

다단계 선형해석을 이용한 철근콘크리트 모멘트 골조의 내진설계

Earthquake Design of Reinforced Concrete Moment Frame Using Multiple Phase Linear Analysis

엄태성* 박홍근** 김창수***
Eom, Tae-Sung Park, Hong-Gun Kim, Chang-Soo

Abstract

Elastic analysis and design which is currently popular in practice may not assure the safety of structures subjected to inelastic deformation by earthquake. In the present study, an inelastic design method for reinforced concrete moment frames was developed. A series of linear analyses is performed for multiple earthquake load increments. In each analysis stage, the plastic mechanism which the engineer intends to develop is directly addressed. The final design strength and deformation of each member are determined as the sum of the results from the multiple linear analyses. The proposed method was applied to a 3-bay 12-story moment frame. The design result was verified by the comparison with the result of conventional nonlinear analysis on the structure. The proposed method can be conveniently used in design practice because linear analysis is used. Earthquake design strategy, such as the concept of strong column - weak beam, can be directly addressed in the proposed method by using the plastic mechanism that the engineer intends to develop.

키워드 : 모멘트 재분배, 강기둥-약보, 선형해석, 내진설계, 철근콘크리트

Keywords : Moment Redistribution, Strong Column-weak Beam, Linear Analysis, Seismic Design, Reinforced Concrete

1. 서론

일반적인 구조물은 경제적인 설계를 위하여 지진에 의하여 일정한 비탄성 연성거동을 갖도록 설계된다. 이러한 비탄성 거동특성을 해석 및 설계에 반영하기 위하여 능력스펙트럼방법(Capacity Spectrum Method, ATC 1996)을 포함하여 다양한 비선형 정적 방법(nonlinear static method)이 개발되어 사용되고 있다. 하지만 이러한 선진적인 비선형 방법들에도 불구하고, 여전히 실무에서는 설계의 편리를 위하여 탄성 해석 및 설계가 주로 이용되고 있다.

그러나 탄성해석을 사용하는 경우에는 구조물의 비탄성 거동특성을 설계에 반영하기 어렵기 때문에 구조물의 내진 안전성을 보장하기 어렵다. 따라서 ACI 318-05 (2005)와 같은 구조설계기준에서는 탄성설계의 단점을 보완하고자 약층현상(soft story)을 방지하기 위한 강기둥-

약보(strong column-weak beam) 설계를 규정하고 있다. 기둥의 휨항복에 의한 조기파괴를 방지하기 위하여 골조 내부의 보-기둥 접합부에서 상·하 기둥 휨강도의 합(ΣM_{pc})이 좌·우 보 휨강도의 합(ΣM_{pb})보다 1.2배 이상 크도록 규정하고 있다.

그러나 Park and Paulay(1975), Paulay and Priestley(1992), Lee(1996) 등의 연구에 의하면, 일반적인 탄성해석 결과와 달리 비탄성 거동을 보이는 골조에서는 기둥에 단곡률의 휨모멘트 분포가 발생할 수 있어 식(1)의 규정이 강기둥-약보의 메커니즘을 보장할 수 없으며, 실제 기둥의 휨항복을 방지하기 위해서는 탄성해석으로 결정된 기둥 강도보다 훨씬 커야 한다.

지진에 대한 안전한 구조설계를 위해서는 골조의 비탄성 거동특성을 직접적으로 설계에 반영하여야 한다. 그러나 현재 사용되고 있는 설계법은 복잡한 비선형 해석기법을 필요로 하므로 일반 구조기술자가 설계시 직접적으로 사용하기 어렵고 수치해석의 안정성이 좋지 않다. 또한 비선형해석법은 이미 설계된 기존 구조물의 성능평가 방법이므로, 설계를 수행하기 위해서는 먼저 탄성해석을

* 대구가톨릭대학교 건축학과 전임강사, 공학박사

** 서울대학교 건축공학과 부교수, 공학박사
(교신저자: parkhg@snu.ac.kr)

*** 서울대학교 건축학과 대학원 박사과정

사용하여 구조물에 대한 초기설계를 수행하여야 하고, 경제적인 설계를 위해서는 설계와 평가의 반복적인 작업을 수행하여야 한다.

Priestley(2000)는 구조물의 비탄성 강도 및 변형을 직접 고려할 수 있는 설계법으로서 직접변위기반설계법(direct displacement-based design method)을 개발하였다. 이 방법은 활선강성을 사용하여 구조물의 비탄성 강도 및 변형을 결정할 수 있지만, 실제 구조물을 단자유도 구조로 치환하는 방법을 사용하므로 복잡한 구조물이나 한계연성도(limited ductility)가 요구되는 구조물에는 사용하기 어렵다. Park and Eom(2005)은 소성힌지에서 활선강성을 이용한 선형해석으로 각 부재의 비탄성 강도와 변형을 직접 구하는 직접 비탄성 설계법(direct inelastic design)을 개발하였다. 그러나 경제적인 설계를 위하여 반복계산을 수행하기 위한 특수한 구조설계 소프트웨어가 필요하다.

본 연구에서는 변수연구를 통하여 모멘트 골조의 비탄성 거동에 의한 하중전달 메커니즘을 분석하고, 모멘트재 분배, 소성메커니즘 등을 고려하여 구조물과 각 부재의 비탄성 강도 및 변형을 평가할 수 있는 간편한 비탄성 내진설계법을 개발하였다. 구조물과 부재의 비탄성 거동을 평가하기 위하여 개발된 설계법은 기존의 비선형해석법으로 널리 사용 중인 등가선형해석 개념을 채용하여, 구조물의 비탄성 거동을 유한개의 설계단계로 구분하고 각 단계마다 선형해석을 수행하여 각 부재의 비탄성 강도 및 변형을 결정한다.

2. 비탄성 거동의 분석

강기동-약보 개념을 적용하여 내진설계된 구조물의 비탄성 거동에 의한 하중전달 메커니즘을 분석하였다. 구조물의 설계를 위하여 Park and Eom(2005)이 개발한 직접 비탄성설계법을 사용하였다. 직접비탄성설계에서는 소성힌지를 활선강성을 갖는 회전요소로 모델링한 다음 반복적인 선형해석을 통하여 모든 소성힌지의 강도 및 변형이 구조안전성을 위하여 규정된 일정한 유효영역에 포함되도록 제어한다. 따라서 각 부재에서의 비탄성 변형을 제어할 수 있고 강기동-약보, 한계연성도 등과 같은 설계 전략을 직접적으로 설계에 반영할 수 있다. 이러한 활선강성은 비탄성 거동에 의한 구조물 및 부재의 강성변화를 고려하므로, 모멘트재분배 및 소성메커니즘 등의 영향을 설계에 직접적으로 고려할 수 있다. 자세한 직접비탄성설계법은 참고문헌8에 나타나 있다.

그림 1은 2차원 1경간 6층 철근콘크리트 모멘트 골조를 보여준다. 층고는 4000 mm, 경간은 8000 mm이며, 기둥과 보의 단면크기는 각각 500×500 mm와 300×600 mm이다. 기둥과 보의 균열강성은 각각 $0.7E_cI_g$ 와 $2 \times 0.5E_cI_g$ (슬래브의 강성이 포함된 T형보)를 사용하였다.(ATC

1996) 여기서 E_c = 콘크리트의 탄성계수, I_g = 전체 단면에서 구한 단면이차모멘트이다. 각 층의 보에 작용하는 계수중력하중(1.4D+1.7L)은 80 kN/m이다. 지진하중(E)으로서 설계밀면전단력은 $V_E=420$ kN이고, 층지진하중의 분포는 지반으로부터 각 층까지의 높이에 선형으로 비례하는 역삼각형 분포를 사용하였다.(대한건축학회, 2005)

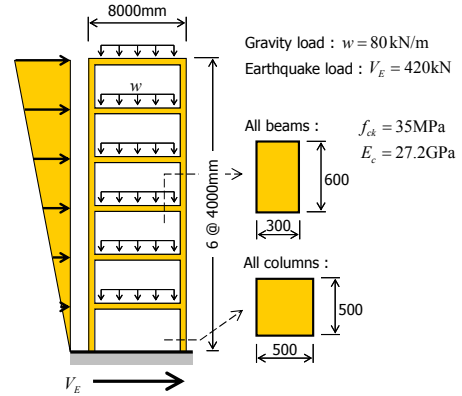


그림 1. 6층 1경간 철근콘크리트 모멘트저항골조 (단위 : mm)

중력하중과 지진하중에 의한 세 하중조합 즉, (1.4D+1.7L)과 $(0.75(1.4D+1.7L) \pm E)$ 에 대하여 직접비탄성설계를 수행하였다. 직접비탄성설계는 참고문헌8에서 개발한 소프트웨어를 사용하여 수행하였다. 설계시 다음과 같은 설계전략을 적용하였다.

- (1) 구조물의 소성힌지는 보의 양단부와 1층 기둥 하부에서만 발생될 수 있다. (강기동-약보 설계)
- (2) 보-기둥 접합부에서 보의 정방향 휨강도는 부방향 휨강도의 1/2 이상이다. 또한 보-기둥 접합부에서 상·하 기둥 휨강도의 합이 좌·우측 보의 휨강도 합의 1.2배보다 크다.(식(1))
- (3) 각 부재의 휨강도는 최소철근비와 중력하중에 의하여 요구되는 휨강도보다 크다. 또한 사용성 기준으로 지진하중의 50%, 즉 $(0.75(1.4D+1.7L) \pm 0.5E)$ 에 대하여 어떠한 부재에서도 휨항복이 발생되지 않는다.
- (4) 보와 기둥 소성힌지의 최대 소성회전각은 각각 $\theta_{pu} = 0.01$ 및 0.03 rad으로 제한한다.(ASCE 2000)

그림 2(a)에 나타난 바와 같이 직접비탄성설계를 수행한 결과, 기둥의 소성힌지가 억제되고 전 층의 보에 소성힌지가 분포되어 강기동-약보 설계전략이 실현되었다. 그림 2(b)에 직접비탄성설계법의 활선강성해석과 탄성해석으로 구한 각 부재의 휨모멘트 분포를 각각 실선과 점선으로 나타냈는데, 탄성해석과 달리 비탄성 거동의 영향이 반영된 직접비탄성설계에서는 각 층 보의 우측 단부에 발생된 휨모멘트가 보의 좌측 단부와 하부 기둥으로 재분배되는 양상을 보였다.

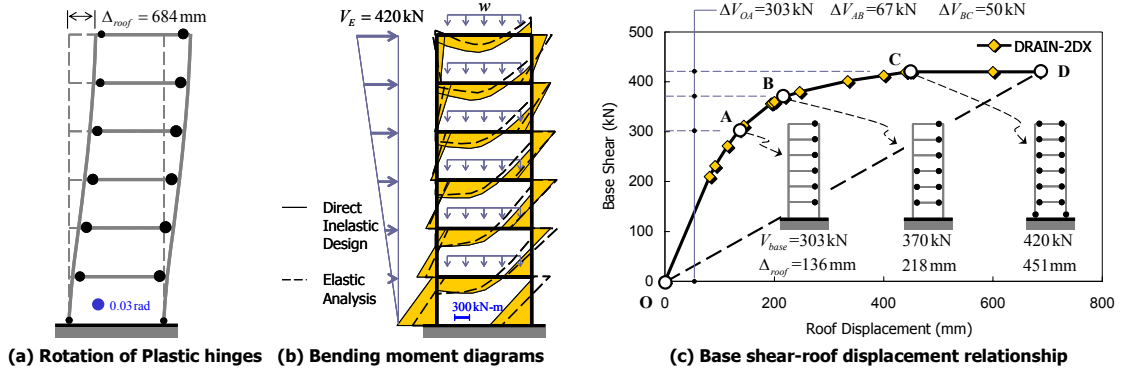


그림 2. 직접 비탄성 설계 결과; (a) 소성힌지 분포 (b) 휨모멘트 분포 (c) DRAIN-2DX를 이용한 비탄성 거동 분석

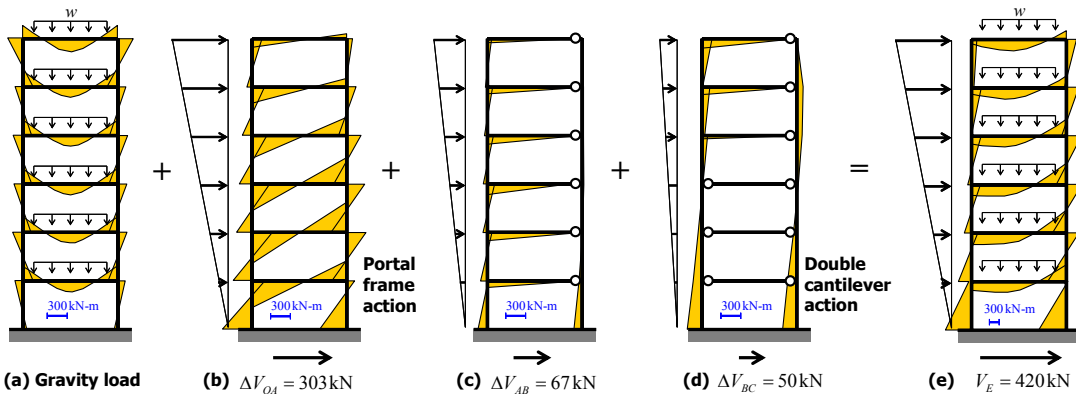


그림 3. 각 단계별 휨모멘트 분포; (a) 중력하중 (b) 지진하중 증분 ΔV_{OA} (c) ΔV_{AB} (d) ΔV_{BC} (e) 최종 휨모멘트 분포

비탄성거동에 의한 휨모멘트 변화를 연구하기 위하여, DRAIN-2DX(Prakash et al. 1993)를 사용하여 직접비탄성설계법으로 설계된 그림 2의 골조에 대한 비선형해석을 수행하였다. 비선형해석시 골조의 기둥과 보의 양단부에 회전요소가 달린 보-기둥요소로 모델링하였다. 소성힌지를 나타내는 부재단부 회전요소의 휨항복강도는 직접비탄성설계에 의하여 결정된 휨모멘트를 사용하였고, 소성힌지는 탄성-완전소성(elastic-perfectly plastic) 거동을 가정하였다. 그림 2(c)에 DRAIN-2DX에 의한 비선형해석 결과를 나타냈다. 비선형해석 결과 의도한 설계전략과 동일하게 1층 기둥하부와 모든 층의 보 양단부에 소성힌지가 고르게 분포되어 연성능력과 에너지소산능력이 우수한 소성메커니즘을 보였다.

그림 2(c)에 구조물에 소성힌지가 발생하여 강성 및 모멘트 분포가 급격히 변하는 점을 A~C로 표기하였다. 그림에 나타난 바와 같이 OA 단계에서는 1~6층 보의 우측 단부에 소성힌지가 발생되었고, AB 단계에서는 1~3층 보의 좌측 단부에 소성힌지가 추가로 발생되었으며, 그 이후 3~6층 보와 1층 기둥 하단부에서 소성힌지가 순차적으로 발생되어 결국 C점에서 구조물에 완전한 소성메커니즘이 형성되었다.

비탄성거동에 의한 하중전달 메커니즘의 차이를 분석하기 위하여, 그림 2(c)에 나타난 OA, AB, BC 단계에서 발생하는 기둥과 보의 휨모멘트 증분의 분포를 그림 3에

나타냈다. 그림 3(a)는 중력하중에 의하여 발생된 모멘트 증분을 보여준다. 보의 양단부에는 부모멘트가, 중앙부에 정모멘트가 각각 발생되었다. 그림 3(b)는 탄성 영역인 OA단계(그림 2(c)에서 밀면전단력 증분 $\Delta V_{OA}=303$ kN에 의하여 발생된 각 부재의 모멘트 증분을 보여준다. 모든 보와 기둥에서 이중곡률 모멘트가 발생되었다. 그림 3(c)는 AB단계에서 $\Delta V_{AB}=67$ kN에 의하여 발생된 각 부재의 모멘트 증분을 보여준다. OA 단계에서 힌지가 발생한 보의 우측 단부에서는 모멘트를 전달하지 못하므로, 우측 기둥에서는 크기가 작은 단곡률의 휨모멘트가 발생되었다. 반면 좌측 기둥은 보에서 전달되는 모멘트의 영향으로 대체로 이중곡률의 모멘트를 나타냈다. 그림 3(d)는 완전한 소성메커니즘이 형성되는 BC단계에서 $\Delta V_{BC}=50$ kN에 의하여 발생된 각 부재의 모멘트 증분을 보여준다. 상층부인 5~6층 보의 좌측 단부와 구조물의 하단부에서는 여전히 큰 강성을 발휘하고, 반면 1~4층 보의 양단부에서는 소성힌지가 발생되어 휨모멘트를 거의 전달하지 못한다. 따라서 1~5층 기둥의 전체 높이에 걸쳐 이중 캔틸레버 작용(double cantilever action)에 의한 모멘트 분포가 발생하였다. 그림 3(e)에서 나타난 바와 같이 각 부재의 최종 휨모멘트는 탄성거동에 의한 모멘트 증분(그림 3(a), (b))과 비탄성거동에 의하여 재분배된 모멘트 증분(그림 3(c), (d))의 합으로 결정된다.

그림 2(b)와 그림 3(e)에 나타난 바와 같이 탄성해석과

달리 강기둥-약보 개념이 실현된 직접비탄성설계에 의한 모멘트 분포는 다음 두 가지 특징을 나타냈다. 첫째, 저층부 기둥에서는 하부 모멘트가 큰 단곡률의 모멘트 분포를, 중간층 기둥에서는 이중곡률의 모멘트 분포를, 고층부 기둥에서는 기둥 상부의 모멘트가 큰 단곡률의 모멘트 분포를 각각 나타냈다. 이러한 기둥 모멘트 분포의 원인은 중·하층 보의 휨항복 이후 큰 강성을 발휘하는 1층 기둥 하단부와 상층부 보에 의하여 나타나는 이중켄틸레버 작용때문이다.(그림 3(d)) 둘째, 보-기둥 접합부에서 보의 부모멘트는 탄성해석 결과보다 감소되었고, 반면 1층 기둥의 모멘트와 상층부 보의 좌측단부 정모멘트는 증가되었다. 그 이유는 중력하중과 지진하중에 의한 부모멘트가 중첩되는 보의 우측 단부에서 조기 휨항복이 나타나고, 따라서 그림 3(c), (d)와 같은 비탄성거동에 의한 모멘트가 주로 탄성상태인 보의 좌측 단부(정모멘트)와 고층부 및 저층부 기둥으로 재분배되었기 때문이다. 이러한 분석 결과는 큰 변형능력이 요구되는 특수모멘트 골조에 대하여 기둥의 휨강도와 보 단부의 정모멘트 강도를 증가시키도록 규정하고 있는 ACI 318-05(2005)의 내진설계 규정의 타당성을 뒷받침하고 있다. 하지만 앞서 언급한 바와 같이 탄성해석 결과에 근거한 규정은 비탄성변형을 겪는 구조물의 내진 안전성을 보장하기 어렵다.

3. 다단계선형해석을 이용한 내진설계

그림 2(c)에 나타난 바와 같이 비탄성거동을 보이는 구조물의 하중-변형 관계는 본질적으로 비선형이다. 그러나 각 하중단계 OA, AB, BC에서 그림 3과 같은 소성힌지의 분포를 적절히 가정한다면, 근사적으로 각 단계의 비선형 관계를 일련의 선형관계로 이상화할 수 있다. 이러한 근사선형해석 개념은 이미 오래전에 개발되어 구조물의 근사적인 비선형해석방법으로서 적용되었다.(McGuire et al. 2000) 본 연구에서는 기존의 근사선형해석 개념을 기존 구조물의 비선형해석이 아닌, 새로운 구조물의 비탄성 강도 및 변형을 결정하는 내진설계에 적용하고자 한다.

3.1 설계 개념

본 연구에서는 각 부재의 비탄성 강도 및 변형을 직접적으로 제어할 수 있는 다단계선형해석(multiple phase linear analysis)을 사용한 내진설계법을 개발하였다. 제안된 설계법의 기본 개념은 그림 3에 나타난 바와 같이 구조물의 전체 거동을 유한개의 탄성 및 비탄성 설계단계로 구분하고, 각 단계마다 적절한 소성상태(소성힌지의 분포)를 정의하여 선형해석을 수행하는 것이다. 부재 소성힌지의 소성거동이 미리 정의되어야 하는 기존 구조물의 비선형해석과 달리, 새로운 구조물의 설계시에는 각 부재의 항복강도와 소성거동이 미리 결정되지 않는다. 따라서 각 설계단계의 선형해석은 각 부재에 대하여 최소

한으로 가정된 부재크기 및 탄성강성을 사용하여 수행된다. 최종적으로 각 단계의 선형해석으로부터 구한 부재력 및 소성변형 증분을 단순히 중첩함으로써 비탄성거동의 영향이 반영된 부재의 설계 강도와 변형을 결정한다.

새로운 구조물을 설계할 경우 원칙적으로 설계자는 설계기준에서 요구하는 최소한의 요건을 만족시키는 범위에서 각 부재 및 접합부의 설계강도를 자유롭게 결정할 수 있다. 다만, 이렇게 설계된 구조물 및 부재는 지진하중에 대하여 강도 및 변형 요구량을 확보하여야 하며, 나아가 우수한 내진 성능을 확보하기 위하여 심한 비탄성 변형에서도 약층현상 및 국부과과 없이 우수한 변형능력 및 에너지소산능력을 발휘하여야 한다. 따라서 제안된 근사선형해석 개념을 사용하여 합리적인 설계를 수행하기 위해서는 각 설계단계마다 구조물의 소성상태, 즉 소성힌지의 분포를 적절하게 정의할 수 있는 타당한 기준의 정립이 필요하다.

비탄성 설계단계에서 소성힌지의 분포는 하중조건, 설계기준의 요구조건, 설계자의 설계전략, 구조물의 요구 성능수준, 부재 및 접합부의 배근상세 등의 설계조건에 따라 다르게 정의되어야 한다. 이들의 영향은 각 부재의 최소 강도 M_{min} 과 최대 소성변형 θ_{pu} 으로 정량화시킬 수 있다. 예를 들어 중력하중이나 풍하중이 작용하는 경우 이들 하중에 의한 요구 강도를 부재의 최소 강도 M_{min} 으로 설정할 수 있다. 또한 설계기준에서 요구하는 최소철근비에 해당하는 모멘트 강도를 최소 강도 M_{min} 으로 사용할 수 있다. 강기둥-약보 설계전략을 사용할 경우 기둥의 최소 강도 M_{min} 을 크게 설정한다. 부재 단면의 배근상세와 구조물의 요구 성능수준은 소성힌지에서 허용되는 최대 소성변형 θ_{pu} 로 정량화시킬 수 있다. 각 비탄성 설계단계에서 선형해석에 의하여 결정된 부재 강도가 최소 강도 M_{min} 보다 크다면 그 부재는 항복하여 소성힌지가 발생한 것으로 간주할 수 있다. 이때 안전한 설계를 위해서는 휨항복이 일어난 부재의 소성힌지에 발생된 소성변형이 최대 소성변형 θ_{pu} 보다 작아야 한다.

3.2 설계 방법 및 절차

그림 4는 제안된 내진설계법의 절차를 보여준다. 그림에서 예제 구조물은 3단계의 선형해석을 수행하였으며 ($N=3$), 각 선형해석 단계의 지진하중, 휨모멘트, 변형각 등은 아래첨자 $i(= 1, \dots, N)$ 를 사용하여 나타냈다. 자세한 설계 방법 및 절차는 다음과 같다.

- 1) 설계하고자 하는 구조물의 해석모델을 구성한다. 강기둥-약보 설계전략을 실현하기 위해서는 각 층 보의 양단부와 1층 기둥의 하단부에서만 소성힌지가 발생하도록 허용한다. 이러한 소성힌지가 발생할 수 있는 영역을 잠재소성힌지(potential plastic hinge)로 정의한다.
- 2) 중력하중, 풍하중 등에 대하여 탄성해석을 수행하고,

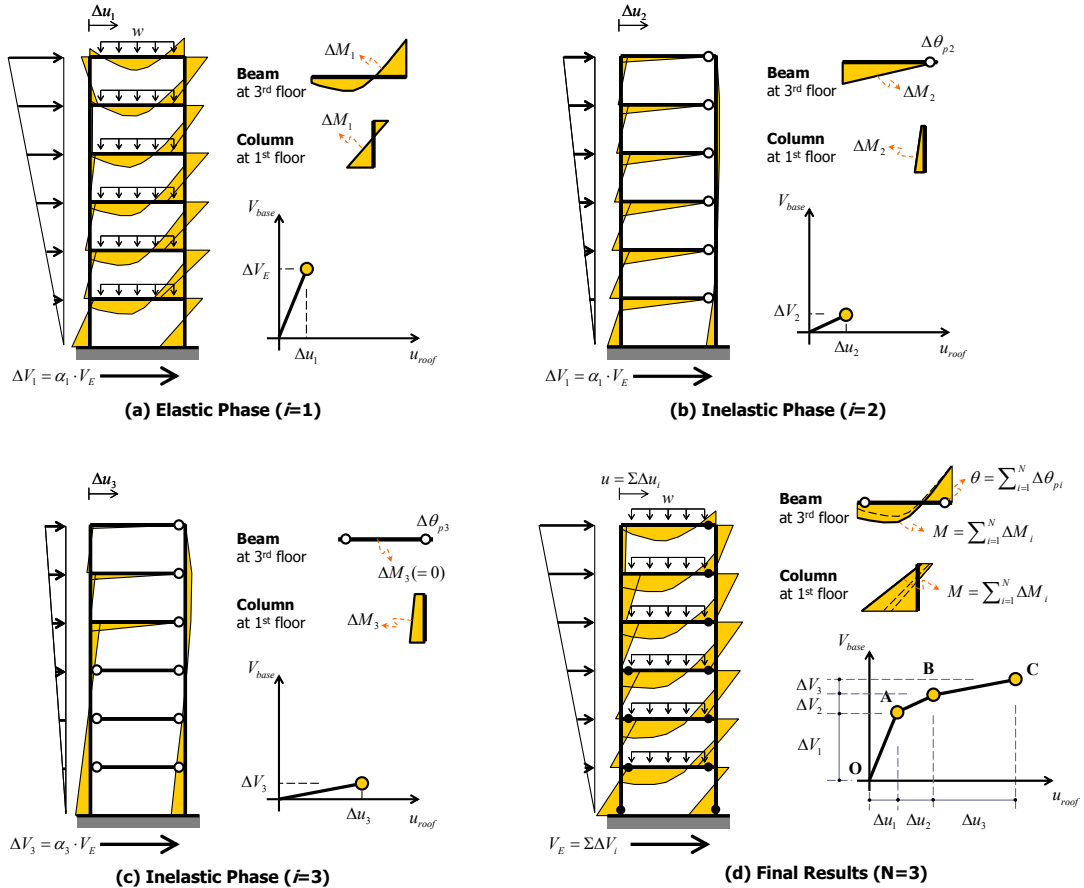


그림 4. 다단계선형해석법의 개념 및 절차

해석결과 계산되는 각 부재의 휨모멘트를 사용하여 각 잠재소성힌지에서의 최소휨강도 M_{min} 를 결정한다. 이때 M_{min} 은 설계기준에 제시된 최소철근비에 해당되는 휨모멘트 또는 설계자가 의도한 설계전략에 의하여 요구되는 최소휨강도보다 커야 한다.

3) 설계하고자 하는 구조물의 성능수준, 부재의 연성상세 등을 고려하여 각 잠재소성힌지에서 허용 가능한 최대 소성변형 θ_{pu} 의 크기를 결정한다. 이때 최대 소성변형 θ_{pu} 의 크기는 기존 설계기준(ASCE, 2000)이나 실험결과를 토대로 결정할 수 있다.

4) 탄성단계인 1번째 설계단계에서는 중력하중과 지진하중의 일부의 합인 하중조합 $G + \alpha_1 E$ 에 대하여 선형해석을 수행하고, 해석결과로부터 각 잠재소성힌지에 발생된 휨모멘트 ΔM_1 을 구한다. ($i = 1$, 그림 4(a) 여기서, $G =$ 계수중력하중, $\alpha_i = i$ 번째 설계단계의 지진하중 크기계수이며 $\sum_{i=1}^N \alpha_i = 1.0$ 을 만족해야 한다.

그런 다음, 각 잠재소성힌지에서 휨항복 여부를 검토한다. 만약 어느 잠재소성힌지의 ΔM_1 이 그 소성힌지의 최소 휨강도 M_{min} 보다 크다면 그 소성힌지에는 휨항복이 발생된 것으로 간주하고, 그렇지 않다면 그 잠재소성힌지에서는 휨항복이 발생되지 않은 것으로 설정한다. 다만, 기둥의 경우 조기 휨항복을 방지하기 위하여, 1층 기둥 하부의 잠재소성힌지는 마지막 설계단

계까지 휨항복 없이 탄성상태에 있는 것으로 가정한다.

5) 1번째 설계단계($i=1$)에서 검토한 각 잠재소성힌지의 휨항복 여부를 반영하여 2번째 설계단계($i=2$)의 선형해석을 위한 구조물의 해석모델을 새롭게 변경한다. 만약 1번째 설계단계에서 보의 좌측 단부에 있는 잠재소성힌지에서 휨항복이 발생하였다면, 그림 4(b)에 나타난 바와 같이 그 보의 우측 단부를 모멘트가 풀린 힌지로 모델링하거나 또는 항복이후강성(post-yield stiffness) k_p 를 갖는 회전요소를 설치한다. 반면 탄성상태에 있는 보의 좌측 단부는 모델링을 변경하지 않는다.

6) 비탄성 단계인 $i(= 2, \dots, N)$ 번째 설계단계에서는 이전 설계단계의 소성상태를 반영하여 변경된 구조물의 해석모델에 지진하중 $\alpha_i E$ 를 가하여 선형해석을 수행하고, 선형해석 결과로부터 각 잠재소성힌지에 발생하는 휨모멘트 증분 ΔM_i 를 구한다. 그런 다음 각 잠재소성힌지에서 휨항복의 발생 여부를 확인한다. 만약 현 설계단계까지 누적된 잠재소성힌지의 모멘트 $\sum_{j=1}^i \Delta M_j$ 가 최소휨강도 M_{min} 보다 크다면, 그 소성힌지는 i 번째 설계단계에서 휨항복이 발생하는 것으로 설정한다.

또한 i 번째 설계단계의 선형해석을 수행하여 이전 설계단계(2, ..., $i-1$ 단계)에서 항복하였던 소성힌지에 발생된 소성회전각 증분 $\Delta \theta_{pi}$ 을 구할 수 있다.

7) i 번째 설계단계에서 결정된 소성힌지 분포를 사용하여

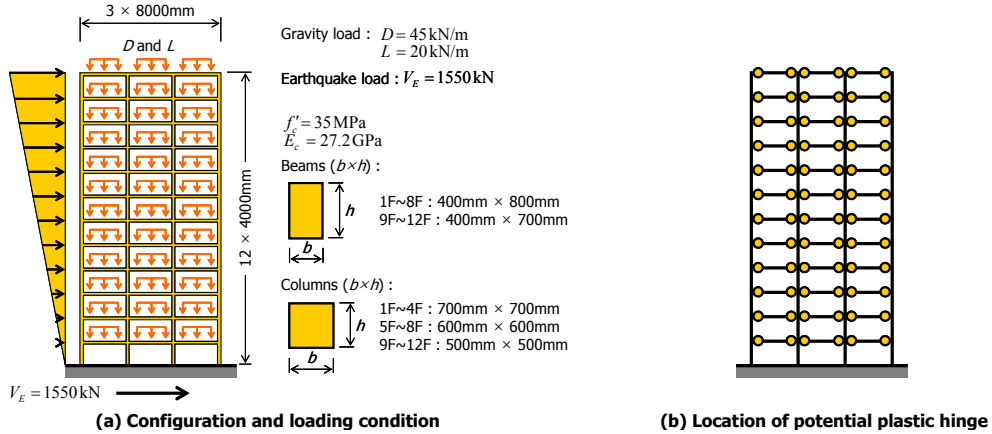


그림 5. 12층 3경간 철근콘크리트 모멘트 골조; (a) 골조형상, 부재치수, 그리고 하중조건 (b) 잠재 소성힌지

$i+1$ 번째 설계단계를 위한 구조물의 해석모델을 새롭게 변경한다. $i=N$ 이 만족될 때까지 선형해석, 소성힌지의 발생여부 검토, 구조해석모델의 변경 등의 설계 과정을 반복한다.(그림 4(c))

- 8) 탄성 및 비탄성의 모든 설계단계의 선형해석 결과를 중첩시켜 각 부재의 최종 설계모멘트 $M(=\sum_{i=1}^N \Delta M_i)$ 와 소성회전각 $\theta_p(=\sum_{i=2}^N \Delta \theta_{pi})$ 을 구한다.(그림 4(d)) 이렇게 결정된 각 부재의 최종적인 부재 모멘트와 소성변형은 구조물의 비탄성거동의 영향이 고려된 값이다.
- 9) 최종적인 설계결과의 적합성을 검토한다. 만약 부재의 모멘트 M 이 비정상적이거나 또는 소성힌지의 회전각 θ_p 가 최대 변형각 θ_{pu} 를 초과하는 경우에는 소성힌지의 위치를 조정하여 소성메커니즘을 변경하거나 또는 부재의 치수를 바꾼다.
- 10) 탄성 및 비탄성 설계단계의 선형해석으로부터 결정된 최종적인 부재 모멘트 M 과 소성회전각 θ_p 에 대하여 부재의 상세설계를 수행한다.

다단계선형해석의 결과는 설계단계의 수 N 과 각 설계단계의 지진하중 크기계수 α_i 에 따라 달라지며, 이들 변수는 구조설계자의 판단 또는 설계조건에 따라서 결정될 수 있다. 예를 들어 설계자가 즉시거주, 인명안전, 붕괴방지 등 세 가지의 성능수준(ASCE, 2000)에 대응하는 지진하중의 크기를 각각 $0.6E, 0.9E, 1.0E$ 로 결정하였다면, 3단계 설계단계($N=3$)로 구분하여 각 단계의 지진하중 크기계수를 각각 $\alpha_1=0.6, \alpha_2=0.3, \alpha_3=0.1$ 로 정하여 순차적으로 선형해석을 수행한다. 만약 설계결과가 바람직하지 않다면, 지진하중 크기계수를 변경하거나 또는 설계단계 수를 증가시켜 재설계한다. 비정형건물이나 고층건물처럼 복잡한 비탄성거동이 예상되는 경우에는 더 많은 설계단계로 구분하여 내진설계를 수행하는 것이 바람직하다.

설계자가 의도하는 골조의 소성메커니즘 즉, 소성힌지의 분포 또한 설계결과에 큰 영향을 준다. 따라서 요구 성능수준에서 허용하는 층간변위비 및 소성변형각 제한

을 만족하도록 소성힌지 분포를 적절하게 조절하는 것이 필요하다. 만약 구조물에 큰 층간변위가 발생할 것으로 예측되는 경우에는 소성힌지의 개수를 줄여 구조물에 발생하는 각 층의 횡변형의 크기를 줄인다. 또한 강기둥-약보 설계전략이 사용된다면 보의 양단부에서는 소성힌지가 발생되도록 허용하고 반면 기둥은 설계과정 내내 항상 탄성 상태에 머물도록 제어한다.

만약 본 연구에서 제안된 방법으로 설계된 구조물에 대하여 전통적인 비선형 해석을 수행한다면, 제안된 방법으로 예측한 하중-변위 관계(그림 4(d))와 동일한 성능곡선(push-over curve)을 얻을 수 있다. 이러한 결과는 탄성해석/설계/비선형 해석/평가/재설계 등의 반복적인 과정이 필요한 전통적인 비선형설계방법과 달리, 제안된 설계법은 탄성 및 비탄성의 다단계선형해석을 통하여 구조물과 부재의 비탄성 강도 및 변형을 직접적으로 결정할 수 있다는 사실을 가리킨다.

제안된 방법은 2차원 골조뿐만 아니라 3차원 골조, 비정형구조물에도 적용이 가능하다. 하지만, 제안된 방법을 실무에 적용하기 위해서는 각 단계별 구조물의 소성힌지의 발생 및 해석결과를 자동적으로 조합할 수 있는 전용 해석프로그램의 개발이 요구된다. 본 연구에서 정립된 설계절차는 기존 구조해석 및 설계 프로그램에 쉽게 통합될 수 있을 것으로 판단된다.

4. 설계예제 및 검증

본 연구에서 제안하는 설계법을 사용하여 그림 5(a)에 나타난 12층 3경간 철근콘크리트 모멘트골조의 내진설계를 실시하였다. 층고는 4000 mm이고, 각 경간은 8000 mm 이다. 1~4층, 5~8층, 9~12층 기둥의 단면크기는 각각 700x700 mm, 600x600 mm, 500x500 mm를 사용하였다. 1~8층, 9~12층 보의 단면크기는 각각 400x800 mm, 400x700 mm이다. 콘크리트의 압축강도 $f_{ck}=35$ MPa, 탄성계수 $E_c=27.2$ GPa, 그리고 철근의 항복강도 $f_y=400$ MPa 이다. 기둥과 보(T형 보)의 탄성강성(균열휨강성)은

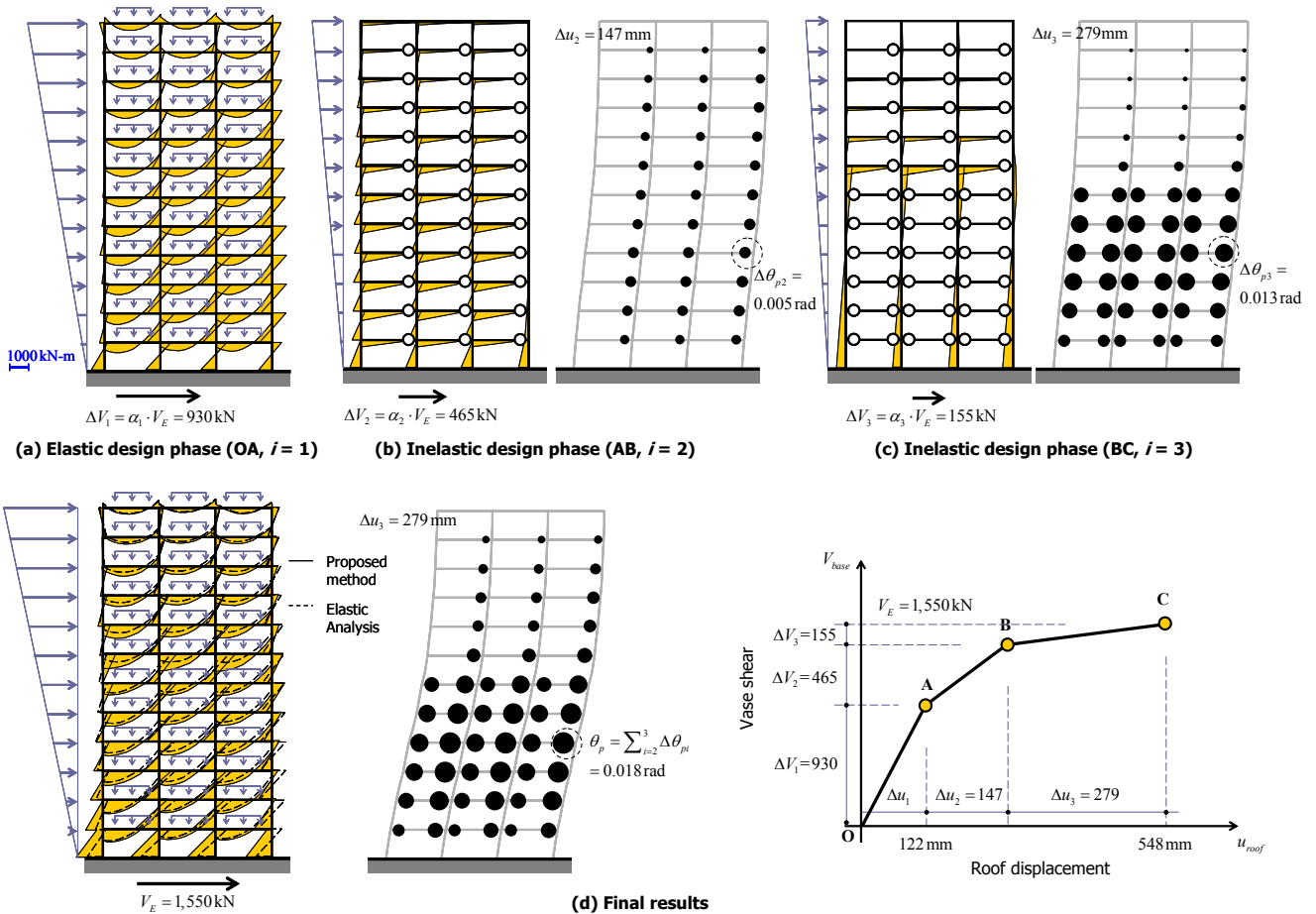


그림 6. 다단계 선형해석을 이용한 비탄성 내진설계 예제

각각 $0.7EI_y$ 와 $2 \times 0.5EI_y$ 를 사용한다.

그림 5(a)는 모멘트 골조에 작용하는 중력 및 지진 하중을 보여준다. 각 층의 보에 고정하중(D)과 적재하중(L)으로 45 및 20 kN/m가 재하되었고, 지진하중(E)으로서 설계 밀면전단력 $V_E=1550$ kN를 그림 5(a)와 같이 역삼각형 형태로 가정하였다. 내진설계시 다음과 같은 사항을 고려하였다.

- 1) 설계를 위한 하중조합으로 중력하중조합 ($1.4D+1.7L$)과 지진하중조합 ($0.75(1.4D+1.7L) \pm 1.0E$)를 고려하였다. 중력하중조합에 대해서는 탄성해석을 수행하고, 해석결과로 구한 각 부재의 휨모멘트를 최소강도 M_{min} 으로 사용하였다.
- 2) 즉시거주 성능수준에 대하여 극한 지진하중의 60% ($0.75(1.4D+1.7L) \pm 0.6E$)를 사용하며, 이 경우 어떠한 부재에서도 휨항복이 발생되지 않는다.
- 3) 총 3단계($N=3$)의 선형해석을 사용하였다. 각 단계 지진하중의 크기 계수는 $\alpha_1=0.6$, $\alpha_2=0.3$, $\alpha_3=0.1$ 을 사용하였다.
- 4) 보-기둥 접합부에서 보의 정방향 휨강도는 부방향 휨강도의 1/2 이상이다.

- 5) 강기둥-약보 설계전략을 사용하여 소성힌지는 보의 양단부에서만 발생한다.

보의 잠재소성힌지의 위치는 그림 5(b)와 같다. 소성힌지의 항복이후강성은 $k_p=0$ 으로 가정한다. 구조해석 프로그램으로 MIDAS/Gen(마이다는IT, 2005)을 사용하였다.

그림 6(a)~(c)는 다단계선형해석 결과를 보여준다. 그림에 나타난 바와 같이 OA, AB, BC 등 총 3단계의 설계단계를 가정하여 선형해석을 수행하였고, 각 설계단계의 선형해석으로 구한 부재 모멘트 증분을 그림에 나타냈다. 그림 6(d)는 각 설계단계로부터 구한 부재 모멘트를 중첩하여 나타낸 것이다. 비교를 위하여 탄성해석 및 직접비탄성설계에 의한 부재모멘트 분포를 그림 6(d)에 함께 나타냈다. 제안된 설계법은 비탄성거동에 의한 모멘트재분배를 고려하므로, 보 우측의 부모멘트는 줄어들고 보 좌측의 정모멘트는 증가되어 대부분의 보 양단부에서 거의 비슷한 크기의 정·부모멘트가 발생되었다. 또한 비탄성 거동의 영향으로 1~2층의 저층부 기둥에서 모멘트 요구량이 탄성해석에 비하여 크게 증가되었다.

그림 6(b)와 (c)는 비탄성 설계단계($i=2, 3$)에서 선형해석으로 구한 골조의 소성힌지 분포를 보여주며, 그림

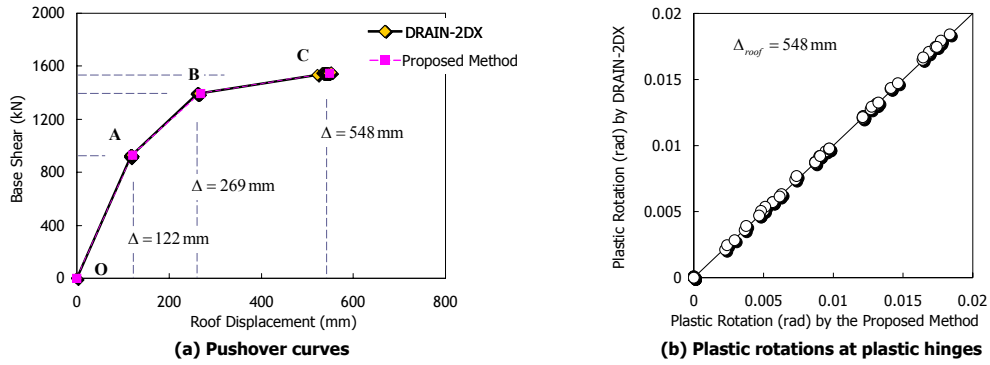


그림 7. 다단계선형해석 및 비선형해석 결과의 검증

6(d)는 최종적으로 골조와 부재에 요구되는 소성변형 분포를 보여준다. 그림에 나타난 바와 같이 다단계선형해석 결과 3층 가장 우측 소성힌지에서 소성변형 $\theta_p = 0.018$ rad 이 요구되는 것으로 나타났다. 그림 6(d)는 각 단성 및 비탄성단계의 선형해석 결과를 중첩시켜 구한 밀면전단력-지붕층변형 관계를 보여주는데, 다단계선형해석 결과 각 설계단계에서 각각 $\Delta u_1 = 122$, $\Delta u_2 = 147$, $\Delta u_3 = 279$ mm의 지붕층변형이 발생되어 지진하중에 의하여 골조에 $u_{roof} = 548$ mm의 지붕층변형이 발생되었다.

검증을 위하여, 제안된 방법으로 설계된 골조에 대하여 DRAIN-2DX를 사용하여 정밀한 단계별 비선형해석을 수행하였다. 보 양단부의 소성힌지의 항복강도로서 다단계 선형해석으로 결정된 모멘트를 사용하였다. 기둥의 경우 상·하 단부 설계 모멘트(그림 6(d)) 중 큰 값을 기둥의 휨항복강도로 정의하였다. 비선형해석은 지붕층변형이 548 mm에 이를 때까지 변위제어로 수행하였다. 그림 7(a)는 비선형해석으로 구한 밀면전단력-지붕층변형의 관계를 보여준다. 그림에 나타난 바와 같이 정밀한 비선형해석으로 구한 하중-변위 관계는 다단계선형해석으로 예측한 하중-변위 관계(그림 6(d))와 정확히 일치하였다. 그림 7(b)는 지붕층변형이 548 mm일때 다단계선형해석법과 DRAIN-2DX로 예측한 각 소성힌지의 회전변형을 비교하여 보여주는데, 두 해석결과가 정확히 일치하였다.

5. 결 론

안전한 내진설계를 위해서는 구조물의 비탄성거동특성을 구조해석과 설계에 반영하여야 한다. 본 연구에서는 다단계의 선형해석을 이용하여 구조물의 내진설계를 수행할 수 있는 새로운 선형해석/설계법을 개발하였다. 제안된 방법에서는 각 단계별 지진하중 증가분에 대하여 소성메커니즘을 고려하여 선형해석을 수행하며, 그 결과를 합하여 구조물 및 부재에 요구되는 비탄성 강도 및 변형을 계산한다. 개발된 방법은 선형해석을 사용하므로 실무설계에 편리하게 사용할 수 있다. 또한 각 단계별 해

석에서 설계자가 의도하는 붕괴메커니즘을 고려할 수 있으므로 변형능력 및 에너지소산능력이 우수한 강기둥-약보 설계가 가능하다. 또한 다양한 하중조합, 성능수준 등의 설계조건을 직접적으로 설계에 반영할 수 있다.

참고문헌

1. 대한건축학회, 건축구조설계기준, 건설교통부, 2005
2. 마이다스IT, MIDAS/Gen Analysis Manual, 2005
3. Applied Technology Council (ATC), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, ATC-40, Redwood City, CA, 1996
4. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-05) and Commentary (ACI318R-05)*, American Concrete Institute, 2005
5. American Society of Civil Engineers (ASCE), *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. 2000
6. Lee, H., "Revised Rule for Concept of Strong-Column Weak-Girder Design", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 4, pp.359-364, 1996.
7. McGuire, W., Gallagher, R. H., and Ziemian, R. D. *Matrix Structural Analysis (2/e)*. John Wiley & Sons, New York, NY, 2000.
8. Park, H. and Eom, T., "Direct Inelastic Earthquake Design using Secant Stiffness", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 9, 2005
9. Park, R., and Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley and Sons, New York, 1975
10. Paulay, T. and Priestley, M.J.N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, New York, NY, 1992.
11. Prakash, V., Powell, G. H., and Campbell, S., *DRAIN-2DX Base Program Description and User Guide -version 1.10*, SEMM Rep. No. 93/17, Univ. of California, Berkeley, CA, 1993

(接受: 2008. 5. 19)