

# 비선형 변위모드법을 적용한 복합구조물의 내진성능평가

## Evaluation of Seismic Performance of Mixed Building Structures by using the Nonlinear Displacement Mode Method

김 부 식\*      송 호 산\*\*  
Kim, Bu-Sik      Song, Ho-San

### 국문요약

구조물의 내진 성능을 정확히 평가하기 위해서는 비선형 시간 이력 해석이 필요하지만 실용성과 단순성 측면에서 약산법이 대안이 될 수 있으며, 다층 구조물을 등가 단자유도계로 치환할 때 다층 구조물의 모드벡터는 구조물이 탄성 또는 탄소성 상태에 상관없이 탄성 상태에서의 모드 형상으로 가정되지만, 항복이 발생한 후 증가하는 하중단계에서 구조물은 비탄성으로 되기 때문에 변위 모드 특성들도 변화된다. 본 논문은 항복 이후의 구조물의 모드 변화를 고려한 비선형 변위모드를 이용하여 다자유도계를 등가 단자유도계로 변환하는 방법을 제시하였으며, 변환된 등가 단자유도계의 변위응답을 근거로 추정된 복합 구조물의 최상층 변위와 실제 지진 교란을 받는 복합 구조물의 비선형 동적해석에 의한 최상층 변위를 비교함으로써 복합구조물의 지진응답예측을 위한 비선형 변위모드법의 적용성과 신뢰성을 검토하였다.

**주요어** : 성능설계, 비선형 정적해석, 등가 단자유도계, 비선형 변위모드

### ABSTRACT

Though a nonlinear time history analysis may be provided to estimate more exactly the seismic performance of building structure, approximation methods are still needed in the aspect of practicality and simplicity. In converting a multi-story structure to an equivalent SDOF system, the mode vectors of the multi-story structure are assumed as the mode shape in elastic state regardless of elastic or elastic-plastic state. However, the characteristics of displacement mode are also changed after the yielding made in the structural elements, because the structure becomes inelastic in each incremental load step.

In this research, a method of converting MDOF system to ESDOF system is presented by using nonlinear displacement mode considering the mode change of structures after the yielding. Also, the accuracy and efficiency of the method of the nonlinear displacement mode method of the estimate of seismic response of Mixed Building Structures were examined by comparing the displacements of the roof level of the multi-story building structures estimated from this converted displacement response of ESDOF with the displacement of the roof level through the nonlinear dynamic analysis of the multi-story building structures subjected to an actual earthquake excitation.

**Key words** : performance-based seismic design, nonlinear static analysis(pushover), equivalent SDOF system, nonlinear displacement mode

## 1. 서 론

구조물의 내진설계의 목표는 장래 발생가능성이 예상되는 지진동에 대한 응답치가 구조물이 보유한 한계치를 초과하지 않도록 확인하고 보증하는 것이다. 최근의 내진설계에서는 구조물의 사용연한 동안에 예상되는 지진하중에 대하여 목표로 하는 성능수준을 만족하도록 설계하는 성능에 기초한 설계(Performance Based Seismic Design)에 대하여 많은 연구가 진행되고 있다.<sup>(1)-(3)</sup>

성능에 기초한 설계법은 구조물의 실제적인 지진응답을 효과적으로 분석하기 위하여 비선형 지진해석을 사용하고 있다. 즉, 비선형 지진응답을 분석함으로써 구조물의 보유내력과 내진성능을 보다 정확하게 파악하고 평가할 수 있기 때문이다. 구조물의 비선형 지진응답을 산정하는 방법으로 비선형 시각이력해석(nonlinear time history analysis; 이

후 NTHA), 비선형 정적해석(pushover analysis) 등이 있다. 구조물의 내진성능 평가를 위한 해석방법 가운데 가장 정확한 방법은 NTHA이지만, 실용성과 효율성 측면에서 약산적인 해석법이 유용하다. 다양한 약산적 해석법들 중 대표적인 것으로는 ATC-40의 능력스펙트럼법<sup>(2)</sup>, FEMA-273<sup>(3)</sup>의 변위계수법 등이 있다. 이 중 능력스펙트럼법은 비선형 정적해석과 응답스펙트럼법의 조합에 의해 구조물의 비탄성 응답을 계산하는 방법으로서 비선형 시스템을 등가의 선형시스템으로 전환하여 등가 주기와 등가 감쇠비를 구한 후, 이 등가 감쇠비에 의한 등가 선형응답스펙트럼을 작성하여 성능점을 구하는 방법이다. 이 방법은 비탄성 거동의 영향을 감쇠의 증가로만 반영하기 때문에 수렴성이나 정확성이 양호하지 못한 경우가 많다.<sup>(1)</sup> 이러한 단점을 보완하기 위하여 탄성응답스펙트럼으로부터 연성계수에 따른 비탄성 응답스펙트럼을 구하는 방법에 대한 연구들이 진행되고 있다.<sup>(1),(4)-(6)</sup>

이러한 약산법들은 선정된 지반운동에 대한 응답스펙트럼과 건축물의 구조특성을 나타내는 능력곡선을 비교하여 지진시 건축물의 비탄성 최대응답을 추정하는 방법이다. 이 때 건축물의 구조특성을 나타내는 능력곡선은 응답스펙트럼과

\* 정회원 · 부산정보대학 건축디자인과 교수(대표저자 : kim7146@bit.ac.kr)  
\*\* 정회원 · 동의대학교 건축공학 · 설비공학부 건축공학과 교수, 공학박사  
본 논문에 대한 토의를 2003년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.  
(논문접수일 : 2003. 9. 4 / 심사종료일 : 2003. 10. 7)

비교하기 위해서 등가의 단자유도계로 표현된다. 그런데 건축물의 구조특성을 등가의 단자유도계로 모델화할 때 다자유도계 건축물의 모드벡터는 탄성, 탄소성에 관계없이 탄성시의 모드벡터를 사용한다. 또한 기존의 연구에서는 탄성시 1차모드벡터를 이용하여 등가 단자유도계로 변환하고 있다.<sup>(8),(9)</sup> 그러나 항복 후의 구조물은 모드형상이 변화하므로 모드로 표현된 유효질량과 고유주기가 변동하게 되며, 탄성시의 모드를 사용할 경우 항복 후에 변화하는 유효질량과 고유주기 등의 변동을 고려할 수가 없게 된다. 그리고 능력스펙트럼법에서는 선정된 지반운동에 대하여 등가 단자유도계의 최대응답인 성능점에 근거하여 다자유도 건축물의 각 층 변위를 추정할 때 탄성시의 1차 모드참여계수벡터  $\Gamma_1$ ,  $\phi_1$ 를 사용한다. 성능점 변위가 탄성일 때는 탄성시의 1차 모드참여계수벡터  $\Gamma_1 \phi_1$ 을 적용하여 건축물의 각 층 변위를 양호하게 추정할 수 있으나, 성능점 변위가 비탄성 영역일 때는 그렇지 못하다.

이에 따라 비선형 변위모드를 이용하여 다자유도계 구조물의 동적특성을 등가 단자유도계로 변환하는 방법에 대한 연구도 진행되고 있다.<sup>(14),(15)</sup> 그 중 참고문헌 15는 참고문헌 14와 동일하게 비선형 변위모드를 사용하지만 등가 단자유도계의 힘-변위 관계곡선에서 강성과 항복강도 그리고 항복후 강성을 유도하는 방법을 수정한 것이다.

본 연구에서는 다자유도계 건축물이 항복한 이후의 모드변화를 고려할 수 있는 참고문헌 15의 비선형 변위모드법을 이용하여 복합건축물의 동적특성을 등가 단자유도계로 변환한다. 또한 이렇게 유도된 복합구조물의 등가 단자유도계에 대한 성능점과 복합구조물의 최상층 최대지진응답을 예측하고, 비선형 시각이력해석 결과와 비교하여 신뢰성과 적용성을 평가하고자 한다.

## 2. 비선형 변위모드법

지진동을 받는 다자유도계 구조물의 비선형 운동방정식은 참고문헌 7에 의하여 다음과 같이 표현된다.

$$\mathbf{m} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}(\mathbf{u}, \text{sign} \dot{\mathbf{u}}) = \mathbf{s} p(t) \quad (1)$$

여기서,

- $\mathbf{m}$  : 구조물의 질량행렬
- $\mathbf{c}$  : 구조물의 감쇠행렬
- $\mathbf{f}_s$  : 복원력 벡터
- $\mathbf{u}$  : 변위벡터
- $\dot{\mathbf{u}}$  : 속도벡터
- $\ddot{\mathbf{u}}$  : 가속도벡터
- $\mathbf{s}$  : 층하중분포벡터

식 (1)의 우변은 유효지진력으로 식 (2)의 공간벡터  $\mathbf{s}$ 와 한 개의 스칼라 시간함수  $p(t) = -\ddot{u}_g(t)$ 의 곱으로 나타낼 수 있고, 공간분포벡터  $\mathbf{s}$ 는 식 (4)와 같이 모드 관성력분포

벡터  $\mathbf{s}_n$ 의 중첩으로 나타내어지며,  $\mathbf{s}_n$ 은 공간분포벡터  $\mathbf{s}$ 에 대한  $n$ 차 모드기여를 의미한다.

$$\mathbf{s} = \mathbf{m} \mathbf{l}, \quad p(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (2)$$

$$\mathbf{l}^T = (1, \dots, 1) \quad (3)$$

$$\mathbf{s} = \sum_{n=1}^N \mathbf{s}_n, \quad \mathbf{s}_n = \Gamma_n \mathbf{m} \phi_n \quad (4)$$

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n}, \quad L_n = \phi_n^T \mathbf{m} \mathbf{l}, \quad M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n \quad (5)$$

여기서,

$\ddot{u}_g(t)$  : 입력지진동

$\phi_n$  : 모드벡터

$\mathbf{l}$  : 단위벡터

이 운동방정식에 대한 전체응답은 다음 식으로 구해진다.

$$\begin{aligned} \mathbf{u}(t) &= \sum_{n=1}^N \mathbf{u}_n(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_n D_n(t) \\ &= \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_n \frac{1}{\omega_n^2} A_n(t) \end{aligned} \quad (6)$$

$$\mathbf{V}_b = \sum_{n=1}^N \sum_{j=1}^N s_{jn} A_n(t) \quad (7)$$

### 2.1 등가 1자유도계(ESDOF)로의 변환

비선형 거동을 하는 다자유도계 시스템의 각 질점에 정적 외력  $\mathbf{f}_1 (= \Gamma_1 \mathbf{m} \phi_1 \frac{F_{s1}}{L_1} = \mathbf{s}_1 A_1)$ 이 작용하면 밑면전 단력은 다음 식과 같이 1차모드 응답으로 표현된다.

$$V_{b1} = \sum_{j=1}^N f_{j1} = \sum_{j=1}^N s_{j1} A_1 = M_1^* A_1 \quad (8)$$

여기서  $f_{j1}$ 와  $s_{j1}$ 는  $\mathbf{s}_1$ 과  $\mathbf{f}_1$ 의  $j$ 번째 원소를 나타내며,  $M_1^*$ 은 1차모드 유효질량으로서 다음 식과 같다.

$$M_1^* = \Gamma_1 L_1 = \frac{(L_1)^2}{M_1} = \Gamma_1^2 M_1 \quad (9)$$

$\mathbf{f}_1$ 에 의한 각 층의 변위  $\mathbf{u}_1$ 은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \mathbf{u}_1 &= (\Gamma_1 \phi_1 / \omega_1^2) A_1 = \Gamma_1 \phi_1 \frac{M_1^*}{K_1^*} A_1 \\ &= \Gamma_1 \phi_1 \frac{V_{b1}}{K_1^*} \end{aligned} \quad (10)$$

여기서

$K_1^* = \Gamma_1^2 K_1 = \Gamma_1^2 \phi_1^T \mathbf{k} \phi_1$  : 1차모드 유효강성  
 $\omega_1$  : 1차모드 고유진동수

비탄성 구조물에서 모드벡터  $\phi_1$ 에 비례하는 비선형 변위  $u_1$ 을 일으키는 고정된 층 하중 분포는 존재하지 않는다. 그러나 구조물의 선형 탄성범위 내에서는 모드벡터  $\phi_1$ 에 비례하는 변위를 발생시키게 하는 층 하중 분포가  $s_1 A_1 (= \Gamma_1 \mathbf{m} \phi_1 A_1)$  분포이다. 따라서  $s_1 A_1$  분포는 비탄성 시스템에 대하여서도 적용할 수 있다는 가정을 도입하여 식 (10)을 유도하였다.

이러한 가정에 근거하여 식 (10)과 같이 1차모드 관성력 분포 외력  $s_1 A_1 (= \Gamma_1 \mathbf{m} \phi_1 A_1)$ 이 작용하는 다자유도계는 수평변형형상이  $\phi_1$ 에 비례하므로 유효질량  $M_1^*$ 와 유효강성  $K_1^*$ 으로 표현되는 등가 단자유도계로 변환할 수 있다.

등가 단자유도계의 수평변위를  $D_1$ 이라 하면, 이는 다자유도계에서의 1차 유효모드높이에서의 변위에 해당된다. 그리고 등가 단자유도계의 변위에 대한 다자유도계의 각 층 변위비  $\frac{u_1}{D_1}$ 은 다자유도계의 각 층 레벨에 대응하는 모드( $\phi_{j1}$ )에 대한 1차 모드참여( $\Gamma_1$ )를 의미하며, 이것이 모드 참여계수벡터  $\Gamma_1 \phi_1$ 이다. 결국  $\frac{u_1}{\Gamma_1 \phi_1}$ 은 하나의 변위  $D_1$ 으로 나타내어질 수 있다. 그러므로 등가 단자유도계에서의 밀면전단력  $V_{b1}$ 과 변위  $D_1$ 과의 관계는 식 (10)에서 다음 식과 같이 유도된다.

$$D_1 = \frac{V_{b1}}{K_1^*} \quad (11)$$

식 (8)을 식 (11)에 대입하면 등가 단자유도계의 밀면전단력과 변위의 관계는 다음과 같은 가속도 응답스펙트럼과 변위 응답스펙트럼의 관계 즉, ADRS(Acceleration-Displacement Response Spectra) 또는 A-D1) 관계로 표현할 수 있음을 알 수 있다.

$$D_1 = \frac{M_1^*}{K_1^*} A_1 = \frac{A_1}{\omega_1^2} \quad (12)$$

따라서 다자유도계의  $j$ 층의 변위  $u_{j1}$  및 외력  $f_{j1}$ 은 다음과 같다.

$$u_{j1} = \Gamma_1 \phi_{j1} D_1 \quad (13)$$

$$f_{j1} = \Gamma_1 m_j \phi_{j1} A_1 = m_j \frac{u_{j1}}{D_1} A_1 \quad (14)$$

여기서  $m_j$ 는  $j$ 층에서의 질량을 나타낸다.

유효질량과 변위의 관계는 식 (8)과 식 (14)를 이용하면 다음 식과 같이 표현된다.

$$M_1^* = \frac{V_{b1}}{A_1} = \frac{\sum_{j=1}^N f_{j1}}{A_1} = \frac{\sum_{j=1}^N m_j u_{j1}}{D_1} \quad (15)$$

또한 식 (9)를 이용하면 유효질량과 변위의 관계는 다음 식과 같이 표현될 수 있다.

$$M_1^* = \Gamma_1^2 M_1 = \Gamma_1^2 \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n = \mathbf{u}_1^T \mathbf{m} \mathbf{u}_1 / D_1^2 = \frac{\sum_{j=1}^N m_j u_{j1}^2}{D_1^2} \quad (16)$$

$$K_1^* = \Gamma_1^2 K_1 = \Gamma_1^2 \phi_n^T \mathbf{k} \phi_n = \mathbf{u}_1^T \mathbf{k} \mathbf{u}_1 / D_1^2 = \frac{\sum_{j=1}^N f_{j1} u_{j1}}{D_1^2} \quad (17)$$

식 (16)과 식 (17)에 의하여 등가 고유주기  $T_1$ 은 다음 식과 같다.

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M_1^*}{K_1^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N m_j u_{j1}^2}{\sum_{j=1}^N f_{j1} u_{j1}}} = (2\pi / \omega_1) \quad (18)$$

식 (16)과 식 (18)로부터 1차모드 유효질량을 각 층의 변위로서 표현하면 다음 식과 같다.

$$M_1^* = \frac{\left( \sum_{j=1}^N m_j u_{j1} \right)^2}{\sum_{j=1}^N m_j u_{j1}^2} \quad (19)$$

식 (8)과 식 (19)를 이용하여 1차모드 유사가속도  $A_1$ 을 각 층 변위로서 표현하면 다음 식과 같다.

$$A_1 = \frac{\sum_{j=1}^N m_j u_{j1}^2}{\left( \sum_{j=1}^N m_j u_{j1} \right)^2} V_{b1} \quad (20)$$

1차모드 등가단자유도 변위  $D_1$ 은 식 (12), (16), (17)을 이용하여 다음 식과 같이 각 층 변위로서 표현할 수 있다.

$$D_1 = \frac{\sum_{j=1}^N m_j u_{j1}^2}{\sum_{j=1}^N f_{j1} u_{j1}} A_1 \quad (21)$$

## 2.2 등가 1자유도계의 응답산정

### 2.2.1 비선형 정적해석(pushover 해석)

다자유도계 구조물에 수평 정적외력  $\mathbf{F}$ 를 1차모드와 관련된 정적형력분포  $\mathbf{s}_1^*(= \mathbf{m} \phi_1)$ 로 가정하고  $\mathbf{F}$ 의 크기를 점진적으로 증가시키면서 비선형 정적해석을 수행하여 각 단계에서의 각 층의 형력과 변위 및 밀면전단력을 구한다(그림 1).

### 2.2.2 능력스펙트럼

비선형 정적해석의 각 하중단계에서의 해석결과를 식 (20)과 식 (21)에 대입하여 A-D관계곡선으로 표현하면 그림 2와 같은 능력곡선이 구해진다.

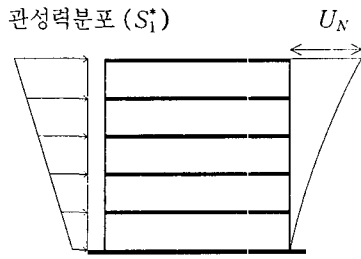


그림 1 비선형 정적해석

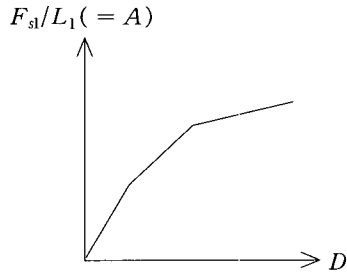


그림 2 능력곡선(A-D 곡선)

2.2.3  $F_{s1}/L_1 - D_1$  관계의 결정

A-D곡선(능력곡선)을 이선형으로 이상화하여  $F_{s1}/L_1 - D_1$  관계를 결정한다(그림 3). 즉, 그림 3에서  $F_{s1y}/L_1 (= A_{1y})$ ,  $D_{1y}$ ,  $\omega_1^2$ ,  $\beta\omega_1^2$ 의 값을 결정한다. 이러한 값들은 단위질량에 대한 등가 단자유도계의 항복밀면전단력(=항복 유사가속도), 항복 변위, 강성 및 항복 후 강성을 의미한다.

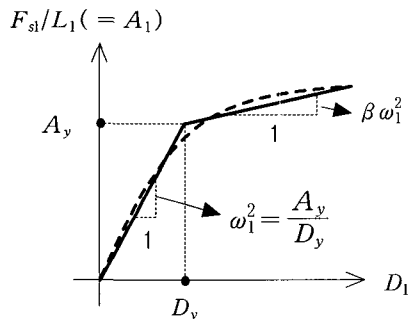


그림 3 기본모드 ESDOF의  $F_{s1}/L_1 - D_1$  곡선

2.2.4 등가 단자유도계의 최대응답산정

선택된 지반운동  $\ddot{u}_g(t)$ 에 대한 등가 단자유도계의 변위요구(displacement demand)를 산정하기 위하여 (단위)질량과 위의 2.2절 3)항에서 결정된 1차 모드 비탄성 SDOF시스템의 동적특성을 고려한다. 즉, (단위)질량, 강성  $\omega_1^2$ , 항복밀면전단력  $A_y$ (=항복강도), 항복 후 강성  $\beta\omega_1^2$ 을 이용하여 비선형 시각이력해석에 의하여 등가 단자유도계의 비선형 최대변위응답  $D_{1,o}$ 를 구한다.

2.3 다자유도계의 최대응답

본 연구에서는 주어진 지반운동에 대한 다자유도계의 최대응답을 다음과 같이 구한다.

위에서 구한 등가 단자유도계에 대한 시각이력해석의 최

대응답  $D_{1,o}$ 와 다자유도계 pushover해석 결과인 각 층 비선형 변위(모드)를 이용하여 구한 유효높이에서의 변위  $D_1$ (식 (21))을 비교하여 가장 근접한  $D_1(= D_{1,o})$ 의 pushover 해석 step을 찾고 이 해당 step(이하 '해당 step')에서의 pushover 해석 결과 값(각 층 변위, 층간변위, 밀면전단력 등)들이 다자유도계의 최대응답이 된다.

기존의 능력스펙트럼법(CSM)에서는 능력곡선(capacity spectrum)과 요구곡선(demand spectrum)의 교점 즉, 성능점(비선형 거동을 하는 다자유도계 시스템을 비탄성 SDOF시스템으로 변환한 등가 단자유도계의 주어진 지반운동에 대한 최대변위응답)을 기준으로 비탄성 다자유도계 시스템의 각 층 변위(응답치)를 탄성시의 모드 층 참여계수벡터  $\Gamma_1 \phi_1$ 을 적용하여 구한다( $u_1 = \Gamma_1 \phi_1 D_{1,o}$ ). 그러나 비탄성 시스템에서의 비선형 변위  $u_1$ 은 작용하는 정적횡력분포  $s_i^*(= m \phi_1)$ 에 포함된 탄성 모드  $\phi_1$ 에는 비례하지 않는다.

본 연구에서는 성능점을 기준으로 각 층의 변위(또는 응답치)를 구할 때 탄성시의  $\Gamma_1 \phi_1$ 을 적용치 않고 pushover해석 결과에서 각 하중단계마다 출력되는 비선형 변위에서 직접 각 층의 변위를 구한다. 주어진 지반운동에 대한 등가 단자유도계의 최대변위인 성능점  $D_{1,o}$ 에 대응하는 변위를 다자유도계의 pushover해석에 의한 변위에서 찾으려면 다자유도계의 각 층변위를 등가의 SDOF 변위로서 표현할 필요가 있다. 이것이 바로 식(21)의  $D_1$ 이다. 즉 식(21)은 다자유도계의 비선형 정적해석 결과의 각 층 변위를 비선형 변위(모드)로서 등가 단자유도계의 변위로 변환한 식이다. 비선형 변위모드법은 구조물의 항복에 따른 유효질량의 변화를 비선형 변위(모드)에 의해 식(19)와 같이 능력스펙트럼에서 고려되고 있다. 또 이 방법으로 얻어진 능력스펙트럼은 탄성, 소성 범위에 관계없이 변위 모드로 표현된 등가 1차 고유진동수  $\omega_1$ (식(18))에 의해  $A_1 = \omega_1^2 D_1$ 의 관계가 성립한다. 즉, 능력곡선 상의 임의의 위치에서 등가 1차 고유주기  $T_1$ 의 등가 선형계가 성립하며, 이때의 고유모드는 다자유도계의 pushover 해석에서 얻어진 각 층 변위의 분포이다.

3. 적용예제 및 분석

모델은 그림 4와 같은 3차원 복합구조물(하부골조+상부벽식)을 대상으로 하였다. 입력지진동의 크기는 EI-Centro 지반가속도( $\ddot{u}_{g, \max} = 0.319g$ )를 0.5, 1.0, 1.5, 2.0배 한 4개의 입력지진동으로 선택하였으며, 이 4개의 지반가속도에 대하여 3장에서 제시한 비선형 변위모드법(NDMM)의 복합구조물에 대한 적용성과 신뢰성을 검토한다.

3.1 해석모델

본 연구에 사용될 해석모델은 전체 층수 20층인 상부벽식-하부골조 구조의 주상복합 구조물로서 하부골조층수는 3개 층이고 상부벽식구조물의 층수는 17개층이며 모델의 평면과

전체형상은 그림 4와 같다. 해석모델은 계산의 복잡함을 줄이고자 실제복합구조의 중앙부 계단실 및 엘리베이터 부분을 간략하게 이상화시켜 2축 대칭인 모델로 하였으며, 상부 벽식 구조는 4세대, 하부골조 구조는 3스팬이다. 모델의 하부골조의 층고는 4.5m, 상부벽식의 층고는 2.8m로 하였다. 하부골조의 2층~3층 바닥에서는 Y방향으로만 작은보가 큰 보에 걸쳐있으며 단면의 크기는 모두 G1(표 2참조)으로 등

일하다. 4층 바닥인 전이층은 그림 1(a)의 평면도와 같이 상부 전단벽이 위치하는 곳에 전이보(TG1)를 두어 상부하중을 하부골조의 기둥에 전달하게 하였다

3.1.1 설계하중

구조물의 탄성해석 및 단면설계를 위한 하중들 중에서 초기 부재단면설계를 위하여 고정하중, 적재하중, 등가정적지진하중이 적용되었으며, 예제 구조물의 단면설계용 하중조합은 대한건축학회 제정의 하중기준<sup>(17)</sup>을 따랐다.

(1) 고정하중 및 적재하중

중력하중 중 고정하중과 적재하중 각각에 대하여, 상부벽식은 4.903kN/m<sup>2</sup>과 1.961kN/m<sup>2</sup>, 하부골조는 4.315kN/m<sup>2</sup>과 2.942kN/m<sup>2</sup>을 고려하였다.

(2) 등가정적지진하중

등가정적지진하중을 산정하기 위한 밀면전단력 산정식은 식 (23)과 같다.

$$V = \left( \frac{A I_E C}{R} \right) W \tag{23}$$

여기서,

- V : 밀면전단력
- A : 지역계수
- I<sub>E</sub> : 중요도계수
- C : 동적계수
- R : 반응수정계수
- W : 건축물의 전중량

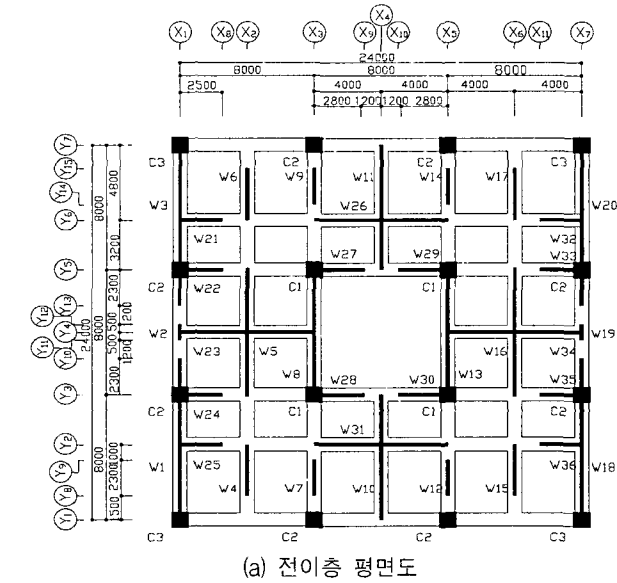
본 연구에서는 지역계수(A) 0.11, 중요도계수(I<sub>E</sub>) 1.0, 동적계수를 구하기 위한 지반계수(S) 1.0, 기본진동주기는 기타 구조의 진동주기 산정식을 사용하였으며, 반응수정계수(R) 3.0으로 하여 해석을 수행하였다.

표 1~3은 위와 같은 하중조건으로 탄성설계된 모델의

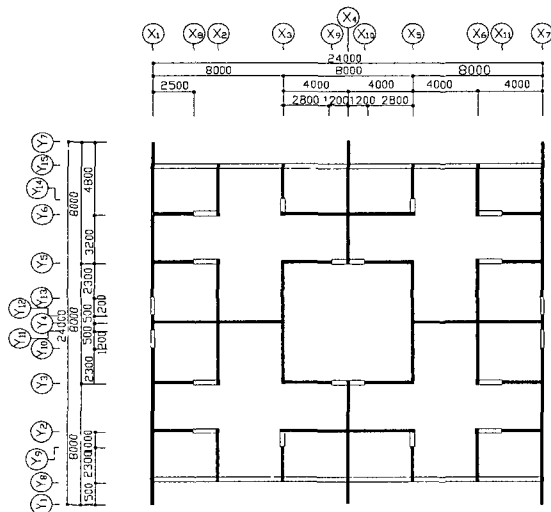
표 1 벽배근 리스트

Wall ID	Thk (mm)	Story No.	Ver. Bar*	Hor. Bar*	Edge Bar
W1, W3, W18, W20	300	4F~21F	D13@300	D13@300	4-HD13
W2, 19	300	4F~21F	D13@300	D13@300	4-HD13
W4~W9	200	4F~21F	D13@400	D13@400	4-HD13
W10, W11, W23, W34	250	4F~21F	D13@400	D13@400	4-HD13
W12~W17	200	4F~21F	D13@400	D13@400	4-HD13
W21~W22, W24~W26	200	4F~21F	D13@400	D13@400	4-HD13
W31~W33, W35~W36	200	4F~21F	D13@400	D13@400	4-HD13
W27~W30	200	4F~21F	D13@150	D13@300	4-HD13

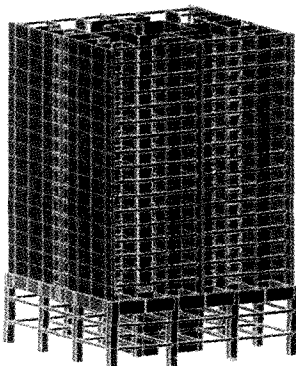
\* 북배근



(a) 전이층 평면도



(b) 상부 평면도



(c) 3차원 형상

그림 4 해석모델

표 2 보배근 리스트

Gir. ID	Story No.	Size (mm)	주근		능근	
			단부	중앙부	단부	중앙부
G1	2F~3F	400×600	10-HD22	6-HD22	D13@100	D13@100
			8-HD22	5-HD22		
TG1	4F	850×250 0	19-HD22		4-D13@140, 8-HD16'	
			19-HD22			
B1	5F~21F	300×600	3-HD22		D13@250	D13@250
			3-HD22			

\* 수평전단보강근

표 3 기둥배근 리스트

Col. ID	Story No.	Size(mm)	Bar	Hoop
C1	1F~3F	1000×1000	26-HD22	D10@300
C2	1F~3F	1000×1000	26-HD22	D10@300
C3	1F~3F	1000×1000	26-HD22	D10@300

부재치수와 배근을 나타낸다. 사용재료의 특성은 철근의 경우, 탄성계수  $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{MPa}$ , 항복응력은 D16 이상에서는  $f_y = 392 \text{MPa}$ , D13 이하에서는  $f_y = 294 \text{MPa}$ 이다. 콘크리트의 경우, 탄성계수  $E_c = 2.3 \times 10^4 \text{MPa}$ , 설계기준강도  $f_{ck} = 24 \text{MPa}$ 이다.

### 3.2 비선형해석

#### 3.2.1 기본가정

Pushover 해석 및 비선형 동적해석은 CANNY<sup>(13)</sup>를 사용하여 수행하기로 한다. NDMM의 신뢰성과 실용성을 평가하기 위한 모델은 3차원 복합구조물(하부골조+상부벽식)로 하였으며 구조물의 자중은 비선형해석을 수행하기 전에 초기하중으로 작용시켜 P-Δ효과를 고려 하였다.

#### 3.2.2 요소모델

비선형 해석을 위한 보, 기둥요소는 요소 단부에서 두 개의 회전스프링으로 표현하고 요소 중앙부에 전단과 축 변형을 고려한다. 축 변형은 보의 경우 고려하지 않았으며, 기둥은 탄성변형으로 고려하였다.

전단벽의 상,하부에서는 무한강성을 갖는 판넬 보가 위치하는 것으로 가정하여, 면내축스프링, 회전스프링,전단스프링이 사용되었다. 면외강성은 무시하였다.

#### 3.2.3 힘-변위 관계 곡선 및 이력곡선

정적 비선형해석에서 사용한 힘-변위 관계 곡선으로는 휨 변형에 대해서는 이선형(bi-linear), 전단변형은 삼선형(tri-linear)이며, 축변형은 선형모델의 힘-변위 관계 곡선을 사용하였다.

동적해석을 위한 보, 기둥, 전단벽의 전단변형을 표현하기 위한 이력곡선(hysteresis rule)은 origin-oriented 모델<sup>(13)</sup>에 따라 균열강도 및 항복강도를 가정하였고, 보, 기둥, 전단벽

의 휨 변형에 대해서는 수정 Clough 모델 이력곡선(13)을 갖도록 제반 계수 값을 설정하였다

휨변형에 대한 항복후 강성계수는 철근콘크리트 부재의 휨이론을 적용하여 계산하였으며, 전단변형의 균열후 강성계수와 항복후 강성계수를 산정하기 위한 전단항복점에서의 활선 강성비는 기존 연구자료에 따라 초기선형강성의 0.16으로, 전단항복후의 강성은 초기선형강성의 0.001<sup>(9)</sup>로 가정하였다.

#### 3.2.4 단면내력

일축 스프링으로 모델링(CL2)된 보,기둥,전단벽의 휨 강도는 보의 휨 이론을 적용하여 항복강도를 산정하였다. 그리고 보, 기둥, 전단벽의 전단에 대한 균열 및 항복강도는 일본건축학회 강도산정식<sup>(18),(19)</sup>을 사용하여 산정하였다.

#### 3.2.5 Pushover 해석

Pushover 해석시 작용수평하중 분포는 기본모드와 관련된 정적분포벡터  $s_i^* (= m \phi_i)^{(7)}$ 로 가정하였다. 힘의 방향은 X방향으로 가력하였으며 힘의 크기를 점진적으로 증가시키면서 비선형 정적해석을 수행하여 각 단계에서 각 층의 X방향 응답치(휨력, 변위, 밀면전단력)들을 구한다. 이 결과들을 식 (20)과 식 (21)에 대입하여 각 단계에서의 1차모드 유사가속도  $A_1$ 과 등가 단자유도 변위  $D_1$ 을 구하여 그림 5와 같은 능력곡선을 그린다. 일반 구조물에 대한 능력 곡선은 그림 5와 같이 이선형(bi-linear)이 아니다. NDMM에서는 그림 5와 같은 능력 곡선에서 등가 단자유도계의 동적 특성인 진동수  $\omega_1$ (강성), 항복유사가속도  $A_y$ (항복강도, 항복 밀면전단력), 항복후 강성  $\beta \omega_1^2$ 을 결정하여, 선정된 지반운동에 대한 등가 단자유도계의 비선형 최대변위응답  $D_{1,0}$ 를 구하여야 하므로 그림 5를 이선형의 힘-변위 관계로 정의해야 할 필요가 있다. 힘-변위 관계의 정의는 FEMA- 273<sup>(9)</sup> 등에 따라 수행하기로 한다.

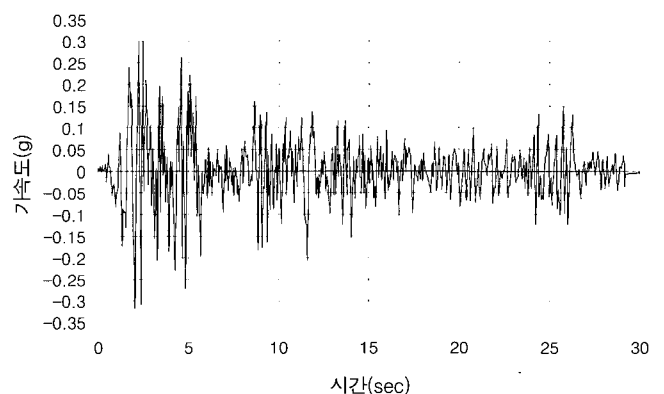


그림 5 El-Centro 1940 NS 지진

#### 3.2.6 비선형 시각이력해석(NTHA)

NTHA에서 운동방정식을 풀기 위한 수치적분법으로는 Newmark β법( $\beta=0.25, \gamma=0.5$ )을 사용하였고, 감쇠로는 Rayleigh 감쇠를 사용하여 해석을 수행하였으며, 감쇠계수를 구하기

위한 감쇠비는 5%로 가정하였다. NTHA에 사용된 입력지진 동으로는 그림 5와 같은 El-Centro 1940 NS 지진시각이력을 0.5, 1.0, 1.5, 2.0배 하여 사용하였으며, 입력된 지진이력 데이터에 대한 적분시간 간격은 0.005초이며 지속시간은 31.18초이다.

### 3.3 해석순서

NDMM의 해석순서를 요약하면 아래와 같다.

- 1) 작용수평하중 분포는 기본모드와 관련된 정적분포벡터  $\mathbf{s}_1^*$  ( $= \mathbf{m} \phi_1$ )을 적용하여 복합구조물에 대한 Pushover 해석을 실시한다.
- 2) 순서(1)의 해석결과에 식 (20)과 식 (21)을 적용하여 각 step별  $A_1, D_1$ 을 구하고, A-D곡선을 작성한다.
- 3) A-D곡선을 등가 단자유도계 모델에 대한 힘-변위 관계의 정의를 FEMA-273에 있는 방법을 이용하여 이선형으로 이상화한다(그림 3). 이때 결정된  $A_y, \omega_1^2(=k_e), \beta$ 는 단위질량에 대한 등가 단자유도계의 항복밀면전단력, 강성, 항복 후 강성계수를 의미한다.
- 4) 단위질량과 순서(3)에서 결정된 힘-변위 관계를 이용하여 선택된 지반운동  $-\ddot{u}_g(t)$ 에 대한 등가 단자유도계의 비선형 최대변위응답  $D_{1,0}$ (성능점)를 구한다.
- 5) 순서(4)에서 구한 성능점  $D_{1,0}$ 값과 순서(2)에서 구한 A-D 곡선 상의  $D_1$ 값과 가장 근접할 때의 A-D곡선 상 step번호(=해당 step)를 구한다.
- 6) 순서(1)의 Pushover해석에서의 step과 순서(5)에서 구한 해당 step번호와 동일한 Pushover해석 step에서의 각종 응답치(층변위,층간변위)가 약산법 NDMM에 의한 응답치이다.
- 7) 선택된 지반운동  $-\ddot{u}_g(t)$ 에 대한 복합구조물의 비선형 시각이력해석을 한다.
- 8) 순서(6)에서의 NDMM 응답치의 오차를 알아보기 위하여 순서(7)에서 구한 복합구조물의 비선형 시각이력해석에 의한 각 층 응답치(이하 'NTHA')와 비교한다.

### 3.4 해석결과 및 고찰

표 4는 CANNY의 해석모델링 방법의 타당성과 신뢰성을 확인하기 위하여 MIDAS/Gen와 CANNY의 no initial load에 의한 기본진동주기를 비교하였다. 두 개의 주기가 거의

표 4 각종 기본진동주기

방향	MIDAS	CANNY	
		No initial load'	initial load**
$T_x(\text{sec})$	1.099	1.110	1.355
$T_y(\text{sec})$	0.860	0.852	0.969
$T_z(\text{sec})$	1.065	1.063	1.063

\* : 초기하중이 구조물에 가해지기 전, 선형탄성상태의 기본진동주기  
 \*\* : 초기하중이 구조물에 가해진 후, 증분(step by step) 해석을 하기 전의 기본진동주기

일치함을 알 수 있다. 참고적으로 CANNY의 initial load에 의한 기본진동주기도 표기하였다.

표 5는 Pushover 해석을 위한 복합구조물의 제반계수를 나타낸다. 그림 6은 표 5의 1차 모드와 1차모드와 관련된 정적하중분포벡터의 형상을 나타낸다. 그림 7은 해석순서(2), (3)에 의한 A-D 곡선과 FEMA-273에 있는 방법을 이용하여 이선형으로 이상화한 그림이다. 그림 7에서 항복유사가속도의 단위는 단위질량이 적용되어 항복 밀면전단력을 의미하는 힘의 단위로 표기하였다. 여기서 결정된 각 값들이 등가 단자유도계의 비선형 시각이력해석의 입력 값이다.

표 5 복합구조물의 제반계수표

층	층고(m)	중량 (kN)	1차모드	정적하중분포*
20	2.8	4458.12	1.0000	1.0000
19	2.8	5818.22	0.9756	1.2733
18	2.8	5818.22	0.9502	1.2401
17	2.8	5818.22	0.9233	1.2049
16	2.8	5818.22	0.8948	1.1677
15	2.8	5818.22	0.8650	1.1289
14	2.8	5818.22	0.8339	1.0884
13	2.8	5818.22	0.8016	1.0461
12	2.8	5818.22	0.7680	1.0023
11	2.8	5818.22	0.7333	0.9570
10	2.8	5818.22	0.6979	0.9108
9	2.8	5818.22	0.6622	0.8642
8	2.8	5818.22	0.6263	0.8174
7	2.8	5818.22	0.5909	0.7711
6	2.8	5818.22	0.5562	0.7259
5	2.8	5818.22	0.5234	0.6830
4	2.8	5818.22	0.4933	0.6438
3	4.5	20707.89	0.4684	2.1758
2	4.5	5925.65	0.3291	0.4374
1	4.5	5925.65	0.1253	0.1666

정적하중분포\* :  $\mathbf{s}_1^*$  ( $= \mathbf{m} \phi_1$ )값에서 최상층을 1로 정규화

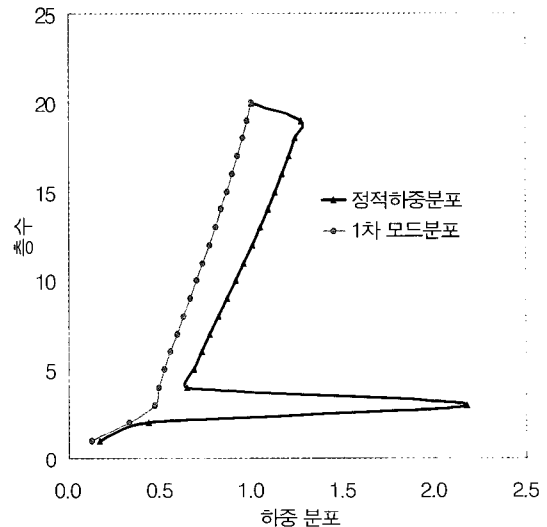


그림 6 1차모드분포 및 정적하중분포

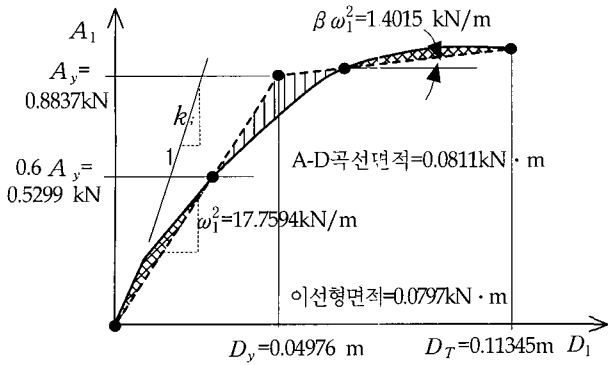


그림 7 이상화된 A-D곡선의 실제 예 1.0  $\ddot{u}_g(t)$ 에 대한 것임

표 6은 NDMM에 의하여 복합구조물을 등가 단자유도계로 변환했을 때 도출된 주요변수 값( $A_y$ ,  $T_1$ ,  $\beta$ )과 이러한 변수 값을 근거로 변환된 등가 단자유도계의 시각이력해석결과 얻어진 최대변위응답( $D_{1,o}$ )을 나타낸다.

그림 8은 복합구조물의 등가높이( $H_1=37.0492m$ )와 등가 단자유도의 변위이력을 비교한 것이며, 지진동  $1.0\ddot{u}_g(t)$ 와  $1.5\ddot{u}_g(t)$ 에 대한 변위응답 시각이력과 등가 단자유도계의 변위응답 시각변위이력이 그림(a)와 그림(b)이다.

표 6 비선형 변위모드법(NDMM)에 의한 등가단자유도계의 주요변수 값 및 비선형 최대지진응답변위(성능점)

지진동	주요변수 및 성능점	
$0.5\ddot{u}_g(t)$	$A_y$	0.6885
	$D_y$	0.03835
	$T_1$	1.4829
	$\beta$	0.39558
	$D_{1,o}$	0.0534
$1.0\ddot{u}_g(t)$	$A_y$	0.8837
	$D_y$	0.04976
	$T_1$	1.4910
	$\beta$	0.07891
	$D_{1,o}$	0.1077
$1.5\ddot{u}_g(t)$	$A_y$	0.9148
	$D_y$	0.0517
	$T_1$	1.4937
	$\beta$	0.04531
	$D_{1,o}$	0.1353
$2.0\ddot{u}_g(t)$	$A_y$	0.9148
	$D_y$	0.0517
	$T_1$	1.4937
	$\beta$	0.04427
	$D_{1,o}$	0.2097

$A_y$  : 등가단자유도계의 항복유사가속도(m/sec<sup>2</sup>)  
 $T_1$  : 등가단자유도계의 고유주기( $= 2\pi/\sqrt{A_y/D_y}$ )(sec)  
 $D_y$  : 등가단자유도계의 항복변위(m)  
 $\beta$  : 등가단자유도계의 항복후 강성계수(그림 3)  
 $D_{1,o}$  : 동적해석에 의한 등가단자유도계의 최대지진응답변위(m)

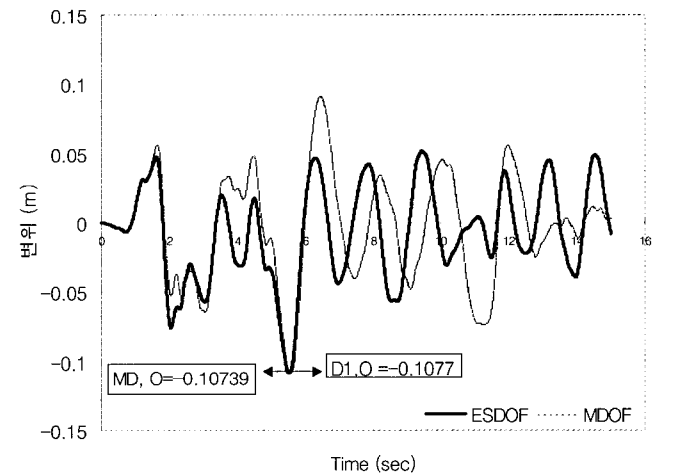
그림 8에서의  $D_{1,o}$ 는 등가 단자유도계의 최대변위응답(성능점)을 나타내며, MDOF는 실제 복합구조물의 등가높이( $H_1=37.0492m$ )에서의 최대 변위응답을 나타낸다.

표 7은 NDMM과 NTHA에 의하여 구한 최상층 변위응답 해석결과 및 오차이다. 오차는 NTHA(정산해)를 기준으로 하였으며, 식 (24)와 같다.

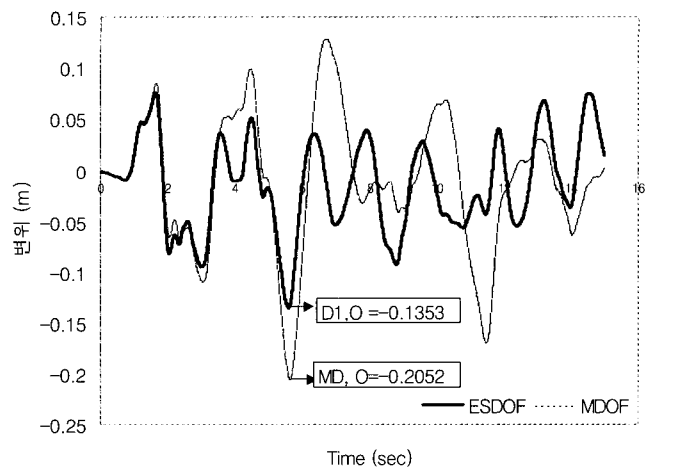
$$\text{오차(\%)} = \frac{(u_{R,NTHA} - u_{R,NDMM})}{u_{R,NTHA}} \times 100 \quad (24)$$

복합 구조물을 통하여 해석결과들을 분석한 결과는 다음과 같다.

- 1) 비선형 변위모드법(NDMM)은 반복적인 계산과정 없이 단위질량과 표 6의 결과를 이용하여 복합구조물에 대한 등가 단자유도계의 동적최대응답인 성능점( $D_{1,o}$ )을 간편하게 구할 수 있다.
- 2) 복합구조물에 대하여 비선형 변위모드법(NDMM)을 이용하여 구한 등가 단자유도계의 기본진동주기 즉, 능력곡선을



(a)  $1.0\ddot{u}_g(t)$ 에 대한 이력비교



(b)  $1.5\ddot{u}_g(t)$ 에 대한 이력비교

그림 8 복합구조물의 등가높이에서의 지진응답변위이력(MDOF)과 등가 단자유도계의 지진응답변위이력(ESDOF) 비교



표 7 최상층 변위응답 해석결과 및 오차

구분	응답	변위 (m)	오차 (%)
0.5 $\ddot{u}_g(t)$	NTHA	0.072	1.4
	NDMM	0.071	
1.0 $\ddot{u}_g(t)$	NTHA	0.141	4.2
	NDMM	0.135	
1.5 $\ddot{u}_g(t)$	NTHA	0.250	34.0
	NDMM	0.165	
2.0 $\ddot{u}_g(t)$	NTHA	0.306	19.9
	NDMM	0.245	

이선형으로 이상화 한  $F_{s1}/L_1 - D_1$  곡선(그림 3, 7)에서 유도한 등가 단자유도계의 기본진동주기( $2\pi/\sqrt{A_y/D_y}$ ) (표 6)는 표 2의 초기하중이 가해진 후의 고유치 해석결과( $T_x=1.355$ 초)와 근접함을 알 수 있다.

- 3) 그림 8(a)에서 알 수 있는 바와 같이 등가 단자유도계의 변위 시각이력과 복합구조물의 등가높이에서의 변위시각이력이 거의 비슷한 양상을 보이고 있음을 알 수 있으며, 변위 최대치도 거의 비슷하다. 이는 변환된 등가 단자유도계가 비선형 복합구조물의 동적특성을 잘 반영하고 있음을 알 수 있다. 반면에 그림 8(b)에서는 변위시각이력이 초기에는 비슷한 양상을 보이나 시간이 흐를수록 차이가 있으며 변위 최대치에도 차이가 있었다. 표 7의 오차는 이 변위 최대 값의 차이가 날수록 오차가 큼을 알 수 있었다.
- 4) 표 7에서 지반운동이 커지면 오차가 커짐을 알 수 있는데 이는 본 해석에 사용된 이선형 복원력모델(BL2 모델)<sup>(13)</sup>이 강한 지진동에 대한 이력곡선의 에너지 소비능력을 반영하지 못하기 때문으로 판단된다. 그러므로 반복하중에 따른 에너지 소비능력을 갖는 이력모델을 이용하여 검토할 필요성이 있다고 사료된다.

#### 4. 결 론

성능에 기초한 설계법은 구조물의 보유내력과 내진성능을 보다 정확하게 파악하고 평가해야 하기 때문에 비선형 응답 산정이 필수적이다. 이러한 비선형 응답산정 방법으로는 비선형 시각이력해석, 비선형 정적해석 등이 있는데, 정확성과 실용성의 측면에서 보다 약산적 방법이 요구되고 있다.

이에 따라 본 연구에서는 정확성과 실용성을 개선한 비선형 변위모드법(NDMM)을 제시하였고, 실제 복합구조물을 대상으로 적용성과 신뢰성을 검토한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 등가 단자유도계의 기본진동주기가 복합구조물의 초기하중이 가해진 후의 고유치 해석결과와 근접함을 알 수 있다.
- 2) 등가 단자유도계가 복합구조물의 동적특성을 잘 반영하고 있음을 확인할 수 있었다. 그러나 강한 지진동에 대해

서는 초기 유효강성과 항복 후 강성만 사용되는 이선형 복원력모델보다는 반복하중에 대해 에너지 소비능력을 갖는 복원력모델을 등가 단자유도계의 복원력모델로 사용하는 것이 필요할 것으로 판단된다.

- 3) 비선형 변위모드법을 이용하면 다자유도계의 비선형 시각이력해석을 수행하지 않고, 비선형 정적해석과 등가 단자유도계의 비선형 시각이력해석만을 이용하여 반복적인 계산과정 없이 복합구조물의 비선형 지진응답을 간편하게 추정할 수 있어 실용적인 방법이라 판단된다.
- 4) 본 논문에서 적용한 비선형 변위모드법을 복합구조물에 적용할 시 다양한 입력지진동에 대한 변수와 복합구조물의 동적 특성을 반영하는 등가 단자유도계의 복원력모델 선정에 관한 변수 등에 대하여 추가 연구가 필요하다고 판단된다.

#### 참 고 문 헌

1. Chopra, A. K., "Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures : sdf systems," Report No. PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center: Univ. of Berkeley, Calif, 1999.
2. Applied Technology Council, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings," Report ATC-40. November, 1996.
3. FEMA. "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings," Report No. FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 1997. 5.
4. Fajfar, P., "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra," IKIPR Report EE 3/98. September, Ljubljana, Slovenia: Univ. of Ljubljana, 1998.
5. Reinhorn, A. M., *Inelastic analysis techniques in seismic evaluations, Seismic design methodologies for the next generation of codes*, eds. P. Fajfar and H. Krawinkler, pp. 277-287. Rotterdam: Balkema, 1997.
6. Vidic, T., Fajfar, P., and Fischinger, M., "Consistent inelastic design spectra : strength and displacement," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1994.
7. 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.
8. Saiidi, M. and Sozen, M.A., "Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structure," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 107, No. ST5, 1981. pp. 937-952.
9. 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.
10. Xiaoxuan Qi and J. Moehle, J. P., "Displacement Design Approach for Reinforced Concrete Structures Subject to Earthquake," Report NO. UCB/EERC-91/02, Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1991.
  11. Chopra, Anil K., *Dynamics of Structures : Theory and application earthquake engineering*. 2th Ed., Prentice Hall, 2001.
  12. Mehmet Inel, Erich M, Bretz, Edgar F. Black, Mark A. Aschheim, and Daniel P. Abrams., *USEE 2001 : Utility Software for earthquake engineering report and user's manual*, Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Campaign, Urbana, Illinois, October, 2001.
  13. Kang-Ning Li. *CANNY 99, 3-dimensional nonlinear static/dynamic structural analysis computer program-users manual*, CANNY Structural Analysis, CANADA, 2000.
  14. 倉本 洋, 勅使川原 正臣, 小鹿紀英, 五十田 博, "多層建築物の等価1自由度系縮約法と地震応答予測精度", 日本建築學會構造系論文集 第546号, 79-85, 2001年8月.
  15. 송호산, 김부식, "비선형 변위모드를 이용한 다층 골조구조물의 등가 단자유도계 변환", 대한건축학회논문집 構造係, 2003. 9.
  16. 姜 丙斗, "上部壁式-下部骨組 複合構造物の 非線型 耐震性能에 관한 研究", 동아대학교 대학원 박사학위논문, 2002. 12.
  17. 대한건축학회, "건축물 하중기준 및 해설", 태림문화사, 2000.
  18. 日本建築センター, 中高層壁式鐵筋コンクリート造設計施工指針・同解説, 日本建築センター, 2000.
  19. 日本建築學會, 鐵筋コンクリート造建物の靱性保證型耐震設計指針(案)・同解説, 日本建築學會, 1997.