

# 등가 1 자유도계에 의한 철근콘크리트 모멘트 골조구조의 비선형 지진응답 평가법의 검토

## Evaluation of Nonlinear Response for Moment Resisting Reinforced Concrete Frames Based on Equivalent SDOF System

송 호 산\*      전 대 한\*\*  
Song, Ho San      Jun, Dae Han

### 국문요약

건축구조물의 내진성능을 효율적으로 평가하기 위해서는 다자유도계 구조물을 등가 1자유도계로 표현하는 것이 필요하다. 본 연구는 다층 철근콘크리트 골조구조를 등가 1자유도계로 치환하는 방법을 제시하였다. 다층 철근콘크리트 모멘트 골조를 등가 1자유도계로 치환하여 모델화에 따른 비선형 시간이력해석을 통하여 다자유도계 구조물의 축약 방법의 타당성을 검토하는 것이 목적이다. 다층 골조구조의 정적 비선형해석을 수행하여, 등가 1자유도계의 복원력 모델을 설정하였다. 다층 골조구조의 비선형 시간이력해석 응답치와 등가 1자유도계의 시간이력해석 응답치를 비교하여, 등가 1자유도계 모델의 타당성을 검증하였다.

다층 철근콘크리트 골조구조를 등가 1자유도계로 치환하여 비선형 지진응답을 구하는 방법은 충분히 그 타당성이 있다는 것이 확인되었다. 다층 철근콘크리트 골조구조의 대표변위로서 1차모드참여 vector  $_{1\beta}\{_{1u}\} = 1$ 인 높이가 등가 1자유도계의 응답을 가장 근사하게 나타내는 것을 알 수 있었다. 등가 1자유도계의 지진응답해석에 사용하는 복원력 모델의 이력곡선에 따라 응답파형에 차이가 생기므로, 실제 frame 구조의 복원력 특성을 반영한 이력모델을 선정하는 것이 중요하다.

**주요어** : 철근콘크리트 모멘트저항 골조, 등가 1자유도계, 정적 비선형해석, 시간이력해석, 복원력 모델

### ABSTRACT

To evaluate the seismic performance of multistory building structures use an equivalent SDOF model to represent the resistance of the structure to deformation as it respond in its predominant mode. This paper presents a method of converting a MDOF system into an equivalent SDOF model. The principal objective of this investigation is to evaluate appropriateness of converting method through perform nonlinear time history analysis of a multistory building structures and an equivalent SDOF model. The hysteresis rules to be used an equivalent SDOF model is obtained from the pushover analysis. Comparing the peak inelastic response of a moment resisting reinforced concrete frames and an equivalent SDOF model, the adequacy and the validity of the converting method is verified.

The conclusion of this study is following: A method of converting a MDOF system into an equivalent SDOF model through the nonlinear time history response analysis is valid. The representative lateral displacement of a moment resisting reinforced concrete frames is close to the height of the first modal participation vector  $_{1\beta}\{_{1u}\} = 1$ . It can be found that the hysteresis rule of an equivalent SDOF model have influence on the time history response. Therefore, it is necessary for selecting hysteresis rules to consider hysteresis characteristics of a moment resisting reinforced concrete frames.

**Key words** : moment resisting reinforced concrete frames, equivalent SDOF system, pushover analysis, time history analysis, hysteresis rule

## 1. 서 론

최근 건축물의 구조설계는 장래에 예상되는 각종의 외력에 대하여 목표로 하는 성능수준을 만족하도록 설계하는 성능에 기초한 공학설계(performance based engineering)로 변천하고 있다.<sup>(4)</sup> 특히 지진과 같은 자연재해로 인한 인명의 희생과 사회·경제적인 손실을 감소시키기 위해서는 건축물의 구조설계에 성능설계법의 도입이 시급한 실정이다. 성능에 기초한 내진설계(performance based seismic design)에서는 구조물의 내진성능을 정적 비선형해석을 이용하여 평가하고자 하는 것이며, 그 방법들로 대표되는 것이 능력스펙트럼법(capacity spectrum method)과 변위계수법(displacement coefficient method)이다.<sup>(5),(6)</sup>

이들 방법은 다자유도계 구조물을 1자유도계로 표현할 필요가 있으며, 다자유도계의 지진응답을 1자유도계로 치환하여 평가하는 등가 1자유도계 지진응답해석법은 매우 유용한 방법이다. 그러므로 다층 건축물의 동적특성을 어떻게 1자유도계의 동적모델로 표현할 것인가 하는 문제가 중요하다. 등가 1자유도계의 모델화 방법으로는 다층건물의 지진응답에 있어서 지배적인 1차 모드를 고려하여 모델화하는 방법이 많이 적용되고 있다.<sup>(2),(3),(7),(8)</sup> 기존의 연구에서는 탄성응답에 의한 비선형 응답을 추정하는 방법으로 활용되어 왔으며<sup>(2),(7),(8)</sup>, 최근의 연구에서는 다층 건물의 진동모델을 전단형 모델로 변환하여 비선형응답을 평가하고 있다.<sup>(3)</sup>

본 연구에서는 등가 1자유도계에 의한 비선형 지진응답을 이용하여 다자유도계의 비선형 지진응답을 추정하는 방법을 검증하는 것이 목적이다. 다자유도계 구조물을 등가 1자유도계 진동모델로 변환한 후, 등가 1자유도계의 비선형 지진응답과 골조구조 모델의 비선형 응답을 비교·분석하여, 등

\* 정희원 · 동서대학교 건축공학과, 교수

\*\* 정희원 · 동서대학교 건축공학과, 부교수(대표전자 : jdh@dongseo.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2003년 4월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.  
(논문접수일 : 2002. 11. 9 / 심사종료일 : 2003. 1. 16)

가 1자유도계의 치환 방법의 타당성을 분석하고, 그 적용성을 검토한다.

## 2. 등가 1자유도계로의 변환과 복원력 모델의 설정

다자유도계의 운동방정식은 감쇠를 무시하고 표시하면 다음과 같다.

$$[M]\{\ddot{x}\} + \{R\} = -[M]\{1\} \ddot{x}_g \quad (1)$$

$[M]$  : 질량 매트릭스

$\{R\}$  : 복원력 Vector

$\{x\}$  : 변위 Vector

$\ddot{x}_g$  : 지반가속도

탄성 및 탄소성에 상관없이 건축물의 응답은 탄성에서의 1차 고유모드가 지배적이라고 가정하여, 1차 모드 성분만을 고려하기 위하여 1차 모드 참여 vector  ${}_1\beta\{1u\}$  성분을 앞에서 곱하여 1자유도계로 치환한다.

$${}_1\beta\{1u\}^t [M]\{\ddot{x}\} + {}_1\beta\{1u\}^t \{R\} = - {}_1\beta\{1u\}^t [M]\{1\} \ddot{x}_g \quad (2)$$

여기서,

$${}_1\beta = \frac{\{1u\}^t [M]\{1\}}{\{1u\}^t [M]\{1u\}} = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i {}_1u_i)}{\sum_{i=1}^N (m_i {}_1u_i^2)} \quad (3)$$

: 모드참여계수(modal participation factor)

$\{1u\}$  : 1차 모드 Vector

따라서 다음과 같이 등가 1자유도계로 변환할 수 있다.

$${}_1M + \delta F = - {}_1M \ddot{x}_g \quad (4)$$

여기서,

$${}_1M = {}_1\beta\{1u\}^t [M] {}_1\beta\{1u\} = {}_1\beta \sum_{i=1}^N (m_i {}_1u_i) \quad (5)$$

: 1차 등가 질량(equivalent mass)

$$\delta = \frac{{}_1\beta\{1u\}^t [M]\{x\}}{{}_1\beta\{1u\}^t [M]\{1\}} = \frac{{}_1\beta\{1u\}^t [M]\{x\}}{{}_1M} = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i {}_1u_i x_i)}{\sum_{i=1}^N (m_i {}_1u_i)} \quad (6)$$

: 등가변위(equivalent displacement)

$$F = {}_1\beta\{1u\}^t \{R\} = {}_1\beta \sum_{i=1}^N ({}_1u_i R_i) \quad (7)$$

: 등가복원력(equivalent force)

식 (6)과 식 (7)은 정적 비선형해석(pushover analysis)에서 계산되는 각 하중 step에서의 변위 vector  $\{x\}$ 와 복원력 vector  $\{R\}$ 로부터 등가변위( $\delta$ )-등가복원력( $F$ )을 계산하는 것이고, 이것을 Fig. 1의 (a)와 같이 그릴 수 있다.

한편, 다층 골조구조물의 정적 비선형해석을 수행하여 직접 얻어지는 대표 높이에서의 변위( ${}_{rd}H$ )-밀면전단력( $Q_B$ )을 Fig. 1의 (b)와 같이 그릴 수 있다.

다자유도계의 밀면전단력 또는 등가 1자유도계의 등가복원력 F

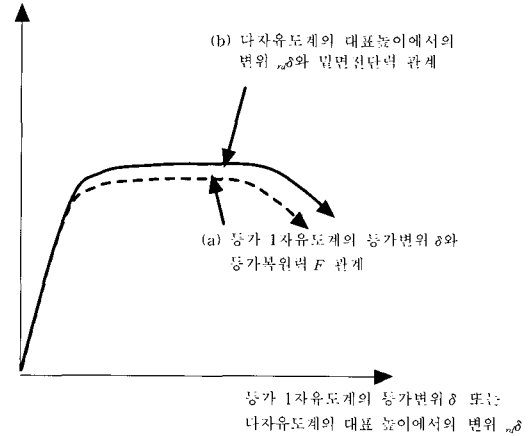


Fig. 1 복원력 모델

두 복원력 모델을 비교하여 등가 1자유도계의 복원력 모델의 타당성을 검증할 필요가 있으며, 등가 1자유도계의 동적 비선형해석용 복원력 모델로서의 타당성을 확인할 필요가 있다.

또한 다자유도계의 층변위 vector  $\{x\}$ 가 1차 모드 형상과 같다고 가정하면, 탄성 상태에서는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\{x\} = {}_1\beta\{1u\} {}_1S_d = {}_1\beta\{1u\} {}_1S_a / {}_1w^2 = {}_1\beta\{1u\} \frac{{}_1M}{{}_1K} {}_1S_a \quad (8)$$

여기서,

${}_1S_d$  : 1차 모드에 상응하는 변위응답

${}_1S_a$  : 1차 모드에 상응하는 가속도응답

${}_1K = {}_1\beta\{1u\}^t [K] {}_1\beta\{1u\}$  : 1차 모드 등가강성

${}_1w = \sqrt{\frac{{}_1K}{{}_1M}}$  : 1차 모드 고유 원진동수

한편, 1차 모드에 의한 밀면전단력  ${}_1Q_B$ 는

$${}_1Q_B = {}_1M \cdot {}_1S_a \quad (9)$$

이므로

$$\{x\} = {}_1\beta\{1u\} {}_1Q_B / {}_1K \quad (10)$$

여기서 1차 모드참여 vector  ${}_1\beta\{1u\} = 1$ 이 되는 높이( ${}_{rd}H$ )에서의 수평변위를  $\delta_{rd}$ 이라고 하면<sup>(3)</sup>,

$$\delta_{rd} = {}_1Q_B / {}_1K \quad (11)$$

이다. 따라서 1차모드 참여 vector  ${}_1\beta\{ {}_1u \} = 1$  일 때의 수평 변위를 대표변위  $\delta_{rd}$  (representative displacement)라 부르기로 한다.

또한 각 층별 수평력에 의한 전도모멘트와 수평력의 총합에 의한 전도모멘트는 같아야 한다는 조건을 이용하면, 다음과 같이 모드별 등가높이  ${}_sH$  (effective modal height)를 구할 수 있다.<sup>(2),(7)</sup>

$${}_sH = \frac{\{ {}_s u \}^T [M] \{ h \}}{\{ {}_s u \}^T [M] \{ 1 \}} \quad (12)$$

식 (12)에서 1차 모드에 대한 등가높이  ${}_1H$ 를 구하면,

$${}_1H = \frac{\{ {}_1 u \}^T [M] \{ h \}}{\{ {}_1 u \}^T [M] \{ 1 \}} \quad (13)$$

이다. 이 높이를 유효등가높이(effective equivalent height)라고 하고, 유효등가높이에서의 수평변위를 등가변위  $\delta_e$  (equivalent displacement)라고 부르기로 한다. 이 값은 정적 비선형해석에서 얻어지는 식 (6)의 값과 같은 것이다. 식 (11)의 대표변위  $\delta_{rd}$ 와 식 (13)의 등가높이에서의 등가변위  $\delta_e$ 는 거의 근사한 값을 갖게 된다.<sup>(3)</sup>

### 3. 해석 모델

2장에서 서술한 등가 1자유도계 치환방법의 타당성을 검증하기 위한 해석 모델은 Fig. 2와 같이 철근콘크리트 모멘트 저항 평면골조 모델을 선정한다.<sup>(1)</sup> 참고문헌 1)을 참고하여 국내설계에서 일반적으로 적용될 수 있는 표준적인 모델을 선정하였다.

해석모델에 사용된 기둥 및 보 부재의 단면치수와 배근은 Table 1과 같다. 사용재료의 특성은 철근의 경우 탄성계수  $E_s=196\text{GPa}$ , 항복강도  $f_y=392\text{MPa}$ , 콘크리트의 경우 탄성계수  $E_c=22.8\text{GPa}$ , 설계기준강도  $f_{ck}=23.5\text{MPa}$ 이다.

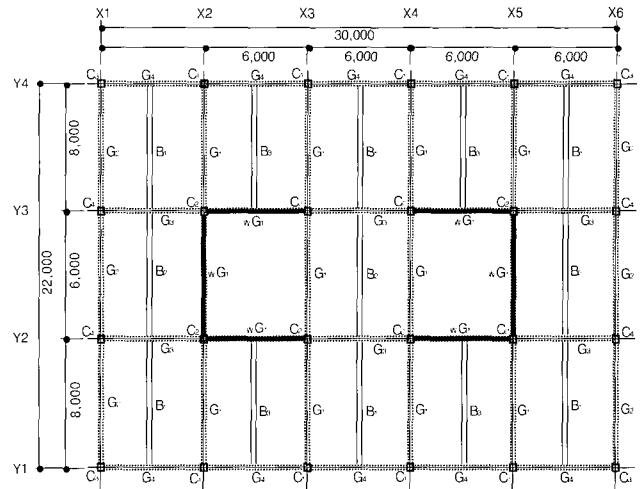
해석모델의 동적 성질은 Table 2에 나타낸 것과 같으며, 탄성 진동모드 형상은 Fig. 3과 같다.

### 4. 평면골조 구조물의 비선형 해석

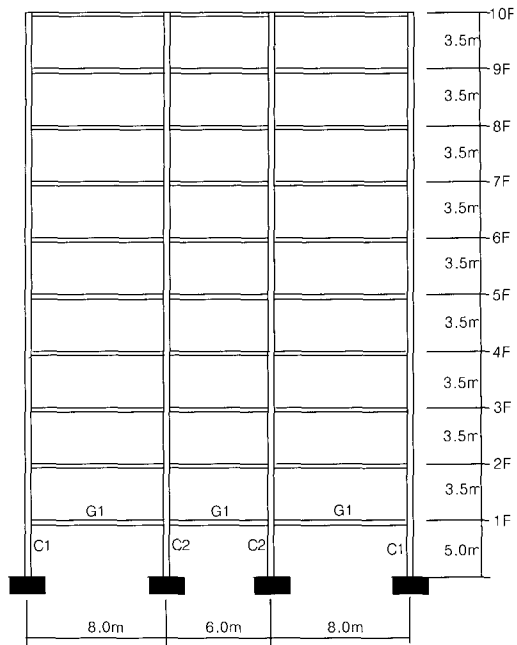
#### 4.1 비선형 정적해석

##### 4.1.1 해석방법

해석모델에 대한 비선형 정적해석은 CANNY99를 이용하여 수평력을 단계적으로 증가시키면서 강성이 변동하는 하중 단계에서는 반복계산을 수행하는 증분 해석법(step-by-step)을 사용하였다.<sup>(9)</sup> 비선형 해석을 위한 보와 기둥 부재의 모델화는 단부 힌지 모델을 사용하였다. 이 모델은 부재를 하나의 직선으로 표시하고, 비선형 휨변형은 부재의 단부에 집



(a) 평면도



(b) 단면도

Fig. 2 해석모델

Table 1 부재단면 및 배근도

(a) 기둥부재(C1, C2)

층수	단면크기 BxD(cm)	배근
1~3	60×60	12-D22
4~6	50×60	12-D22
7~10	50×50	8-D22

(b) 보 부재(G1)

층수	단면크기 B×D(cm)	상단 근'	하단 근'
전층	35×60	6-D19	4-D19

\* 양단부의 배근 양을 나타낸다.

중되고, 단부 두 개의 휨 스프링의 회전으로 인해 표현된다. 보 및 기둥의 축변형과 전단변형은 부재 중간의 스프링으로 모델화 된다. 휨 강도는 철근콘크리트 부재의 휨 이론을 적

Table 2 구조물의 동적성질과 진동모드

층수	질량 mi	층고 hi(m)	1차모드 1ui	2차모드 2ui	3차모드 3ui
10	3.143	3.5	0.2428	0.2463	-0.2369
9	3.321	3.5	0.2366	0.1927	-0.0950
8	3.321	3.5	0.2248	0.1024	0.0920
7	3.321	3.5	0.2075	-0.0088	0.2240
6	3.321	3.5	0.1851	-0.1164	0.2232
5	3.321	3.5	0.1612	-0.1897	0.1107
4	3.321	3.5	0.1342	-0.2280	-0.0511
3	3.321	3.5	0.1044	-0.2249	-0.1867
2	3.321	3.5	0.0717	-0.1796	-0.2281
1	3.490	5.0	0.0385	-0.1058	-0.1657
Σ	33.2	36.5			
고유주기 $T_s(\text{sec})$			0.9925	0.3314	0.1876
모드참여계수 $s\beta$			5.2976	1.7607	1.0272
등가질량 $sM$			28.094	3.1012	1.0554
등가높이 $sH$			24.812	5.8849	4.8434
대표높이 $r_dH$			23.075		

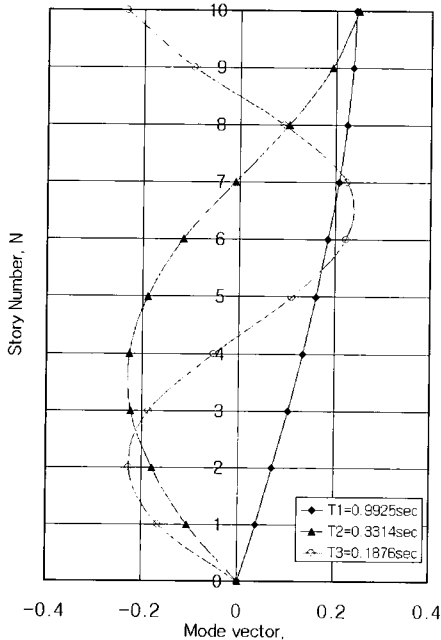


Fig. 3 모드 형상

용하고, 재료의 응력-변형도 관계를 가정하여 수치적분으로 해석하여, 휨 항복강도를 계산하였다. 휨-변형 골격곡선은 휨 변형에 대해서는 이선형, 전단변형은 삼선형으로 하였으며 기둥의 축변형은 탄성으로 가정하였다.

전단 균열강도 및 전단항복강도는 일본 건축학회 강도산정식을 사용하였으며, 전단항복점에서의 활선강성비는 실험적으로 초기탄성강성의 16%로, 전단항복후의 강성은 초기탄성강성의 0.1%로 가정하였다.<sup>(10)</sup>

4.1.2 해석결과

비선형 정적해석에 의한 최상층 변위-밀면전단력 관계를

Fig. 4에 나타낸다. 최상층의 높이에 대한 최상층 수평변위의 비인 수평변위각으로 표현하면 약 1/500rad 정도에서 항복이 일어난 것으로 판단되며, 이 때의 밀면전단력은 약 55tonf 정도이다.

Fig. 5는 각 층별 층간변위각-층전단력 관계를 나타낸 것이다. 그림에서 8층 이상의 높이에서는 층 항복이 일어나지 않은 상태이다. 즉, 수평하중 분포를 1차 모드 비례 분포로 증가시켰을 때, 상층부의 각 부재에서는 항복이 거의 발생하지 않는 것을 보여준다. 비선형 정적해석에서는 수평하중 층 분포를 고정시킨 상태에서 하중을 점점 증가시키면, 항복이 먼저 발생한 부재에 비선형 변위가 집중되고, 다른 부재는 탄성 상태를 유지하게 된다. 이것은 지진동을 받는 건물의 동적거동과는 뚜렷한 차이를 보이는 부분이며, 강지진동을 받는 건물의 비선형 동적거동을 정적 비선형해석으로는 묘사할 수 없는 부분이다. 그러므로 지진시 구조물의 동적거동을 비선형 정적해석으로 나타내기 위해서는 정적 수평하중 분포를 어떻게 분포시킬 것인가가 중요한 문제이다.

수평하중의 증가에 따른 건물의 파괴 형상을 알아보기 위해 구조물의 항복인지 발생 현황을 Fig. 6에 나타낸다. 그림에서 ○과 ●은 Fig. 4의 하중 step 18(밀면전단력  $Q_B=53.2\text{tonf}$ , 변형각 1/500rad)과 하중 step 40(밀면전단력  $Q_B=60.0\text{tonf}$ , 변형각 1/250rad)일 때, 각 부재에 발생한 항복인지를 나타낸다. Fig. 6에 나타난 바와 같이 구조물의 상부층에서는 항복인치가 발생하지 않았음을 알 수 있다.

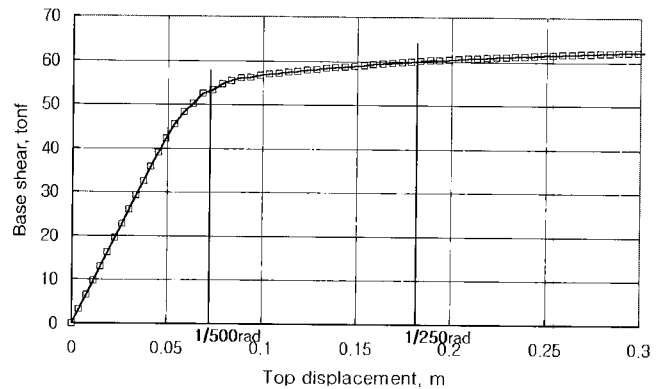


Fig. 4 비선형 정적해석에 의한 최상층 변위-밀면전단력 관계

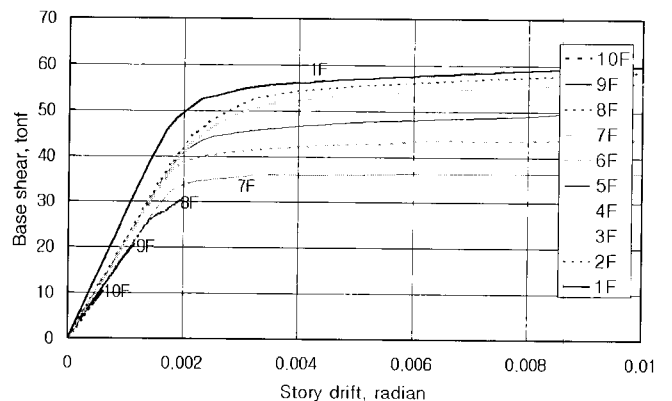


Fig. 5 비선형 정적해석에 의한 층전단력-층간변위 관계

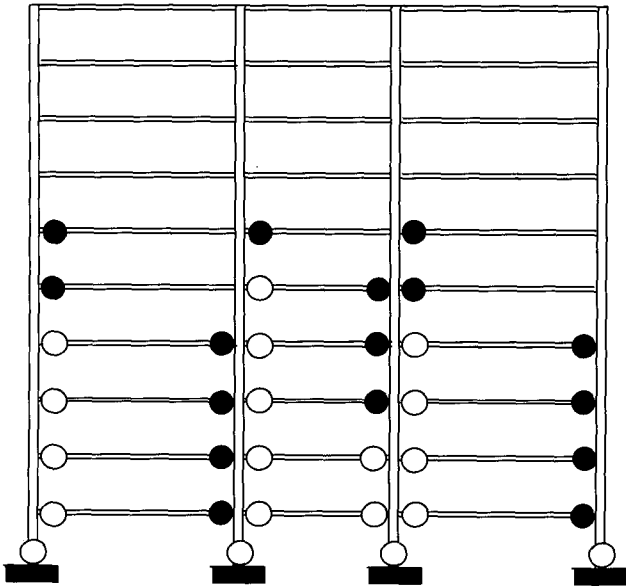


Fig. 6 항복хин지 발생도

#### 4.1.3 복원력 모델의 고찰

Fig. 7은 좌우 반복 정적 수평하중을 가하여 정적 비선형 해석을 수행한 결과이다. 등가 1자유도계의 복원력모델 설정의 참고자료로 활용하기 위하여 대표높이에서의 수평변위와 밀면전단력을 나타낸 것이다. 본 해석에서는 각 부재 단부의 휨모멘트-곡률관계를 modified Clough 모델을 사용하였기 때문에 이 그림도 이와 유사한 이력특성을 나타내고 있는 것을 알 수 있다.

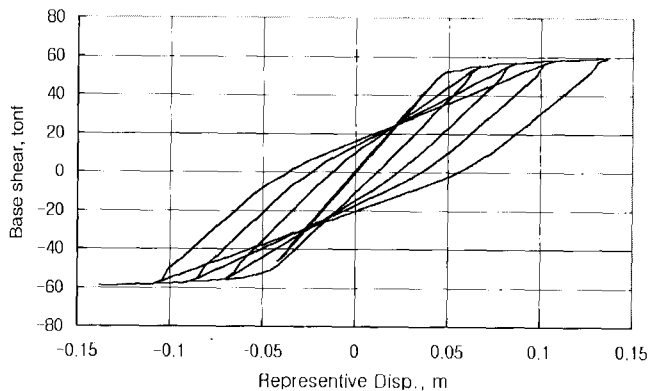


Fig. 7 비선형 정적해석에 의한 대표변위-밀면전단력 관계

#### 4.2 비선형 동적해석

비선형 동적해석에 사용된 이력곡선 모델은 전단변형에 대해서는 Origin-Oriented 모델의 힘-변형 관계를 갖도록 균열강도 및 항복강도를 가정하였다. 휨변형에 대해서는 두 개의 직선으로 표현되는 modified Clough 모델로 가정하였다. 비선형 시가이력해석에서는 운동방정식을 풀기 위한 수치적 분법으로는 Newmak  $\beta$ 법( $\beta=0.25, \gamma=0.5$ )을 사용하였고, 감쇠는 초기 강성 비례형을 사용하여 감쇠비( $\zeta$ )는 5%로 해석을 수행하였다. 비선형 시간이력해석에 사용될 입력지진동은 시간이력해석에 많이 이용되고 있는 El Centro 1940 NS 성분을 입력하였다. 지진동의 입력 최대가속도는 341gal로

설정하였다. 입력시간은 0초에서 20초까지로 하였으며, 해석 시 입력된 지진이력데이터의 시간 구간은 0.02sec, 적분 시간 간격은 0.005sec를 사용하였으며, 강성변화와 속도의 방향이 변화는 곳에서는 반복계산을 수행하였다.

2절에서 유도된 식에 따라 다층 철근콘크리트 골조구조의 대표높이( $r_dH$ )에서의 변위, 등가높이( $1H$ )에서의 변위응답, 등가 1자유도계 진동모델에 의한 탄성 시가이력해석 결과를 비교하여 Fig. 8에 표시한다. 그림에서 등가 1자유도계의 변위( $\delta=13.48\text{cm}$ ), 다층 골조구조의 등가높이에서의 등가 변위( $\delta_e=12.69\text{cm}$ ), 1차모드참여 vector 값이 1이 되는 대표 높이에서의 대표변위( $\delta_{rd}=12.80\text{cm}$ ) 모두는 거의 근사한 값을 나타내는 것을 알 수 있다. 이것으로부터 탄성범위에서 등가 1자유도계의 치환 방법은 타당성이 있는 것으로 사료된다. Fig. 9는 다층 철근콘크리트 골조구조의 비선형 지진 응답해석에 의한 층별 변위 파형을 나타낸 것이다.

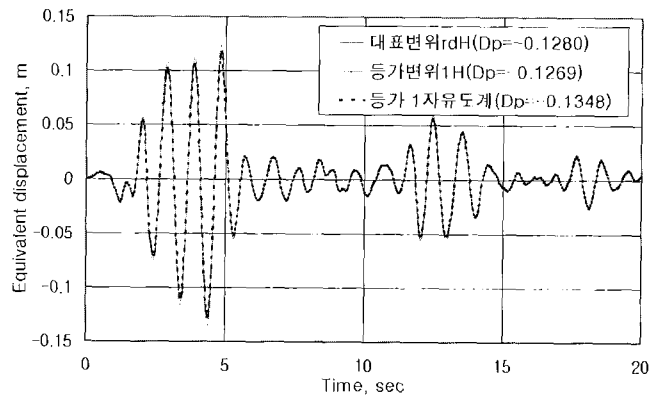


Fig. 8 탄성해석에 의한 등가높이의 변위 비교

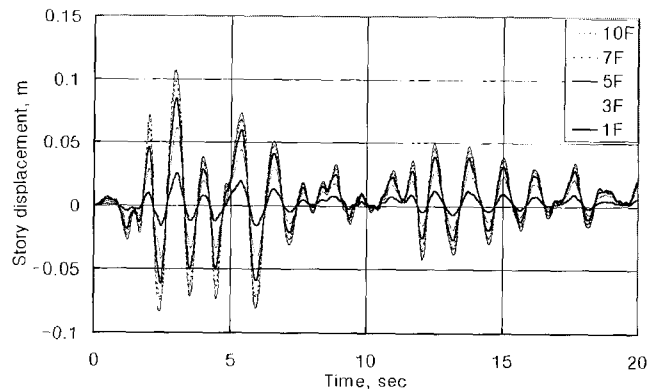


Fig. 9 비선형해석에 의한 층별 변위

### 5. 등가 1자유도계의 비선형 동적해석

#### 5.1 등가 1자유도계의 동적 모델

다층 골조구조에 대한 동적 성질을 이용하여 등가 1자유도계 진동모델로 변환하는 과정은 2절에 서술되었다. Fig. 10은 다층 철근콘크리트 골조구조를 등가 1자유도계로 변환한 상태를 간략히 도식적으로 표현한 것이다. 그림에서 등가 1자유도계의 등가질량  $1M$ , 등가높이  $1H$  등은 식 (5), 식 (13)으로부터 계산된다. 대표높이  $r_dH$ 는 다층 골조구조의 진동형상

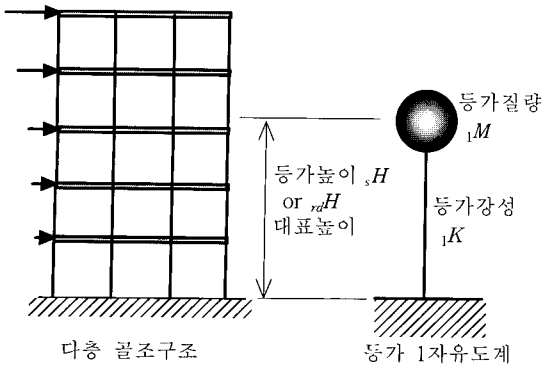


Fig. 10 등가 1자유도계의 진동모델

을 나타내는 1차 모드참여 vector  ${}_1\beta\{1u\} = 1$  인 위치를 계산하면 된다. 등가강성  ${}_1K$ 은 식 (8)에서  ${}_1K = {}_1\beta\{1u\}^t [K] {}_1\beta\{1u\}$  로부터 수식적으로 표현되는데, 이 식은 집중질량계(lumped mass) 모델에서는 등가강성의 계산이 가능하다. 그러나 본 논문의 해석모델과 같이 다층 골조구조인 경우, 강성매트릭스  $[K]$ 는 많은 요소를 포함하고 있기 때문에 위의 식으로 직접 계산하는 것은 매우 어렵다. 그러므로 본 논문에서는 다층 골조구조의 비선형 정적해석에서 얻어진 대표변위-밀면전단력 관계의 골격곡선(Fig. 12)으로부터 직접 산정하였다.

Fig. 11은 Fig. 1과 같은 다층 골조구조의 비선형 정적해석으로부터 등가 1자유도계로 치환한 등가변위  $\delta$ -등가복원력  $F$  관계 곡선, 다층 골조구조의 비선형 정적해석에 의한 등가높이에서의 등가변위  $\delta_e$ -밀면전단력  $Q_B$  관계 곡선, 대표높이에서의 대표변위  $\delta_{rd}$ -밀면전단력  $Q_B$  관계 곡선을 비

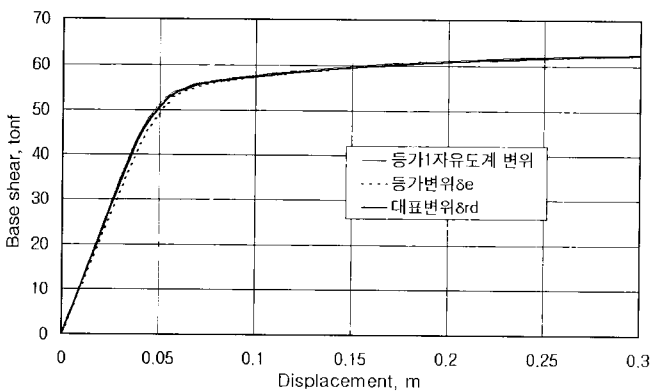


Fig. 11 복원력 모델 비교

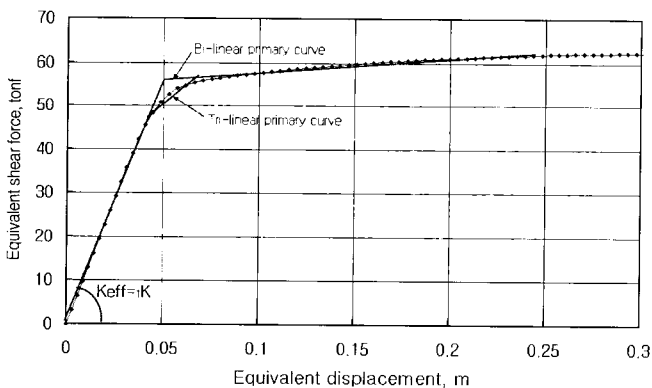


Fig. 12 복원력 모델의 초기 골격곡선 설정

교하여 표시하였다. 그림에서 등가 1자유도계로 치환한 등가변위  $\delta$ -등가복원력  $F$  관계 곡선은 다층 골조구조의 비선형 정적해석에 의한 대표높이에서의 대표변위  $\delta_{rd}$ -밀면전단력  $Q_B$  관계곡선과 가장 근접한 결과를 나타낸다. 이것은 Fig. 8에서도 나타난 바와 같이, 치환된 등가 1자유도계의 높이를 나타내는 위치로서 대표높이, 즉 1차 모드 참여 vector  ${}_1\beta\{1u\} = 1$  인 위치가 가장 근접한 높이가 된다는 것을 보여주고 있다. 따라서 본 논문에서는 대표높이에서의 변위  $\delta_{rd}$ 를 이용하여, 등가 1자유도계의 응답을 평가하기로 한다.

등가 1자유도계의 비선형 동적지진응답해석을 수행하기 위해서는 복원력의 이력곡선이 필요하다. Fig. 12는 다층 골조구조의 정적 비선형해석에서 구한 대표높이에서의 대표변위  $\delta_{rd}$ -밀면전단력  $Q_B$  관계 곡선을 이용하여, 등가 1자유도계 진동모델의 골격곡선을 2선형 및 3선형으로 근사화 시킨 것이다. 2선형 골격곡선으로 근사화 시킬 경우 실제 정적 비선형해석과 약간의 차이가 생길 수 있지만, 3선형으로 근사화 시킬 경우는 매우 근사하게 모델화 할 수 있다.

이와 같이 등가 1자유도계로 치환된 진동모델에 대한 동적성질을 다층 골조구조의 동적성질과 비교한 것이 Table 3에 나타낸다. 이 Table 3으로부터 등가 1자유도계 진동모델의 동적성질은 다층 골조구조의 동적성질과 거의 유사하다는 것을 확인할 수 있다.

Table 3 다층 골조구조와 등가 1자유도계의 동적성질

총질량MT (t·sec <sup>2</sup> /m)	등가 1자유도계			
	1차고유주기 T1(sec)	1차모드질량 1M(t·sec <sup>2</sup> /m)	1차모드 등가강성1K (tonf/cm)	고유주기 T(sec)
33.2	0.9925	28.07	11.53	0.9922

## 5.2 비선형 지진응답해석 결과 및 고찰

등가 1자유도계에 의한 시간이력해석 응답치와 다층 철근콘크리트 골조구조의 골조모델(이하 frame모델이라 한다)의 대표높이에서의 수평변위(대표변위) 시간이력해석 응답치를 비교하여, 등가 1자유도계 모델의 타당성을 검증한다. Fig. 13~Fig. 15는 등가 1자유도계의 복원력 모델에 따른 시간이력응답을 골조모델의 대표변위에서의 변위응답과 비교하여 나타낸 것이다. 그림에서 Frame모델은 부재모델(단부힌지 모델)로서 구조물을 모델화하였기 때문에 부재의 복원력 모델은 휨변형에 대해서는 modified Clough 모델, 전단변형에 대해서는 Origin-Oriented 모델, 축변형에 대해서는 탄성 모델을 각각 사용하였다. 즉, frame 모델은 복원력 모델의 변화가 없으며, 등가 1자유도계의 복원력 모델을 다르게 했을 경우 응답치를 비교한 것이다.

이들 그림에서 다층 철근콘크리트 골조구조의 시간이력응답을 등가 1자유도계로 표현하고자 할 때, 등가 1자유도계 진동모델에서 복원력 모델의 이력곡선(hysteresis rule)에 따

라 시간이력응답이 상당히 달라지는 것을 확인할 수 있다. Fig. 13과 Fig. 14는 골격곡선은 모두 2선형으로 동일하게 모델화 되었지만, 이력곡선은 서로 상이한 모델이다. 그러므로 시간이력응답 파형은 상당히 다른 형상을 보이는 반면, 최대 응답이 발생한 시간과 그 응답치는 거의 유사하다.

Fig. 14와 Fig. 15는 골격곡선을 각각 2선형과 3선형으로 모델화하고, 이력곡선은 유사한 복원력 모델을 사용한 것이다. 두 그림에서 최대 응답 발생시간과 그 응답치는 거의 유사하지만, 시간이력 파형은 상당히 다르게 보인다. 그러나 파형의 양상을 자세히 보면, Fig. 14의 degrading bi-linear 모델인 경우, 잔류 소성변형으로 인하여 약 6초 이후부터 파형이 이동(shift)되어 있는데 반하여, Fig. 15의 degrading tri-linear 모델은 이러한 현상이 발생하지 않았다. 그러므로 두 모델에 의한 시간이력 파형의 위상과 주기는 거의 유사하다고 볼 수 있다.

이들 그림으로부터 등가 1자유도계의 복원력 모델의 이력 특성에 따라 시간이력파형은 다른 양상을 보이지만, 최대 응답이 발생하는 시간과 그 응답치는 큰 차이가 없음을 알 수 있다. 그러므로 다층 골조구조의 지진응답을 등가 1자유도계로 치환하여 대표변위로서 표현하는 방법은 그 타당성이 충분히 있다고 사료된다. 그러나 등가 1자유도계의 지진응답 해석시 복원력 모델의 이력곡선의 선정시에는 실제구조물의 특성을 반영한 모델을 선정하는 것이 보다 정확성을 높일 수 있을 것으로 판단된다.

Table 4는 등가 1자유도계의 복원력 모델에 따른 최대 응

답치를 다층 frame 구조의 대표변위와 비교하여 나타낸 것이다. Table 4에서 최대 응답치의 오차는 10% 이내인 것을 알 수 있으며, 최대 응답이 발생하는 시간은 거의 같다.

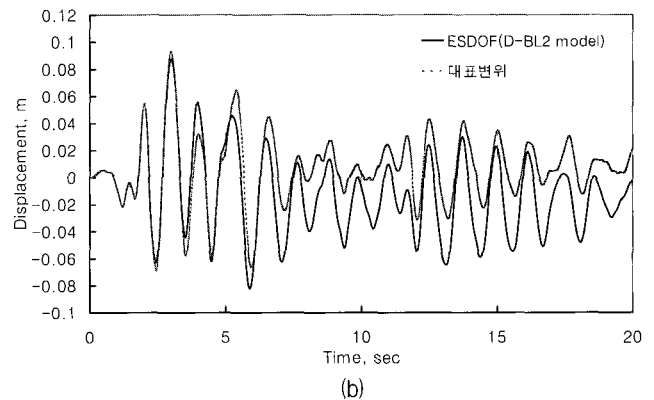
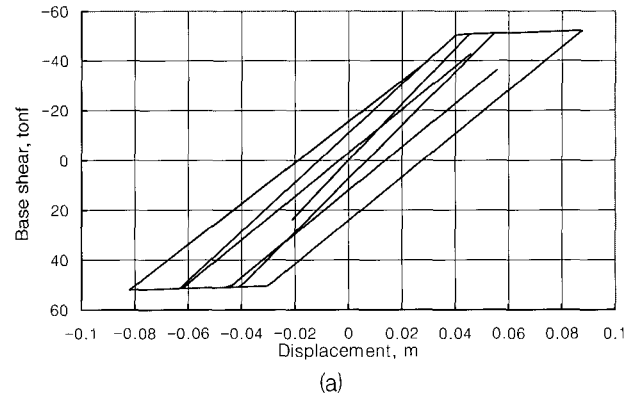


Fig. 14 Degrading Bi-linear model(D-BL2)

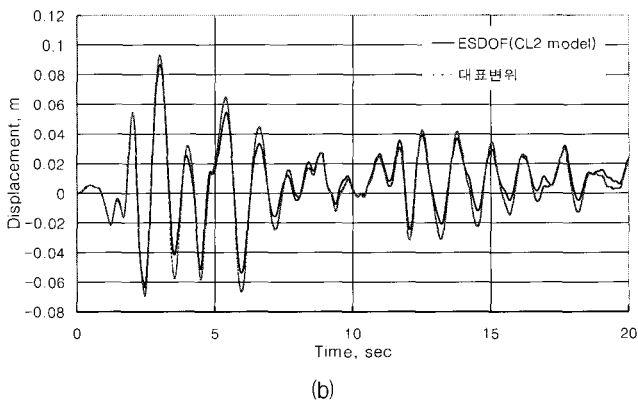
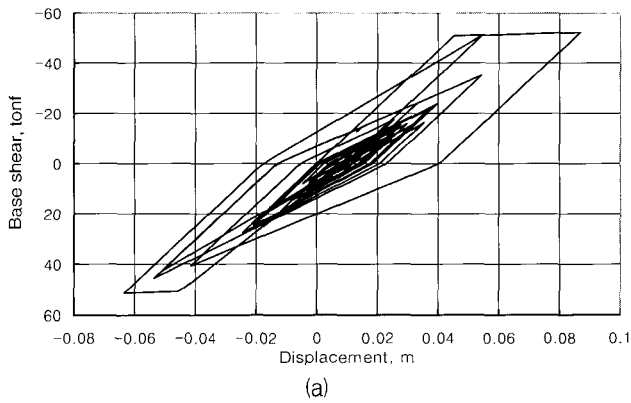


Fig. 13 Modified Clough model

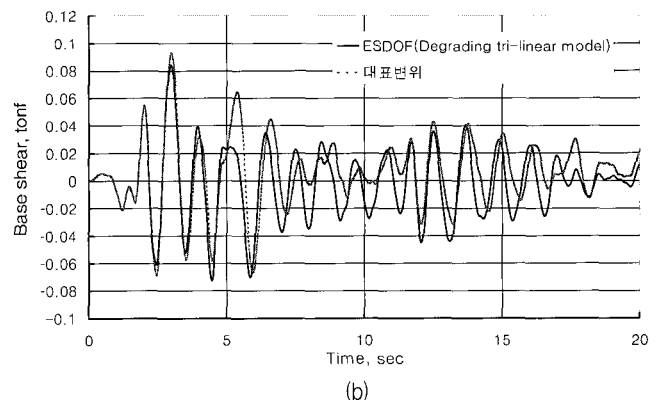
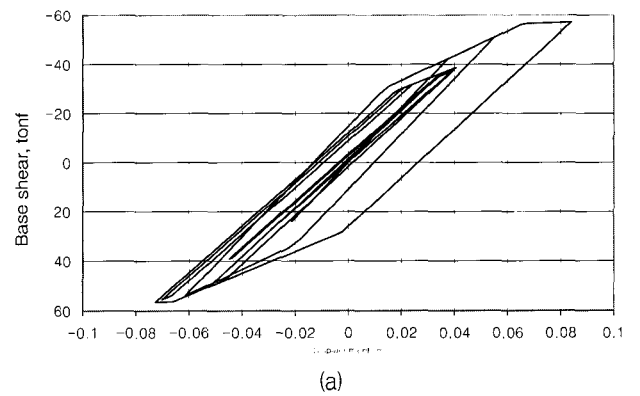


Fig. 15 Degrading Tri-linear model(DT3)

Table 4 최대 응답치의 비교(단위, cm)

	Frame 구조의 대표변위 (cm)	등가 1자유도계의 복원력 모델별 변위응답(cm)		
		CL2	D-BL2	DT3
최대응답	9.32	8.68	8.76	8.40
발생시각	2.99	3.00	2.99	2.98

### 감사의 글

이 연구는 2002년도 동의대학교 교내 학술 연구비(연구책임자 송호산)지원에 의한 결과의 일부로 이에 관계자 여러분께 감사드립니다.

### 참고 문헌

#### 6. 결론 및 연구과제

건축구조물의 내진성능을 평가하기 위해서는 다층 구조물을 1자유도계의 진동모델로 표현하는 것이 매우 중요하다. 본 연구에서는 다층 철근콘크리트 골조구조를 등가 1자유도계로 치환하는 방법을 제시하고, 다층 frame 모델과 등가 1자유도계의 진동모델을 이용하여 비선형 지진응답치를 비교·분석하여, 치환 등가 1자유도계 모델의 타당성을 검토하였다.

본 연구에서 얻어진 결론은 다음과 같다.

- (1) 다층 철근콘크리트 골조구조를 등가 1자유도계로 치환하여 비선형 지진응답을 구하는 방법은 충분히 그 타당성이 있다는 것이 확인되었다.
- (2) 다층 철근콘크리트 골조구조의 대표변위로서 1차 모드 참여 vector  $1\beta\{1u\} = 1$ 인 위치가 등가 1자유도계의 응답을 가장 근사하게 나타내는 것을 알 수 있었다.
- (3) 등가 1자유도계의 지진응답해석에 사용하는 복원력 모델의 이력곡선에 따라 응답파형에 차이가 생기므로, 실제 frame 구조의 복원력 특성을 반영한 이력모델을 선정하는 것이 중요하다.

추후의 연구과제로서 다음과 같은 점에 대하여 지속적인 검토가 필요할 것으로 사료된다.

- (1) 입력지진동의 특성에 따른 타당성 검증이 필요하다.
- (2) 구조형식에 따라 구조물의 복원력 특성이 다르므로, 다양한 구조형식별로 적용 가능성을 검토할 필요가 있다.
- (3) 고층 건축물에 대한 고차모드의 영향을 검토할 필요가 있다.

1. 대한건축학회, 극한강도설계법에 의한 철근콘크리트구조설계 예제집, 1995.
2. 柴田明德, 最新 耐震構造解析, 森北出版株式會社, 東京, 1984.
3. (社)建築研究振興協會, 鐵筋コンクリート造 建築物の性能評価 ガイドライン, 技報堂出版, 東京, 2000. 8.
4. ATC, *A Critical Review of Current Approaches to Earthquake Resistant Design*, ATC-34, 1995.
5. Applied Technology Council, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Report ATC-40, 1996. 11.
6. FEMA, "NEHRP guideline for the seismic rehabilitation of building," Report No. FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000. 11, p. 490.
7. Chopra, A. K., *Dynamics of Structures-Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., 2001.
8. Chopra, A. K. and Goel, R. K., "A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings; Theory and preliminary evaluation," Report No. PEER-2001/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of Berkeley, Berkeley, 2001, p. 87.
9. Li, K. N., CANNY 99, *3-Dimensional Nonlinear Static/Dynamic Structural Analysis Computer Program-User Manual*, CANNY Structural Analysis, CANADA, 2000, p. 215.
10. Otani, S. and Matsumori, T., "Correlation of damage and analysis: Experience from the 1995 Kobe Earthquake," *Proceedings of 7th International Conference on Computing in Civil and Building Engineering*, Seoul, Korea, 1997. 8, pp. 841-856.