비탄성변위비와 붕괴강도비를 이용한 MPA기반의 IDA 해석법

MPA-based IDA Using the Inelastic Displacement ratio, C_R and the Collapse Intensity, R_C

한상환¹⁾ · 석승욱²⁾ · 이태섭³⁾

Han, Sang Whan · Seok, Seung Wook · Lee, Tae Sub

국문 요약 >> 본 연구는 Modal Pushover Analysis(MPA)를 기반으로 비탄성 변위비(inelastic displacement ratio, C_R)와 붕괴 강도비(collapse strength ratio, R_C)를 이용한 간략한 Incremental Dynamic Analysis (IDA) 해석법을 제안해 냈다. 이 해석법은 선형 또는 비선형 동적해석 수행 없이 다자유도 시스템의 응답을 계산하기 때문에 간단하게 IDA곡선을 얻을 수 있다. 제안한 방법의 정확성은 6층, 9층, 20층의 철골 모멘트 골조를 대상으로 44개의 지진데이터를 사용하였으며 본 연구에서 제안하는 MPA를 이용한 C_R - R_C IDA 해석결과와 비선형 동적해석 (Nonlinear Response History Analysis)을 통한 IDA 응답값, 그리고 각 주요모드의 비선형 동적해석을 통한 MPA-IDA 응답 값을 비교하여 타당성을 확인하였다. MPA를 이용한 C_R - R_C IDA 해석법은 반복된 비선형 동적해석 과정이 없기 때문에 계산시 소요시간이 가장 작았으며 비교적 정확한 결과를 나타냈다.

주요어 MPA해석, IDA해석, 비탄성 변위비, 붕괴 강도비, 성능기반설계, 철골 모멘트 저항골조

ABSTRACT >> This study develops an approximate procedure for incremental dynamic analysis (IDA) using modal pushover analysis (MPA) with empirical equations of the inelastic displacement ratio (C_R) and the collapse strength ratio (R_C). By using this procedure, it is not required to conduct linear or nonlinear response history analyses of multi- or single- degree of freedom (MDF) systems. Thus, IDA curves can be effortlessly obtained. For verification of the proposed procedure, the 6-, 9- and 20-story steel moment frames are tested under an ensemble of 44 ground motions. The results show that the MPA-based IDA with empirical equations of C_R and R_C produced accurate IDA curves of the MDF systems. The computing time is almost negligible compared to the exact IDA using repeated nonlinear response history analysis (RHA) of a structure and the original MPA-based IDA using repeated nonlinear RHA of modal SDF systems.

Key words Incremental dynamic analysis, Inelastic displacement ratio, Collapse strength ratio, Approximate procedure, Empirical equation

1. 서론

지진으로 인한 구조물에 발생하는 요구하중과 구조물의 보유능력을 측정하기 위해 Incremental Dynamic Analysis (IDA)⁽¹⁾와 같은 방법이 개발된 바 있다. 이는 적절한 지진 데이터를 여러가지 강도 단계로 크기를 변경해 가면서 구조물의 비탄성 시간이력해석 (NL-RHA)을 수행하여 구조물의

응답을 탄성에서 동적 불안정 상태까지 측정하는 방법이다.

따라서 IDA 해석을 이용하면 구조물의 여러가지 한계상태에 해당하는 보유성능 또는 지진의 강도를 결정할 수 있지만 많은 계산과정 및 소요시간이 요구된다.

Vamvatisikos 와 Cornell⁽¹⁾은 이런 IDA 해석의 어려움을 해결하기 위하여 SPO2IDA⁽²⁾를 개발하였다. 이는 1차모드가 지배적인 구조물에 한해 다자유도 시스템의 응답을 1차모드의 Pushover 및 경험식을 사용하여 IDA 응답값을 예측하는 방법이다. 또한 Han과 Chopra⁽³⁾는 간략한 IDA 해석을 위해 Modal Pushover Analysis (MPA)방법을 제안하였다. 이는 다자유도 시스템의 비선형 동적해석을 수행하는 대신 주요모드에 대한 단자유도 비선형 동적해석을 이용하여 IDA 응답값을 계산해 내는 방법이다.

¹⁾ 정희원·한양대학교 건축공학과, 교수
(교신저자: swan82@hotmail.com)

²⁾ 한양대학교 대학원 석사과정

³⁾ 한양대학교 대학원 석사과정

본 논문에 대한 토의를 2010년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2010. 5. 28 / 수정일 : 2010. 8. 23 / 게재확정일 : 2010. 8. 24)

본 연구의 목적은 Han 과 Chopra⁽³⁾에 의해 개발된 방법 (Original MPA-IDA)을 더 효율적인 방법으로 제안하는데 있다. 이를 위해 기존의 단자유도 비선형 동적해석을 수행하는 방법 (Original MPA-IDA) 대신 비탄성 변위비 (Inelastic displacement ratio, C_R)와 붕괴 강도비 (Collapse strength ratio, R_C)를 이용하여 지진에 대한 응답값을 계산해 냈다. 이 연구에서 사용된 C_R 과 R_C 는 기존 논문에서 제시되었던 수식을 참조하였다.^{(4),(5)} 또한 본 연구에서 제안한 방법의 타당성은 MPA를 이용한 C_R - R_C IDA 해석 결과와 비선형 동적해석을 통한 IDA 응답값 (NL-RHA based IDA) 그리고 Original MPA-IDA의 결과를 비교 분석하여 확인하였다.

2. Original MPA-IDA

Chopra와 Goel⁽⁶⁾에 의해 개발된 MPA는 구조물 전체의 비선형 동적 해석을 수행하는 대신 주요모드의 단자유도 동적해석을 통해 응답을 예측하는 방법이다. MPA 해석 절차는 다음과 같다(그림 1).

- ① 단자유도 구조물을 등가 단자유도로 바꾸기 위하여 1,2,3차 모드에 대하여 $S_n^* = m \cdot \phi_n$ 의 하중분포로 pushover해석을 수행한다.
- ② pushover해석을 통해 얻은 pushover곡선을 각 모드 별로 이상화한 후 등가 단자유도 시스템으로 치환한다.

- ③ 치환된 등가 단자유도 시스템에 대해 비선형 동적해석을 수행하여 최대 변위 (Modal Peak Displacement, D_{mn})를 계산한다.
- ④ 식 (1)을 이용하여 D_{mn} 을 다자유도 시스템의 지붕층 최대 변위 (Modal Roof Displacement, u_m)로 변환한다. u_m 와 일치하는 최대 모드응답 (Peak Modal Demand, R_n)은 각 모드의 pushover 곡선을 통해 계산한다.
- ⑤ 식 (2)에서 제시하는 SRSS 모드조합을 통해 구조물 전체의 최대 응답을 계산한다.

$$u_{rn} = D_{mn} \Gamma_n \phi_n \quad (1)$$

$$r_o = \left(\sum_{n=1}^3 r_{no}^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

Original MPA-IDA는 1차모드 유사 가속도를 다양한 크기로 변화시켜 탄성에서 붕괴까지 반복된 MPA과정을 수행하는 것을 말한다. ATC-63⁽⁷⁾에서 제시하는 44개의 지진테이터를 이용하여 6층 철골 모멘트 골조에 대해 Original MPA-IDA 및 비선형 동적해석을 통한 IDA 결과를 그림 2에 나타내었다. NL-RHA based IDA를 수행할 경우 Pentium 4 3.0 GHz CPU-DDR 512 MB RAM 컴퓨터에서 5시간이 소요되었지만, 3차모드까지 고려한 Original MPA-IDA를 수행할 경우 10분이 소요되었다.⁽³⁾

〈그림 1〉 MPA 해석 절차

〈그림 2〉 6층 철골 모멘트 골조의 16%, 50%, 84%에 해당하는 L-RHA based IDA 및 Original MPA-IDA 해석 결과

3. MPA를 이용한 C_R - R_C IDA

3.1 비탄성 변위비(C_R)와 붕괴 강도비(R_C)

비탄성 변위비 (Inelastic Displacement Ratio, C_R) 와 붕괴 강도비 (Collapse Strength Ratio, R_C)를 이용한다면 반복적인 비선형 동적해석의 과정을 피할 수 있으므로 더욱 효율적으로 IDA 곡선을 그릴 수 있다.

3.1.1 비탄성변위비(Inelastic Displacement Ratio, C_R)

C_R 은 탄성변위에 대한 최대비탄성 변위비로 정의되며 철골 모멘트 골조의 이력거동을 가장 잘 묘사하는 강도 한계 이선형 모델⁽³⁾에 대해 한상환 등⁽⁴⁾에 의해 제안된 공식을 사용하였다.

감쇠비가 5% ($\zeta=5\%$)이며, 50%의 확률분포를 갖는 $(C_{R,50\%})_{\zeta=5\%}$ 의 공식은 다음과 같다.

〈표 1〉 C_R 식의 계수 값

	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5
$T_n \leq 0.8$	2.84	1.69	3.22	1.28	0.65
$T_n > 0.8$	4.07	0.34	5.36	3.14	2.15

〈표 2〉 R_C 식의 계수 값

	Strain-hardening stiffness ratio, α_s				
	0.00	0.03	0.05	0.10	0.20
a	0.00	0.30	0.38	0.65	1.57
b	1.09	0.85	0.61	0.51	1.07

$$(C_{R,50\%})_{\zeta=5\%} = 0.97^R + \frac{R^{a_1}}{(T_n)^{a_2} \cdot 10^{a_3} \cdot \mu_c^{a_4} \cdot \alpha_s^{a_5}} \quad (3)$$

여기서, $a_1 \sim a_5$ 는 표 1과 같다.

감쇠비가 5%가 아닌 시스템은 C_ζ 을 곱하여 C_R 을 구한다.

$$C_\zeta = \frac{(C_{R,50\%})_\zeta}{(C_{R,50\%})_{\zeta=5\%}} = 1 + \frac{0.06 \ln(\zeta) + 0.17}{(2 \cdot T_n)^{0.39}} R^{0.42} \quad (4)$$

C_R 의 자연로그 편차는 다음을 사용하여 계산한다.

$$\sigma_{\ln C_R} = -\ln\left(1 + \frac{4.60 \cdot (-18.05 + 11.44 \cdot \zeta + \ln(\zeta \cdot T_n))}{10^3 \cdot \mu_c^{0.06} (\alpha_s)^{0.08}} \cdot R^{0.4}\right) \quad (5)$$

3.1.2 붕괴 강도비(Collapse Strength Ratio, R_C)

시스템이 동적 불안정 (Global dynamic Instability, GI)의 상태에 이르면 지진의 강도가 조금만 증가하여도 변위는 무한히 커진다. 이것은 한상환 등⁽⁵⁾의 논문에서도 제시되었듯이 시스템의 붕괴 판단은 C_R 보다 항복강도 (A_y)에 대한 붕괴강도(A_C)의 비로 계산되는 R_C 가 객관적인 지표가 됨을 보여준다(그림 3).

한상환 등⁽⁵⁾에 의해 제안된 강도 한계 이선형 모델의 제안식은 다음과 같다.

먼저 감쇠비가 5%, 50%의 확률분포를 갖는 $[(R_C)_{\zeta=5\%}]_{50\%}$ 를 계산한다.

$$[(R_C)_{\zeta=5\%}]_{50\%} = 1 + \mu_c (1 - e^{-2.5T_n}) (-0.38 \mu_c^a \alpha_s^{-1})^{\mu_c^{-b} + 0.03T_n - 0.03 \ln T_n} \quad (6)$$

여기서 a , b 는 표 2와 같다.

감쇠비가 5%가 아닌 시스템은 C_ζ 을 곱하여 R_C 을 구해낸다.

$$C_\zeta = \left\{ 1 - \left[\frac{0.07 \ln \zeta + 0.20}{T_n^{0.38} (-\alpha_c)^{-0.26} \mu_c^{-0.44}} \right] \right\} \quad (7)$$

〈그림 3〉 붕괴강도비를 이용한 붕괴 판단

R_c 의 자연로그 편차는 다음 식을 이용하여 계산 한다.

$$\sigma_{\ln R_c} = \frac{0.22}{\zeta^{0.05}} \left[(-\alpha_c)^{0.03\mu_c - 0.29} + \frac{0.04\mu_c^{1.12} - 0.14}{\zeta^{0.28} \cdot T_n^{0.36}} \right] \quad (8)$$

pushover곡선을 통해 구조물의 항복강도(f_y)를 계산한 후 식 (9)를 이용하여 대상골조의 붕괴강도 (A_c)를 계산할 수 있다.

$$A_c = f_y \cdot R_c \quad (9)$$

3.2 MPA를 이용한 C_R-R_c IDA의 검증

3.2.1 대상 골조 및 지진데이터의 선정

본 연구에서는 대상골조로써 SAC 프로젝트에서 사용된 9층 20층 건물⁽⁸⁾ 및 1992 NEHRP의 요구성능에 맞게 설계된 6층 건물⁽⁹⁾을 사용하였다. 이 대상골조는 특수 모멘트저항 골조 (Special Moment Resistance Steel Frame: SMRSF) 로써 패널존의 영향력을 제외한 중심선 모델로 중력하중에 의한 효과가 포함되며, 부재의 강도 및 강성 감소는 고려하지 않는다(그림 4).

감쇠비는 Rayleigh Damping을 사용하였다(식 10). 여기서 m 와 k 는 질량 및 강성행렬을 나타내며, a_0 와 a_1 은 각각 질량 및 강성비례감쇠계수를 나타낸다. 6층과 9층 골조는 1차, 5차 모드에서 감쇠비가 2%가 되도록 하였고 20층 골조는 1차모드 및 0.2초의 주기에서 감쇠비가 2%가 되도록 하여 각 모드의 감쇠비를 계산한다.

$$c = a_0 m + a_1 k \quad (10)$$

지진 데이터의 선택은 ATC-63⁽⁷⁾에 제시된 44개를 사용

〈그림 4〉 본 연구에 사용된 대상골조

하였다. 이 지진데이터는 $M \geq 6.5$ 이고 진원으로 부터 거리는 8.7~98km에 위치해 있으며 단단한 지반에서 측정된 지진데이터로 구성되어 있다. 각 지진데이터를 통해 해석한 결과들은 정렬법 (Counting Method)을 이용하여 44개의 데이터를 크기 순서대로 나열하여, 22번째와 23번째의 평균 값을 중간값 (Median)으로 정하였고, 7번째 위치한 값을 16%, 37번째 위치한 값을 84%의 확률을 갖는 값으로 정하였다.

3.2.2 MPA를 이용한 C_R-R_c IDA 해석절차

MPA를 이용하여 각 모드의 응답값 (r_n)을 얻기 위해서는 앞서 설명한대로, 먼저 각 모드별 pushover해석이 요구된다. 그림 5는 본 연구에서 사용한 세 구조물의 pushover 해석 결과를 나타낸 것이다. 그림 6 및 표 3은 1차모드 pushover곡선을 등가 단자유도 시스템의 밀면 전단력과 변위에 대한 곡선($V_{bn}/M_n^* - u_{rn}/\Gamma_n \phi_{rn}$)으로 만들기 이상화한 결과를 나타낸 것이다. Han 과 Chopra⁽³⁾의 논문에서 증명된 결과에 따라 철골 모멘트 골조의 이상화는 강도한계 이 선형 모델을 사용하였다.

다음으로 MPA를 이용한 C_R-R_c IDA해석에서 고차모드의 영향을 고려하기 위해 본 연구는 다음과 같은 과정을 수행하였다. 선택된 44개의 지진데이터를 이용하여 그림 7와 같이 탄성응답 스펙트럼을 그린 후 지진데이터들의 중간값을 이용하여 선택된 구조물의 1차, 2차, 3차모드 주기의 응답값을 계산 한다(그림 7). 그리고 식 (11)를 이용하여 $A(T_i,$

〈그림 5〉 6층 9층 20층 건물의 pushover해석

〈그림 6〉 1차모드 pushover곡선 및 이상화

〈표 3〉 1차모드 이상화 값

Property parameters	6-story	9-story	20-story
T_1	1.65 sec	2.34 sec	3.98 sec
α_s	0.03	0.03	0.04
μ_c	2.10	4.40	2.25
α_c	-0.12	-0.15	-0.25
A_y	0.22 g	0.18 g	0.09 g

2%)에 대한 $A(T_n, 2\%)$ 의 값인 β_n 을 계산한다.

$$A(T_n, 2\%) = \beta_n \cdot A(T_1, 2\%) \quad (11)$$

구조물에 대해 β_n 이 결정되면 1차모드 지진가속도가 임의로 주어질 때 2차, 3차모드의 유사가속도 값은 식 (11)을 통해 계산할 수 있다. 이와 같은 과정을 수행하는 이유는 IDA를 해석할 때 지진의 강도 (Intensity Measure, IM)는 1차모드 유사가속도값으로 주어지므로, 1차 모드의 응답을 통해 2차 3차 모드의 응답값을 예측하기 위함이다.

그림 7은 44개의 지진데이터를 이용하여 감쇠비 2%를 갖는 유사가속도 스펙트럼과 6층 건물의 1,2,3차 모드에 대한 유사가속도 중간값 (Median)을 계산한 것이다. 여기서

〈그림 7〉 44개의 지진데이터를 이용한 유사 가속도 스펙트럼 ($\zeta = 2\%$)

$\beta_1, \beta_2, \beta_3$ 는 식 (11)을 따라 1.00, 2.85, 3.37으로 되며, 만약 IDA 곡선에서 1차모드 유사가속도가 $A_1=0.6g$ 로 주어진다, $A_2=1.71g(=0.60 \times 2.85)$, $A_3=2.02g(=0.60 \times 3.37)$ 의 값을 갖는다.

IM이 결정되면 식 (12)을 이용하여 탄성변위 (D_{no})을 계산하고 표 3 및 C_R 제안식을 이용하여 구조물의 각 모드별 비탄성 변위(D_{mo})를 계산한다.

예를 들어 6층 건물의 경우, $A_1=0.6g$ 일 때 탄성 변위 $D_{1o} = (\frac{1.65}{2\pi})^2 \times 1.71 = 40.59cm$, 비탄성 변위비 ($C_{R-50\%}$) $_{2\%}$

〈그림 8〉 6층골조의 MPA를 이용한 C_R - R_C IDA 예제

=0.893, 비탄성 변위 $D_{1m,50\%}=0.893 \times 40.59=36.27\text{cm}$ 의 값을 갖는다(그림 8).

$$D_{no} = \left(\frac{T_n}{2\pi}\right)^2 \cdot A_n \quad (12)$$

비탄성 변위가 결정되면 pushover결과를 이용하여 구조물의 응답값을 얻을 수 있으며, 각 모드의 응답을 얻은 후 식 (2)를 통해 그림 8과 같은 IDA곡선을 그릴 수 있다.

그리고 IDA곡선이 플랫라인이 되는 붕괴값은 제안식 및 표 3을 이용한다. 예를 들면, 6층건물의 붕괴강도비는 $(R_{C-50\%})_{2\%}=5.78$ 로 계산되며, $A_{C,50\%}$ 은 식 (9)에 의해 $A_{C,50\%}=A_y \cdot (R_{C-50\%})_{2\%}=0.22g \cdot 5.78=1.27g$ 의 값을 갖는다(그림 8).

3.2.3 제안방법의 평가

제안한 방법의 정확성을 평가하기 위해 LA 6, 9, 20층의 건물의 NL-RHA based IDA, Original MPA-IDA, 그리고 MPA를 이용한 C_R - R_C IDA의 해석결과를 비교하였다. NL-RHA based IDA 곡선을 참 (Exact IDA)으로 가정하였으며 해석프로그램은 DRAIN-2DX를 이용하여 수행하였다.

그림 9-11은 LA 6, 9, 20층 구조물의 16%, 50%, 84%에 해당하는 지붕층 층간 변위비 및 최대 층간변위비를 나타낸 것이다. MPA를 이용한 C_R - R_C IDA는 계산상 간단하면서, 6층 예제건물에서 IDA곡선을 비교적 정확하게 예측함을 알 수 있다. 9층, 20층 건물에서는 MPA를 이용한 C_R - R_C IDA가 Exact IDA에 비해 일부 위로 치우쳐 있지만 기존 논문에서 제시되었던 Original MPA-IDA 결과와 거의 유사한 값을 가졌다. 이는 pushover 곡선을 통해 응답값을 예측하기 때

〈그림 9〉 LA 6층 건물의 16%, 50%, 84%에 해당하는 NL-RHA IDA, Original MPA-IDA, MPA를 이용한 C_R - R_C 해석결과

〈그림 10〉 LA 9층 건물의 16%, 50%, 84%에 해당하는 NL-RHA IDA, Original MPA-IDA, MPA를 이용한 C_R - R_C IDA 해석결과

〈그림 11〉 LA 20층 건물의 16%, 50%, 84%에 해당하는 NL-RHA IDA, Original MPA-IDA, MPA를 이용한 C_R - R_C -IDA 해석결과

문에 발생하는 것으로 예상된다⁽⁶⁾.

표 4는 IDA의 성능수준인 기능수준 (Immediate Occupancy, IO)와 붕괴방지수준 (Collapse Prevention, CP), 전체붕괴 (Global Instability, GI)의 값을 IDA해석 방법에 따라 비교하여 나타낸 것이다. IO는 최대층간변위(θ_{max})가 2%에 도달할때의 성능점을 말하며, CP는 θ_{max} 가 10%를 넘지 않으며 IDA곡선의 탄성 기울기의 20% 기울기를 갖는 성능점을, GI는 IDA곡선의 기울기가 0이되는 flat-line으로 강도가 근소하게 증가하여도 구조물의 응답이 매우 커지는 영역을 말한다. 표 4를 통해 본 연구에서 제안한 방법이 각 구조물의 성능점 또한 비교적 정확하게 예측함을 알 수 있다.

〈표 4〉 LA 6, 9, 20층 건물의 16%, 50%, 84%에 해당하는 NL-RHA IDA(Exact), Original MPA-IDA(Approx), C_R - R_C 를 이용한 MPA-IDA(Approx)의 성능점

Building	Limit State	16%		50%		84%	
		Exact	Approx	Exact	Approx	Exact	Approx
6 Story	IO	0.27	0.32* (0.32**)	0.35	0.39*(0.42**)	0.48*	0.49* (0.58**)
	CP	0.69	0.84 (0.77)	1.09	1.24 (1.17)	1.58	1.85 (1.67)
	GI	0.81	0.85 (0.87)	1.27	1.27 (1.29)	1.86	1.90 (1.87)
9Story	IO	0.14	0.22 (0.19)	0.23	0.25 (0.28)	0.32	0.30 (0.34)
	CP	0.76	0.88 (0.83)	1.27	1.18 (1.20)	1.79	1.72 (1.52)
	GI	0.94	1.01 (1.11)	1.63	1.50 (1.72)	2.41	2.25 (2.34)
20 Story	IO	0.09	0.11 (0.11)	0.14	0.13 (0.14)	0.18	0.16 (0.17)
	CP	0.22	0.29 (0.27)	0.34	0.42 (0.38)	0.50	0.59 (0.53)
	GI	0.27	0.30 (0.34)	0.41	0.43 (0.44)	0.70	0.60 (0.62)

* C_R - R_C 를 이용한 MPA-IDA, ** Original MPA-IDA

4 결 론

본 연구는 단자유도 및 다자유도 비선형 동적해석을 수행하지 않고 구조물의 IDA 응답을 예측할 수 있는 MPA를 이용한 C_R - R_C IDA 해석법을 제안하였다. 제안한 방법은 기존연구에서 제안된 비탄성 변위비와 붕괴강도 및 pushover 곡선을 이용하여 IDA곡선을 결정하는 것으로, 기존의 Han and Chopra⁽³⁾에 의해 제안된 MPA-IDA 방법에 비해 단자유도 비선형 동적 해석과정이 없으므로 소요되는 시간이 굉장히 적을 뿐 아니라 수식으로 간단하게 IDA곡선을 예측할 수 있다.

제안한 방법의 정확성은 LA 6, 9, 20층의 구조물을 대상으로 ATC-63에서 제시하는 44개의 지진데이터를 이용하여 NL-RHA based IDA, Original MPA-IDA 그리고 본 연구에서 제안하는 MPA를 이용한 C_R - R_C IDA의 결과를 비교 분석하였다. 제안한 방법은 16%, 50%, 84%의 확률분포를 갖는 IDA 곡선에서 비교적 정확하게 구조물의 응답을 예측하였으며 구조물의 성능점을 평가하는 IO, CP, GI에서도 비교적 정확한 결과를 나타냈다.

즉 본 연구에서 제안한 방법을 이용하여 철골 모멘트 골조 구조물의 IDA곡선 및 성능점을 간단하게 얻을 수 있다.

감사의 글

본 논문은 교육과학기술부(MEST) 우수연구센터 육성사업인 한양대 친환경건축센터 (R11-2005 -056-040020-0)의 지원과 한국연구재단 (2009-0086384)의 지원으로 수행된 것으로 이에 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

1. Vamvatsikos, D., and Cornell, C. A., "Incremental dynamic analysis," *Earthq. Engrg. Struc. Dyn.*, 31, 491-514, 2002.
2. Vamvatsikos, D. and Cornell C. A., "Direct estimation of seismic demand and capacity of multi-degree of freedom systems through incremental dynamic analysis of single degree of freedom approximation," *J. Struct. Engrg. (ASCE)*, 131(4), 589-599, 2005.
3. Han, S.W., Chopra A.K., "Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 135, 1853-1873, 2006.
4. 한상환, 이태섭, "강도한계 이선형 단자유도 시스템의 비탄성 변위비," 지진공학회 게재예정, 2010.
5. 한상환, 김종보, 배문수, 문기훈, "강도한계 이선형 단자유도 시스템의 동적 불안정," 지진공학회 Vol.12, No. 5, 2008.
6. Chopra, A. K., and Goel, R. K., "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings," *Earthq. Engrg. Struc. Dyn.*, 31, 561-582, 2002.
7. ATC 63, Quantification of building seismic performance factors, *ATC-63 project*, FEMA 695, Washington, D.C., 2008.
8. Gupta, A., and Krawinkler, H., "Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures (SAC Task 5.4.3)," *Report No. 132*, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA., 1999.
9. Han, S.W., Wen, Y.K., "Methods of reliability-based seismic design II: calibration of code parameters," *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 123(3), 256-263., 1997.