

# 地震荷重을 받는 鐵筋콘크리트 골조構造物의 모드解析

## Modal Analysis of R/C Framed Structures to Earthquake Excitations

장극관\*                      이리형\*\*

Chang, Kug Kwan    Lee, Li Hyung

---

### 요 약

모드좌표를 이용한 R/C 골조구조물의 근사적인 비선형 동적해석법을 제안하였다. 과거에도 비선형 문제를 푸는데 있어서 모드좌표에서의 해석이 부분적으로 이용되어 왔으나 각 하중증분에 따른 구조물의 강성변화로 인하여 고유치를 재계산하여야 하기 때문에 그리 널리 사용되지 못하였다. 여기서 제안된 방법은 동적해석 수행중에 산정된 제한된 수만의 고유치를 산정하였다. 그리하여 일정한 수의 고유치만으로 동적해석에서 반복하여 사용하였다. 부재의 소성힌지영역에서의 강성변화 및 핀치효과등은 부재의 이력모델에 의해서 표현되었으며 이러한 알고리즘은 휨변형이 지배하는 R/C 골조구조물의 예비해석에 유용하게 사용될 수 있다.

본 연구에서는 鐵筋콘크리트 部材의 비선형 구조모델의 構成方法 및 그 特性 그리고 모드해석법의 알고리즘을 제안하고 그 效率性을 입증하였다.

### Abstract

An approximate method of normal coordinate idealization for use in nonlinear R/C frames has been developed. Normal coordinate approaches have been used for nonlinear problems in the past, but they are not received wide acceptance because of the need for eigenvector computation in each time step. The proposed method circumvents the eigenvector recalculation problem by evaluating a limited number of sets of mode shapes in performing the dynamic analysis. Then some of the predetermined sets of eigenvectors are used in the nonlinear dynamic repeatedly.

The method is applied to frame structures with ductile R/C elements. The plastic hinge zones are modeled with hysteresis loops which evince degrading stiffness and pinching effects. Efficiencies and accuracies of the method for this application are presented.

**keywords :** normal coordinate, nonlinear analysis, eigenvector, plastic hinge, degrading stiffness

---

\* 정회원, 삼성건설(주) 기술연구소 선임연구원, 공학박사  
\*\* 정회원, 한양대학교 건축공학과 교수, 공학박사

• 본 논문에 대한 토의를 1994년 8월 30일까지 학회로 보내 주시면 1994년 10월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

# 1. 序 論

현재 사용되고 있는 건축관련 규준에 의해 설계된 中-高層 모멘트 抵抗骨造는 地震荷重을 받을 때 非線形 범위까지 變形을 하게된다. 鐵筋콘크리트 골조는 橫力에 상당히 영향을 받기 때문에 강한 지진하중을 받을때 구조부재의 위험영역(critical region)에서의 斷面모멘트는 降伏모멘트를 초과하게 되며 이 영역에서는 非彈性變形이 豫想된다. 그러므로 실제에 가까운 구조물의 거동을 예측하기 위해서는 비탄성변형을 고려한 해석이 요구된다. 그러나 材料的 非線形性의 효과까지 고려한 철근콘크리트 구조물의 動的應答 결정에는 많은 시간이 소요되는 불편한 점이 있다. 실제적으로 동적하중을 받는 非線形性을 가진 구조물을 해석할때 구조물의 剛性은 부재의 變形에 따른 剛性행열의 變化로 인하여 매 시간 간격마다 再計算되어야 하기 때문이다. 그러나 철근콘크리트 골조의 고층건물은 일반적으로 최대하중 작용시에 모든부재에서 소성힌지가 형성되는 것이 아니므로 지진하중을 받을때 강성분포나 강성변화상태가 그리 복잡하지 않으며 초기항복과 파괴메카니즘 사이에 수 개 형태의 메카니즘이 형성된다. 또한 구조물은 지진하중으로 각 부재에는 강성감소의 원인이 되는 損傷이 축적되고 그 부재강성은 소성힌지 영역에서의 강성저하현상 및 핀치효과(pinching effect)을 포함하는 이력모델에 의해서 표현되어 질 수 있다.

비선형해석에서 모드해석법에 이용되는 중첩의 원리가 비선형의 시스템에는 적용될 수 없는 것으로 알려져 왔으나 Nickell<sup>(8)</sup>은 작은 강제운동은 비선형진동 스펙트럼의 향으로 표시될 수 있다고 제안하였다. 이러한 원리는 여러학자들<sup>(5,8,9)</sup>에 의해서 부분적으로 이용되어 왔으나 이 방법은 각하중증분에 따른 구조물의 강성이 변할때마다 고유치를 재계산하여야 하는 비경제적인 점이 있다. 또한 Geschwindner<sup>(7)</sup>, Wilke<sup>(14)</sup>, Bathe<sup>(15)</sup>, 등이 제안한 가상하중법(pseudo force method)은 부재의 탄성강성과 질량으로 고유치를 산정하고 탄성범위를 넘어서게 되면 항복을 지난 상태에서의 강성과 탄성강성간의 차이에 대한 잉여치를 의력

으로 가정하여 비선형 운동방정식을 푸는 방법으로 이러한 접근법은 한번 산정된 고유치만으로 모드해석을 할 수 있으나 이 방법도 비선형성이 큰 구조물의 경우에는 큰 오차가 발생하기 때문에 철근콘크리트 구조물의 경우에는 적절한 해석법이 되지 못한다. 그리하여 본 연구에서는 이력모델(비선형해석모델)을 사용하고, 모드좌표를 이용하여 고유벡터의 산정 횟수를 줄이며 동시에 비교적 정확한 구조물의 비선형기동을 구할 수 있는 효율적인 해석방법을 사용하였다.

## 2. 非線形 解析모델

구조물의 全體的 應答는 각 부재의 履歷舉動에 의해서 얻어진다. 지진하중시의 구조물의 정확한 應答豫見은 그 위험단면의 이력거동을 나타내는 信賴性있는 해석모델의 개발에 달려있다.

### 2.1 부재모델

하중을 받을때 건물의 비탄성거동은 주로 부재에서 모멘트가 최대인 점에서 나타난다. 부재의 양단에 집중된 절점힌지, 즉 탄성부재의 양단에 위치한 회전 스프링(rotational spring)이 비선형 휨기동을 하는 것으로 가정하는 스프링모델<sup>(1,12,13)</sup>과 단면의 변형정도에 따라 힌지의 영역을 결정하는 영역힌지(spread hinge) 모델<sup>(3,10)</sup>이 사용될 수 있다. 실제로 R/C 골구조물은 휨모멘트의 정

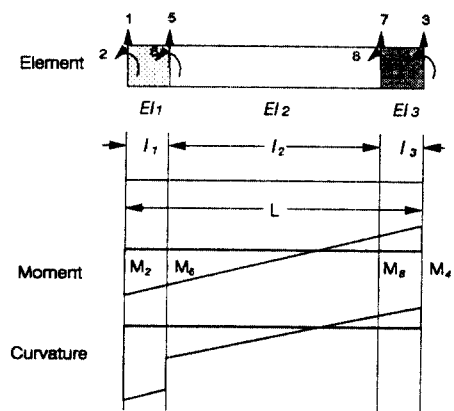


Fig. 1 Plastic hinge zone model

도에 따라 힌지영역이 변하기 때문에 영역힌지 모델을 사용하였다. 모멘트와 곡률의 크기에 따라 요소길이에 대한 적분으로 변형과 강성이 얻어진다. 부재의 접선강성(tangent stiffness)을 구하기 위하여 Fig.1 에 도시된 바와 같이 한 스패를 세개의 영역으로 분할하였다.

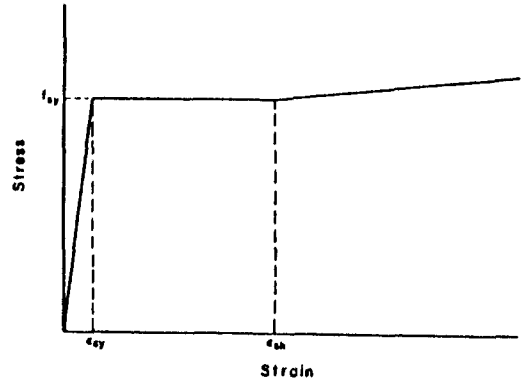
즉 스패 L을 부재단면의 높이에 상당하는 양단에서의 길이  $\ell_1$ ,  $\ell_3$ 의 비탄성 영역과 중간의 탄성영역  $\ell_2$ 로 구분할 수 있다. 비탄성 부분 혹은 소성힌지 영역은 모멘트-곡률 곡선의 기울기에 상당하는 EI 값의 변형정도에 따라  $(EI)_1$ ,  $(EI)_3$ 로 나누어지며  $(EI)_2$ 는 탄성영역으로 가정된 부분이다. 부재강성이 각 단면에서의 얻어지는 값이기 때문에 8x8의 접선강성 행렬은 정적축약법으로 4x4로 줄일 수 있으며 축약된 요소강성으로부터 먼저 부재의 양단에서의 변위증분을 구하고 나서 내부점에서의 변위증분을 구한다. 이 단계에서 소성힌지 영역에서의 모멘트-곡률 관계는 각 시간에 따른 가속도 증가분에 따라 재계산 되어진다.

## 2.2 응력-변형 관계

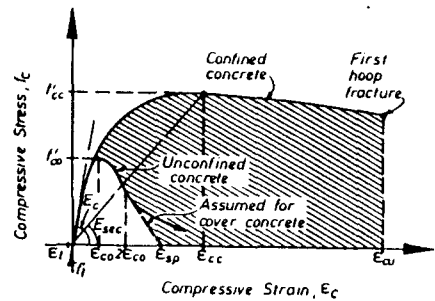
이형철근의 응력 변형 관계는 Fig.2 에 도시된 바와 같이 두개의 직선으로 理想化된 모델을 사용하였다. 콘크리트에 대해서는 다양한 배열의 횡보간간 배근에서 기인되는 부재의 柔軟性 및 횡구속된 효과를 고려한 應力-變形 관계는 Mander<sup>(6)</sup>가 제안한 응력-변형 모델을 이용하여 부재의 이력거동을 나타내는 해석모델의 주곡선(primary curve)을 구하였다.

## 2.3 모멘트-곡률관계

평면은 변형이 생긴 후에도 평면을 유지한다는 가정과 콘크리트와 철근의 응력 변형 곡선을 사용하여 보나 기둥의 주모멘트-곡률 관계식을 유도하였다. R/C 부재의 모멘트-곡률 관계를 유도하기 위하여 단면에서의 축력과 모멘트를 나타내는 두개의 平衡方程式은 다음과 같은 4개의 미지수를 가진 아래의 식으로 표현될 수 있다.



(a) Idealized Stress-Strain Curve for Steel



(b) Stress-Strain Model for Concrete(Mander, 1988)

Fig. 2 Material stress-strain model

$$P = \sum_{i=1}^m f_{ci}(\kappa, \beta) A_{ci} + \sum_{j=1}^n f_{sj}(\kappa, \beta) A_{sj} \quad (1)$$

$$M = \sum_{i=1}^m f_{ci}(\kappa, \beta) A_{ci} x_i + \sum_{j=1}^n f_{sj}(\kappa, \beta) A_{sj} x_j + P \bar{x} \quad (2)$$

두개의 미지수 P 와 값을 입력하면 나머지 두 미지수인 M 과 값을 얻을 수 있다. 여기서 P, M=단면의 축력과 모멘트;  $f_{ci}$ ,  $f_{sj}$ =微小단면 i, 그리고 철근 j 에서의 콘크리트와 철근의 응력;  $A_{ci}$ ,  $A_{sj}$ =콘크리트 微小단면 i, 철근 j 의 면적;  $x_i$ ,  $x_j$ =단면의 塑性中心에서 미소단면 i, 철근 j 까지의 거리;  $\kappa, \beta$ =곡률 및 단면중심에서의 변형률; x는 소성중심에서 외력 작용점까지의 거리, 그리고 m,n=콘크리트 미소단면층의 수 및 철근배근층의 수이다. 실제의 모멘트-곡률 관계는 비선형

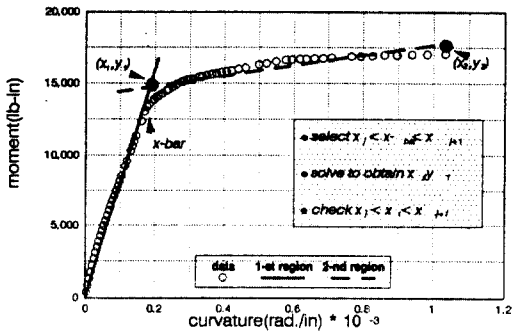


Fig. 3 Moment-curvature idealization using linear regression

을 나타내지만 효율적인 해석을 위해 선형으로 이상화할 필요가 있으며 곡선의 理想化는 선형 회기 분석(linear regression analysis)을 통하여 얻을 수 있다. 두 직선을 구하기 위해서 먼저 Fig.3 에 도시된 바와같이 단면의 수치해석을 통하여 얻어진 모멘트-곡률 곡선을 두 영역으로 분할하고 가정된 분할점으로 구해진 두 직선의 교점은 가정된 분할영역에 존재할때 가정된 분할영역으로 구해진 두 직선은 곡선의 적절한 이상화된 값이 되며, 그 교점은 해석부재의 항복점이 된다.

적절한 분할영역을 구하기위해 시행착오 반복법(trial and error method)을 사용할 수 있으며 회기분석을 통한 항복점은 다음관계를 근거로 하여 얻을 수 있다.

$$\{E\} = \{A\} - \{P\} \quad (3)$$

여기서  $\{E\}$ =오차 ;  $\{A\}$ =실제치(실험이나 해석에서 얻어지는 값), 그리고  $\{P\}$ =예상치로서 여기서는  $\{P\} = [F]\{X\}$  즉 근사함수와 미지의 상수벡터의 곱으로서 표현될 수 있다. 식(3)에서 오차를 최소화 하기 위하여 좌우항을 제공하고 미분하여 그결과를 최소화하면

$$\frac{\partial}{\partial x} \{E\}^2 = \frac{\partial}{\partial x} [\{E\}^T \{E\}] = \frac{\partial}{\partial x} [\{A\} - [F]\{X\}]^2 = 0 \quad (4)$$

여기서  $\{A\}$ =식(1), (2)로 부터 구해지는 모멘트와 곡률값 ;  $[F]$ =선형의 근사함수, 그리고

=미지의 상수벡터이며 식(4)를 정리하면 다음과 같은 관계가 얻어진다.

$$[F]^T [F]\{X\} = [F]^T \{D\} \quad (5)$$

식(5) 는 Gauss 소거법을 사용하여 未知벡터  $\{X\}$ , 즉 항복점 및 파괴점을 구할 수 있다(Fig. 3).

## 2.4 부재이력모델

이상화된 철근모델과 Mander<sup>16</sup>의 콘크리트모델을 사용하고 부재단면의 수치해석을 통하여 얻어진 모멘트-곡률 상관곡선을 두직선으로 이상화 한후 주곡선으로 하고 荷重除荷와 載荷시에 강성감소 및 핀칭 현상은 Q-hyst rule<sup>13</sup>을 이용하였다. 그러므로 부재이력모델은 Fig.4 에 도시된 바와 같다.

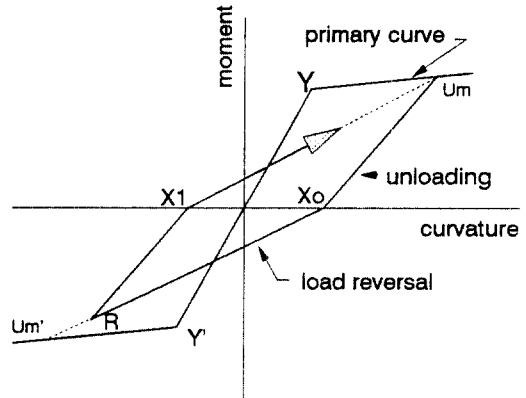


Fig. 4 Element hysteresis model

## 3. 非線形 運動方程式

비선형 운동방정식의 수치적분은 내삽법의 일종인 일정가속도법(constant acceleration method)으로 실행될 수 있다. 운동방정식의 증분방식은 평형상태의 식에서 유도된다. 모드응답법은 일반적으로 표시되는 시스템방정식을 모드좌표로 표시된 시스템방정식으로 치환하는데 있다. 이러한 좌표는 다음의 관계식으로 나타낼 수 있다.

$$\{u\} = [\phi]\{y\} \quad (6)$$

여기서  $\{u\} = n$ 차 변위벡터,  $[\phi] =$  모드 벡터, 즉  $\{\phi_1, \phi_2, \phi_3, \dots, \phi_p\}$ ,  $\{y\} = p$ 차 직교좌표 벡터;  $n =$  변위좌표 수,  $p =$  모드좌표 수이며 가상변위법을 이용한 구조물의 평형방정식은 모드좌표로 표현될 수 있다.

$$[M^*]\{y\} + [C^*]\{y\} + [K^*]\{y\} = \{F\} \quad (7)$$

여기서

$$\begin{aligned} [M^*] &= [\phi]^T[M][\phi] \\ [C^*] &= [\phi]^T[C][\phi] \\ [K^*] &= [\phi]^T[K][\phi] \\ \{F\} &= [\phi]^T[M][r]\{\ddot{u}_g\} \end{aligned}$$

로 표현할 수 있으며  $[r] =$  구조물의 질량에 작용하는 관성력에 대한 지반가속도에 관련된 행렬, 그리고  $\{\ddot{u}_g\} =$  측정된 지반가속도 성분이다. 모드의 직교성을 고려하면 다음과 같은 식이 얻어진다.

$$[I]\{\ddot{y}\} + [2\xi_n\omega_n]\{\dot{y}\} + [\omega_n^2]\{y\} = \{F\} \quad (8)$$

시간  $t + t$  에서 운동방정식은 식(8)로 표현되며

$$[I]\{\ddot{y}\}_{t+\Delta t} + [2\xi_n\omega_n]\{\dot{y}\}_{t+\Delta t} + \{R\} + [\omega_n^2]_t\{\Delta y\}_{t+\Delta t} = \{F\}_{t+\Delta t} \quad (9)$$

여기서  $\{R\}_t =$  시간  $t$ 에서의 복원력이며  $[\omega_n^2]_t\{\Delta y\}_{t+\Delta t} =$  시간증분  $t$ 에 상응하는 하중증분에 대한 복원력증분이다. 그리고 시간  $t$ 에서의 관계는 다음과 같다.

$$[I]\{\ddot{y}\}_t + [2\xi_n\omega_n]\{\dot{y}\}_t + \{R\}_t = \{F\}_t \quad (10)$$

운동증분 벡터는 다음과 같이 정의된다.

$$\begin{aligned} \{\Delta \ddot{y}\}_{t+\Delta t} &= \{\ddot{y}\}_{t+\Delta t} - \{\ddot{y}\}_t \\ \{\Delta \dot{y}\}_{t+\Delta t} &= \{\dot{y}\}_{t+\Delta t} - \{\dot{y}\}_t \\ \{\Delta y\}_{t+\Delta t} &= \{y\}_{t+\Delta t} - \{y\}_t \end{aligned} \quad (11)$$

그리고 하중증분 벡터는

$$\{\Delta F\}_{t+\Delta t} = \{F\}_{t+\Delta t} - \{F\}_t \quad (12)$$

식 (9)와 식 (10)의 차이를 구하고 증분 관계식(11)에 대입하면 운동증분 방정식은 다음과 같다.

$$[I]\{\Delta \ddot{y}\}_{t+\Delta t} + [2\xi_n\omega_n]\{\Delta \dot{y}\}_{t+\Delta t} + [\omega_n^2]_t\{\Delta y\}_{t+\Delta t} = \{\Delta F\}_{t+\Delta t} \quad (13)$$

각 시간증분에서의 고유진동수 및 고유벡터는 비감쇠 고유치문제의 해로부터 얻어지며 식(9)를 평균 가속도법을 사용한 수치적분에 의해 속도증분 및 변위증분을 구한다. 시간  $t + t$ 에서의 속도증분은

$$\{\Delta \dot{y}\}_{t+\Delta t} = \{\dot{y}\}_{t+\Delta t} - \{\dot{y}\}_t = \{\dot{y}\}_t \Delta t + \frac{\{\Delta \ddot{y}\}_{t+\Delta t}}{2} \Delta t^2 \quad (14)$$

로 표시될 수 있으며 같은 방법으로 변위는 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$\begin{aligned} \{\Delta y\}_{t+\Delta t} &= \{y\}_{t+\Delta t} - \{y\}_t = \{\dot{y}\}_t \Delta t + \frac{\{\ddot{y}\}_t}{2} \Delta t^2 + \\ &\quad \frac{\{\Delta \ddot{y}\}_{t+\Delta t}}{2} \Delta t^2 \end{aligned} \quad (15)$$

식(14)와 식(15)를 식(13)에 대입하면 다음과 같은 식으로 유도되며

$$\begin{aligned} [I]\{\Delta \ddot{y}\}_{t+\Delta t} + [2\xi_n\omega_n][\{\dot{y}\}_t \Delta t + \frac{\{\Delta \ddot{y}\}_{t+\Delta t}}{2} \Delta t^2] \\ + [\omega_n^2][\{\dot{y}\}_t \Delta t + \frac{\{\Delta \ddot{y}\}_{t+\Delta t}}{2} \Delta t^2 + \frac{\{\Delta \ddot{y}\}_{t+\Delta t}}{2} \Delta t^2] \\ = \{\Delta F\}_{t+\Delta t} \end{aligned} \quad (16)$$

식(16)을 정리하면 식(17)과 같이 표현될 수 있다.

$$[\tilde{M}]\{\Delta \ddot{y}\}_{t+\Delta t} = \{\Delta F\}_{t+\Delta t} - [2\xi_n\omega_n]\Gamma - [\omega_n^2]\Lambda \quad (17)$$

여기서

$$[\tilde{M}] = [I]_{t+\Delta t} + \frac{\Delta t}{2} [2\xi_n \omega_n] + [\omega_n^2]_t \quad (18)$$

$$\Gamma = \{\ddot{y}\}_{t+\Delta t}$$

$$\Lambda = \{\dot{y}\} + \frac{\{\ddot{y}\}_t}{2} \Delta t^2$$

강성의 연속적인 변화는 모드응답이 불연속의 원인이 되기 때문에 변위증가분 및 속도증가분은 전단계의 변위와 속도에 중첩할 수 없다. 그러므로 모드좌표에서의 비선형응답은 시간의 함수로서의 강성의 변화를 구간선형으로 가정하며, 그 구간에서 모드중첩원리를 적용시켜 응답을 산정하며 그 응답을 매 시간간격마다 재 산정하게 된다. 즉 전체하중을 여러단계로 나누어 가하고 그에 따른 응력의 변화는 미소하여 선형으로 가정하고 현단계에서의 응답은 모드응답증분을 구하여 그 이전의 응답에 가산되는 방법으로 구한다. 여기서는 모드가 분리된 방정식(uncoupled equation) (17)로 먼저  $\{\Delta y\}_{t+\Delta t}$ 를 구한 후 속도 및 변위 증가분을 얻는다. 그리하여 그 증가분에 대한 일반좌표에서의 변위는 모드좌표에서의 변위로부터 구할 수가 있으며 비선형 이력모델을 사용한 모드좌표에서의 R/C 골조구조물의 해석과정은 Table 1에 나타난 바와 같다.

시간이력 해석중에 고유치의 재산정 여부는 식 (19) 및 식 (20)을 이용하여 각 시간간격마다 산정되는 부재강성값 그 이전에 산정된 강성값과 비교하여 결정할 수 있다. 그 오차범위의 설정에 따라 해석결과의 정확성의 범주를 규정할 수 있다.

$$E^m = \sum_{i=1}^{2n} \left| \frac{\text{new}(EI)_i - \text{old}(EI)_i^m}{\text{new}(EI)_i} \right| \leq \text{TOLERANCE} \quad (19)$$

$$E = \text{MIN}(E_1, E_2, E_3, \dots, E_k) \quad (20)$$

여기서  $\text{new}(EI)_i$  = 현 증분하중에서의 부재단부의 i번째 강성값;  $\text{old}(EI)_i^m$  = 전단계 하중까지 산정된 m번째 강성군에서의 부재단부의 i번째 강성값;  $E_k$  = 허용오차범위에 드는 k번째 오차값이며 TOLERANCE 는 최대허용오차를 나타낸다. 허용

Table 1 Model analysis procedure

1. Input frame geometry, material properties, and load history
2. For each member,
  - determine elastic and initial inelastic member stiffness
3. From the global stiffness and mass matrices
  - $[K]_j = [K]_E + [K]_P$
4. Determine primary or first set of mode shapes and frequencies
5. For each incremental load step :
  - A. From global system of equations and determine current displacements
  - B. Calculate nodal displacements expressed in terms of global coordinates
  - C. For each inelastic member :
    - a. Calculate the element stiffness
    - b. Determine member end displacement and curvature in the plastic hinge zones using stiffness condensation.
    - c. Determine corresponding member forces using the hysteresis curves
    - d. Save the slope of the curvature relation for each plastic hinge zone
  - D. Form the updated global stiffness matrix
  - E. Determine the updated mode shape and frequency
  - F. Perform error analysis
6. Transform the response of normal coordinate to that of real coordinate
7. Return step 5) and repeat until the load history is complete

오차범위에 드는 값중에 최저치를 추출하여 그값에 상응하는 고유벡터를 사용하고 오차범위에 값이 존재하지 않으면 고유치를 재계산한다.

#### 4. 數値解析 結果 및 考察

선택된 구조물은 지진입력하중에 비선형거동이 나타나게 설계 되었으며 모드중첩법에 의한 결과와 직접적분법에 의한 총변위 및 총전단 응답을 비교하였다.

##### 4.1 구조모델

사용된 모델은 Fig.5 에서 도시된 바와 같이 5

Table 2 5-story frame section properties

	story	My	Ky(10 <sup>-4</sup> )	(EI) <sub>p</sub> (EI) <sub>e</sub>	comment
girder	4,5	5004	1.3268	0.002	values based on UBC 91
	1,2,3	6618	1.0480	0.002	
column (interior)	4,5	12935	1.0480	0.005	based on UBC 91
	1,2,3	12935	1.0480	0.005	
column (exterior)	4,5	9785	2.5002	0.005	
	1,2,3	9785	1.7866	0.005	

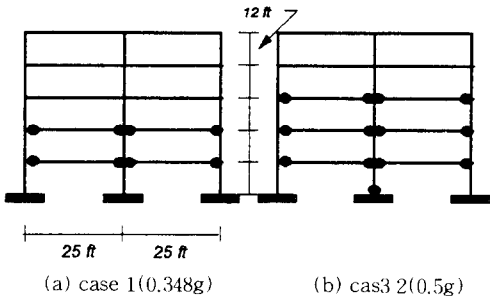


Fig. 5 Analysis frame and location of inelastic hinges

층 2경간의 모멘트 저항골조로서 UBC 91 규준에 따라 설계되었으며 설계된 부재단면 특성은 Table 2에 산정되어 있다.

강한기둥-연약보(strong column-weak beam) 개념에 근거하였기 때문에 하층의 증가에 따른 소성힌지는 대개 보에서 형성이 예상된다. 본 연구에 사용된 해석모델은 Fig.5 에서 보여진 바와같이 기둥과 보의 연결부를 집중질량으로 이상화하였고 모멘트-곡률 이력모델은 비선형거동이 예상되는 부재에 적용되었다. 지진파는 1940년 Elcentro NS 성분의 초기 10초의 기록을 사용하였고(최대가속도 0.348g) 구조물의 유연도에 따른 비선형거동을 조사하기 위하여 동일 파를 최대가속도 0.5g로 정규화하여 확장된 비선형거동에 따른 해석법의 효율성을 비교하였다. Fig.5는 사용된 골조의 형상 및 작용된 지진하중에 대한 구조물의 소성힌지 형성상태를 보여준다.

일반적으로 모드중첩법을 이용한 구조물응답은 변위응답에 고려되는 저차모드수에 영향이 있으나 본 연구에서는 5층 골조모델에서 5개의 저차모드가 층변위 및 층전단 응답산정에 고려되었다.

#### 4.2 비선형 부재수의 효과

최대가속도 0.348g 를 입력시켰을 때에는 Fig.5 에서 보여주는바와 같이 2층과 3층의 보에 소성힌지가 형성이 되고 가속도 0.5g의 입력에 대한 구조물의 응답은 Fig. 5(b)에 도시된 바와 같이 1층의 가운데 기둥의 지지점과 저층의 6개의 보에 소성힌지가 형성된다. Fig.6은 가속도 0.348g 를 입력했을 경우 2층에서 약 1.4의 층변위 연성도(story drift ductility)를 보여주며 0.5g 경우는 3층에서 2.8의 연성도를 나타내고 있다.

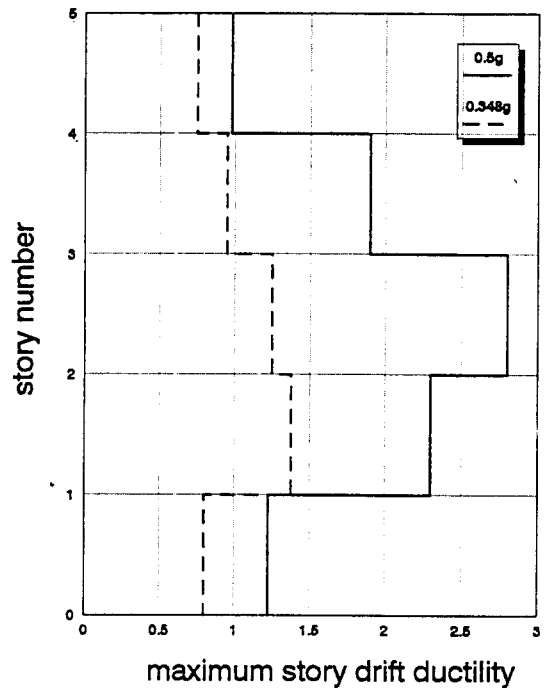
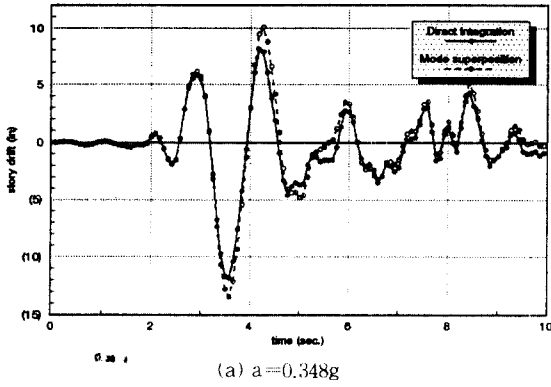
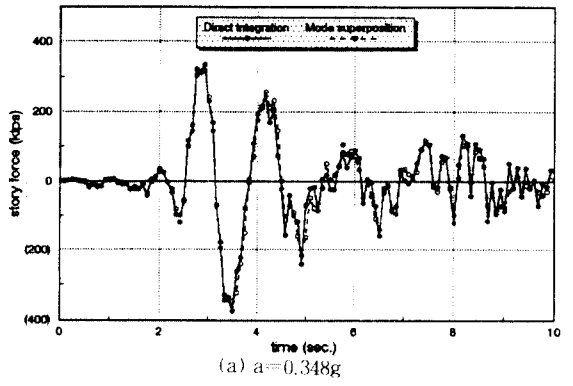


Fig. 6 Story drift ductility

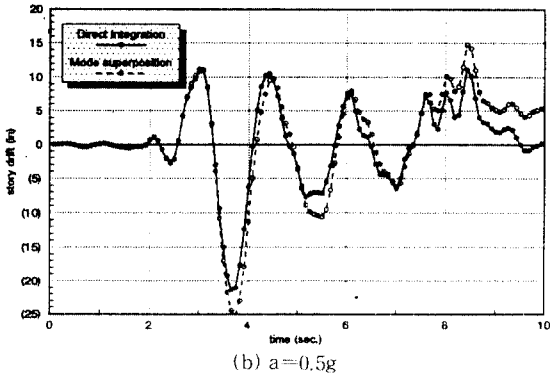
이 그림에서 볼수 있듯이 가속도의 증가에 따라 구조물의 연성도는 증가하나 연성도의 크기가 가속도의 증가에 따라 반드시 동일 층에 비례하여 증가하지는 않는다. 그이유는 동적하중 작용시는 고차모드의 영향으로 상부층의 소성힌지 분포가 다르게 형성되기 때문이다. Fig.7 에서 나타난 바와 같이 층변위 연성도가 1.4 일 경우, 모드해석법에 의한 변위이력은 엄밀해(직접적분법)에 거의



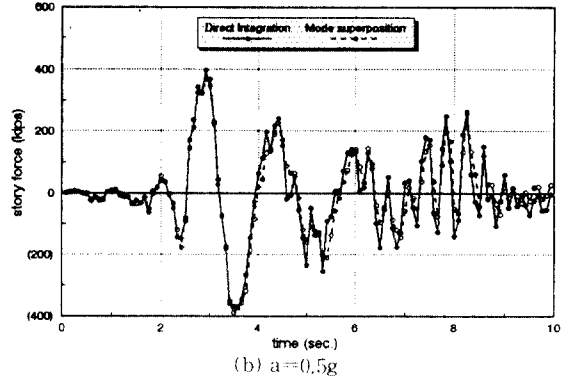
(a)  $a=0.348g$



(a)  $a=0.348g$



(b)  $a=0.5g$



(b)  $a=0.5g$

Fig. 7 Top floor displacement response

Fig. 8 Base shear response

수렴하고 있으며 층변위 연성도가 2.8 일 경우에도 모드해석법에 의한 변위력은 엄밀해에 잘 일치하고 있음을 볼 수 있다.

하중증가에 의한 소성힌지수의 증가는 구조물의 강성을 저하시키며 구조물 응답은 Fig.7 에서 나타난 바와 같이 변위의 절대치가 증가하며 응답 주기가 커짐을 알 수 있다. 또한 모드해석에 의한 응답은 엄밀해(직접적분법)에 상당히 수렴함을 보여주고 있다.

두개의 절대치가 다른 지진파에 대한 동적응답에서 층전단력은 거의 엄밀해에 수렴하고 있으나 (Fig.8) 층변위응답은 층전단응답보다는 엄밀해와 비교에서 오차가 발생함을 볼 수 있는데(Fig. 7) 그 이유는 각 층분해석 단계에서 모드좌표에서의 변위를 일반좌표의 변위로 치환하는 과정에서 생기는(사용된 기저모드수에 의한) 오차의 누적 현상으로 보여진다.

계산의 효율성에 대해서는 최대가속도 0.348g 의 경우 동적해석에 사용된 고유치군은 9개 이고 이 정도의 고유치군을 사용하여도 충분한 근사치를 얻을 수 있음을 알 수 있다. 모드해석법에 의한 수행시간은 직접적분법에 의한 해석에 비해 약 1/5 정도(16분,486 PC 사용) 소요되며 따라서 많은 계산량을 줄일 수 있음을 보여주고 있다. 그리고 0.5g의 가속도에 의한 해석에서는 13개의 고유치군이 얻어지며 해석에 사용된 시간은 직접적분방법에 비해 약 1/4(22분) 정도 소요되었다. Table 3에 정리된 해석결과는 해석에 소요된 시간의 절

Table 3 Summary of solution results

Maximum Ground Acceleration	Number of Eigenvalue set	Computing Time (based on the Direct Integration in %)	
		Direct Integration	Proposed Method
0.348g	9	100	21.5
0.5g	13	100	26.3



대값이 사용된 컴퓨터의 성능에 따라 달라지기 때문에 해석법의 효율성을 소요시간의 상대적인 비로서 표현하였으며 아울러 그에 상응하는 계산량도 추정할 수 있다.

두가지 해석 결과로부터 수정된 모드좌표 해석으로 엄밀해에 상당히 근접한 응답을 얻을 수 있다. 일정한 수의 고유치군으로 복잡한 구조물의 강성을 근사하게 표현하기는 어렵기 때문에 같은 수준의 오차를 가지는 근사값을 구하기 위해서는 산정되는 고유치군의 수도 비례하여 증가되어야 한다. 비탄성부재 수가 증가함에 따른 해석의 소요시간에 대한 영향은 구조물의 강성상태가 다양하게 나타나기 때문에 그에 비례하여 더많은 고유치가 요구되며 따라서 고유치산정 시간만큼 해석 시간도 증가하게 된다.

### 4.3 오차한계 범위설정에 따른 영향

일반적으로 비선형해석에 사용된 고유벡터군의 수는 허용오차의 범위설정에 따라 다르나 충분한 근사치가 예상되는 오차의 허용치(강성비의 5%)를 사용한 경우, 탄성부재수에 비해 대개 2-3배 정도로 나타나며 계산사의 소요시간 즉 계산량도 비례하여 증가한다. 전반적으로 수정된 모드해석에 의한 결과는 직접적분법에 의한 응답과 비교하여 만족할 만한 근접, 개선된 결과를 보여주며 비탄성부재수나 고유벡터군의 수가 계산의 효율성 및 정확성에 중요한 변수가 됨을 알 수 있다.

## 5. 結 論

모드좌표를 이용한 효과적인 비선형해석법에 대한 연구로서 철근콘크리트 골조 구조물에 적절한 해석적인 방법 즉 모드중첩법을 기초로 한 동적해석방법을 제안하였다. 여기서의 연구가 한정된 범위가기는 하나 제안된 방법에 의한 해석결과와 직접적분법에 의한 점진증분법의 결과와의 비교로부터 몇가지 결론은 1) 모드해석 알고리즘은 매카니즘형성이 그리 복잡하지 않는 골조구조물, 휨변형이 지배하는 구조물의 비선형해석에 적용 가능하며 2) 본 해석법은 일반적인 시간이력해석

법에 비해 계산량을 줄일 수 있으며 아울러 좋은 근사치를 얻을 수 있다. 그리고 3) 본 해석법은 비탄성 기동이 국부적으로 나타나는 구조물(soft story)일 경우에는 더욱 효율적임을 예상할 수 있다.

## 참 고 문 헌

1. Al-Haddad, M.S. and Wight, J.K., "Feasibility and Consequences of Moving Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake Resistant Design of R/C Buildings" Report No. UMCE 86-1, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, 1986
2. Belytschko, T. and Jiber, H.M., "Computational Methods for Transient Analysis (Computational Methods in Mechanics, Vol.1)" North-Holland Elsevier, Amsterdam, 1983
3. Chang, Kug-Kwan, "Nonlinear Dynamic Response of R/C Structures Using Sets of Eigenvectors" Ph.D Dissertation, U.C.L.A., 1992
4. Geschwindner, L.F., "Nonlinear Dynamic Analysis by Modal Superposition", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.107 No. ST12, December 1981, pp 2325-2336
5. Horii, K. and Kawahara, M., "A Numerical Analysis on the Dynamic Response of Structures" Proceedings of the 9-th Japan National Congress for Applied Mechanics, 1969, pp 17-22
6. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete" Journal of Structural Engineering Vol.114, No.8 August 1988, pp 1804-1826
7. Newmark, N.M., "A Method of Computation for Structural Dynamics" Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.85, No.EM5, July 1959, pp 67-94
8. Nickell, R.E., "Nonlinear Dynamics by Mode Superposition" Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol.7, 1976 pp 107-129
9. Remseth, S.N., "Nonlinear Static and Dynamic Analysis of Framed Structures" Com-

- puters and Structures, No.10, 1979, pp 879-897
10. Roufaiel, M. and Meyer, C., "Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frames for Dynamic Loading" Department of Civil Engineering Technical Report, Columbia University, New York, December 1981
  11. Saadeghvaziri, M.A. and Foutch, K.A., "Inelastic Behavior of R/C Highway Bridges under Horizontal and Vertical Earthquake Motions" Civil Engineering Studies, Structural Research Series, No.540, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, June 1988
  12. Saba, S.A. and Mahin, S.A., "Interactive Computer Analysis Methods for Prediction the Inelastic Cyclic Behavior of Structural Sections," EERC Report, No. 83/18, University of California, Berkeley, 1983
  13. Saïidi, M. and Sozen, M.A., "Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Structures" Civil Engineering Studies, Structural Research Series, No.465, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, August, 1979
  14. Wilke, R.A., "Finite Element Method for Nonlinear Dynamic Analysis Using a Modal Transformation Matrix", Ph.D. Dissertation, Texas A&M University, 1975
  15. Wilson, E.L., Farhoomand, I., and Bathe, K. J., "Nonlinear Dynamic Analysis of Complex Structures" International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.1, 1973, pp 241-252

(접수일자 : 1994. 4. 18)