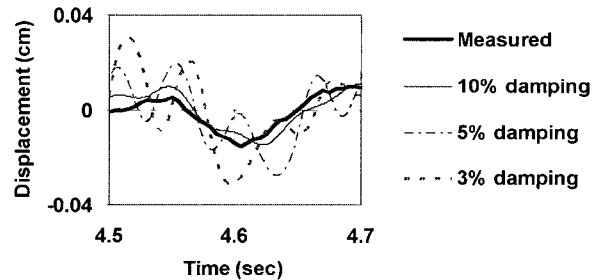


그림 17 면내 전단벽의 감쇠비 변화에 따른 변위응답

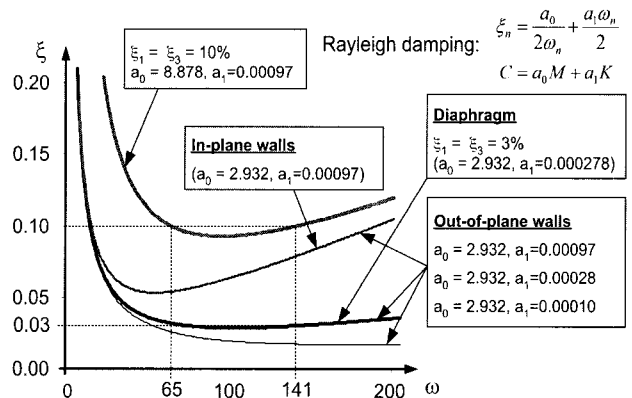


그림 18 구조해석모델에서 사용된 감쇠비 변화에 따른 레일리 감쇠계수

험결과와 비슷한 응답변위와 파형을 보여주고 있다.

그림 18은 선형 및 비선형 동적 해석모델의 전단벽과 지붕구조물에 사용된 레일리 감쇠계수를 요약하여 나타낸 것이다. 그림 5에 보여진 구조물의 진동수 해석으로부터 구해진 1번째 모드의 진동수는 65rad/sec이면 3번째 모드의 진동수는 141rad/sec이다(그림 16과 그림 18 참조). 예를 들면, 앞에서 언급된 10%의 감쇠비를 사용할 경우 레일리 감쇠행렬의 질량비례계수(a_0)는 8.878이 되며, 강성비례계수(a_1)는 0.00097이다. 지붕구조물은 3%의 감쇠비를 사용할 때 a_0 는 2.932이며, a_1 은 0.000278이다. 면의 전단벽의 강성비례계수는 최대 지반가속도가 증가함에 따라 먼저 손상이 발생하였다. 면의 전단벽의 손상정도를 고려하기 위하여 그림 18에 나타난 감쇠계수 값(0.00097에서 0.00010으로 감소하는)을 사용하였다. 즉, 선형거동을 하는 구조물의 감쇠계수는 구조물의 손상과 함께 감쇠비가 변하기 때문이다.

5. 결 론

본 논문에서는 단층건물의 진동대 실험결과를 구현할 수 있는 구조해석 모델링 방법과, 선형 및 비선형 동적해석의 결과와 실험결과를 비교하면서 해석모델의 구조변수 수치를 산정하였다. 본 논문에서 사용한 해석모델의 특징과 구조변수의 산정결과는 다음과 같이 요약할 수 있다.

- 1) 실험체와 같이 유연한 지붕구조물과 긴 장방향의 형태로 구성된 건물의 응답 거동은 단자유도 모델을 사용해서는 실험체의 특성을 파악할 수 없으며, 최소한 지붕구조물의 거동과 밀접한 면의 전단벽이 해석모델에 반영될 수 있는 다자유도 모델을 사용하여야 한다.
- 2) 본 논문에서는 다수의 선형 및 비선형 동적해석을 수행하기 위하여 최대한 자유도의 개수를 줄인 단순화 다자유도모델을 사용하였으며, 이러한 단순화 다자유도 모델은 구조물의 전체적인 동적응답은 물론 각각의 부재에 대한 동적 거동과 특징을 효율적으로 예측할 수 있었다.
- 3) 본 논문에서는 유연한 지붕구조물과 전단벽에 대한 감쇠행렬을 비비례(non-proportional) 감쇠행렬을 사용하였다. 이러한 감쇠행렬은 각 부재의 감쇠행렬을 단순히 조합하여 형성한 것으로서 실제 구조물의 정확한 감쇠거동을 추정하기 위해서는 추가적인 연구가 필요하다.
- 4) 본 논문에서는 전단벽의 거동은 지진하중의 작용방향에 따라 면내 및 면의 전단벽으로 거동을 분리하여 구조물에 미치는 영향을 평가하였다. 그러나 실제 구조물에서

는 전단벽들이 교차되는 부분에서 면내와 면의 전단벽의 상호작용이 이루어지므로 이에 구조해석 모델링에 대한 보충연구가 필요하다.

후속적인 논문에서 본 논문에서 설명한 해석모델과 구조변수를 사용한 유연한 지붕으로 된 단층구조물의 상세한 해석결과와 지진 거동 및 성능에 대해 분석하였다.¹²⁾

감사의 글

본 연구는 미국과학재단(과제번호: EEC-9701785) 연구비 지원에 의해 수행된 것으로서 연구비 지원에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. Cohen, G. L., "Seismic Response of Low-rise Masonry Buildings with Flexible Roof Diaphragms", *M.S. Thesis*, University of Texas, Austin, 2001
2. Cohen, G. L. and Klingner, R. E. "Seismic Behavior and Evaluation of Flexible Roof Diaphragms". *US Army CERL Report*, Univ. of Texas, Austin, 2001
3. Kim, S. C., "Seismic Assessment of Low-rise Buildings with Non-rigid Diaphragms", Ph.D. Dissertation, Georgia Institute of Technology, 2003
4. 김상철, 비강체 격막을 가진 저층 전단벽 구조물의 단순화 다자유도 모델링 방법, 대한건축학회 논문집, 19권 4호, 2003년 4월
5. Wen, Y. K. and Wu, C. L., Generation of Ground Motions for Mid-America Cities, Projects RR-1 and RR-2, MAE Center, University of Illinois, Urbana-Champaign, IL., 1999
6. HKS, ABAQUS Theory and User's Manual-Version 6.1, Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc., Providence, RI., 2001
7. Park, Y.J., Reinhorn, A.M., and Kunnath, S. K. "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame-Shear Wall Structures", Technical Report NCEER-87-0008, *State University of New York at Buffalo*, 1987
8. ASCE FEMA 356: Prestandard and Commen-

- tary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Publication No.356, prepared by the American Society of Civil Engineers, funded by the Federal Emergency Management Agency, American Society of Civil Engineers, Washington, DC, 2000
9. MSJC, "Building Code Requirements for Masonry Structures", ACI 530-99/ASCE 5-99/TMS 402-99, by *The Masonry Standards Joint Committee*, 1999
 10. Adhikari, S. and Woodhouse, J., "Identification of Damping: Part 1, Viscous Damping", *Journal of Sound and Vibration*, Vol.243, No.1, 2001, pp.43~61
 11. Clough, R. W. and Penzien, J., *Dynamics of Structures-2nd Ed.* McGraw-Hill Inc., New York, 1993
 12. 김상철, 오영훈, White, 유연한 지붕으로 된 단층구조물의 지진거동과 성능분석, 한국전산구조공학회 논문집, 16권 4호, 2003(계재예정)
 13. 김진구, 방성혁, 강성 및 감쇠 비대칭 구조물의 모드 특성, 한국전산구조공학회 논문집, 15권 3호, 2002
 14. 김희철, 최성우, 홍원기, 유한요소법을 이용한 주상복합건물의 강막작용에 의한 영향 평가, 한국전산구조공학회 논문집, 16권 1호, 2003