

내진성능의 증분동적해석을 위한 비선형 약산법의 비교 검토

Comparison of Approximate Nonlinear Methods for Incremental Dynamic Analysis of Seismic Performance

배경근¹⁾ · 유명화²⁾ · 강병두³⁾ · 김재웅⁴⁾

Bae, Kyeong-Geun · Yu, Myeong-Hwa · Kang, Pyeong-Doo · Kim, JaeUng

국문 요약 >> 구조물의 내진 성능 평가는 구조물에 가해진 지진력에 대한 변위요구와 같은 구조물의 성능 평가를 필요로 한다. 증분동적해석(IDA)은 지진하중에 대한 구조물의 성능 평가를 위해 최근에 알려진 해석 방법이다. 이 방법은 구조물의 탄성 단계에서부터 항복, 파단에 이르기까지 지반가속도의 증가 수준에 따른 구조물의 전체 거동을 파악할 수 있는 방법이다. 대부분의 구조물들은 강한 지진을 받을 경우, 비선형 거동의 변형이 예상된다. 여러 가지 비선형해석법 가운데 구조물의 내진역량을 계산하기 위한 가장 정확한 방법은 비선형 시간이력해석(NRHA)이긴 하나 많은 시간과 노력이 요구되고 있다. 따라서 구조물의 비선형 거동을 보다 간편하게 예측하기 위한 정확하고 실용적인 비선형 약산해석법에 관한 연구들이 활발히 진행되고 있다. 비선형 모드중첩법(UMRHA)은 pushover곡선으로부터 구한 등가단자유도계를 비선형 시간이력해석 또는 응답스펙트럼을 이용하여 구조물의 비선형 응답을 구할 수 있는 방법이다. 직접스펙트럼해석법(DSA)은 pushover 해석으로부터 구조물의 선형 진동주기와 항복강도를 구한 다음, 반복계산 없이 비선형 응답을 직접 산정하는 약산법이다. 본 연구에서는 내진성능의 증분동적해석을 위한 비선형 약산법의 정확성과 신뢰성을 비교 검토한다.

주요어 내진성능, 증분동적해석, 직접스펙트럼해석법, 비선형 모드중첩법

ABSTRACT >> Seismic performance evaluation of structure requires an estimation of the structural performance in terms of displacement demand imposed by earthquakes on the structure. Incremental Dynamic Analysis(IDA) is a analysis method that has recently emerged to estimate structural performance under earthquakes. This method can obtained the entire range of structural performance from the linear elastic stage to yielding and finally collapse by subjecting the structure to increasing levels of ground acceleration. Most structures are expected to deform beyond the limit of linearly elastic behavior when subjected to strong ground motion. The nonlinear response history analysis(NRHA) among various nonlinear analysis methods is the most accurate to compute seismic performance of structures, but it is time-consuming and necessitate more efforts. The nonlinear approximate methods, which is more practical and reliable tools for predicting seismic behavior of structures, are extensively studied. The uncoupled modal response history analysis(UMRHA) is a method which can find the nonlinear reponse of the structures for ESDF from the pushover curve using NRHA or response spectrum. The direct spectrum analysis(DSA) is approximate nonlinear method to evaluate nonlinear response of structures, without iterative computations, given by the structural linear vibration period and yield strength from the pushover analysis. In this study, the practicality and the reliability of seismic performance of approximate nonlinear methods for incremental dynamic analysis of mixed building structures are to be compared.

Key words seismic performance, incremental dynamic analysis(IDA), direct spectrum analysis(DSA), uncoupled modal response history analysis(UMRHA)

1. 서론

1.1 연구배경 및 목적

기존의 내진규준들은 Northridge 지진이나 Kobe 지진 이

후 개선 및 보완의 필요성이 나타나게 되었다. 이에 따라 큰 지진 발생시 구조물의 붕괴방지 뿐만 아니라 작은 지진에서도 기능수행을 만족시킬 수 있는 다단계 내진성능수준 (multi-level performance level)인 이른바 성능기반내진설계(performance-based seismic design)의 도입 필요성이 대두되었다.

따라서 성능기반내진설계를 위한 구조물의 성능을 평가할 수 있는 방법이 요구되어진다. 증분동적해석(incremental dynamic analysis; IDA)은 구조물의 탄성 단계에서부터 항복, 파단에 이르기까지 지반가속도의 증가 수준에 따른 구

¹⁾ 정회원·동아대학교 건축공학과 대학원 석사과정

²⁾ 동아대학교 건축공학과 대학원 석사과정

³⁾ 정회원·거창전문대학 건축과 조교수, 공학박사

⁴⁾ 정회원·동아대학교 건축학부 교수, 공학박사

(대표저자: jukim@dau.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2008년 4월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2007. 11. 29 / 심사종료일 : 2008. 1. 23)

조물의 전체 거동을 파악할 수 있는 방법이다. 이러한 IDA를 수행하면 구조물의 성능을 직접적으로 평가할 수 있다.

IDA를 수행하기 위해서는 비선형 응답산정이 필수적이며, 이를 위한 방법으로는 비선형 시간이력해석법(nonlinear response history analysis; NRHA), 직접스펙트럼해석법(direct spectrum analysis; DSA), 비선형 모드중첩법(uncoupled modal response history analysis; UMRHA) 등이 있다.

구조물의 성능 평가를 위한 비선형 해석법 가운데 가장 정확한 것은 직접적분법에 의한 비선형 시간이력해석법이지만, 실용성과 단순성의 측면에서 약산적인 해석법들⁽¹⁻³⁾이 요구된다. 대표적인 약산법으로는 능력스펙트럼법(ATC-40)⁽⁴⁾, 변위계수법(FEMA-273)⁽⁵⁾ 등이 있으며, 그 중 ATC-40은 선형 요구스펙트럼과 유효감쇠를 사용하여 등가선형 요구스펙트럼으로의 변환과 반복 계산과정으로 간단하게 구조물의 성능을 평가하는 것이나, 그 결과가 부정확한 경우⁽¹⁾가 많다. 이와 같은 등가선형 요구스펙트럼 대신 비선형 요구스펙트럼을 사용하는 방법들에 대한 연구들^(6,7)이 진행되어 계산과정이 대폭 줄어들기는 하나 아직도 다소의 연산과정이 요구된다.

한편 DSA는 pushover 곡선으로부터 구조물의 비선형 항복강도와 진동주기를 구한 다음, 일련의 계산과정을 거치지 않고 직접적으로 구조물의 비선형 최대응답을 구할 수 있는 방법이다. UMRHA는 pushover 곡선으로부터 구한 등가단자유도계(equivalent single degree of freedom; ESDF)에 대한 비선형 시간이력해석을 중첩하여 구조물의 비선형 최대응답을 구할 수 있는 방법이다. 또한 DSA와 UMRHA는 약산적으로 비선형 응답을 산정한다고 할 수 있으나, DSA는 1차모드만 고려하지만 UMRHA는 고차모드까지 고려할 수 있는 방법이다.

본 연구에서는 복합구조물의 IDA 선도 작성을 위한 비선형 응답 산정을 비선형 시간이력법과 약산법으로 수행한다. 그리고 각 응답 산정방법에 따른 IDA 선도를 통하여 약산법들의 정확성과 신뢰성을 검토하고자 한다.

1.2 연구방법 및 내용

비선형 약산법의 신뢰성과 실용성을 검토하기 위한 해석 모델로는 근래들어 많이 건설되고 있는 상부벽식-하부골조의 3차원 복합구조물로서 상부벽식은 16개 층, 하부골조는 3개 층이다.

해석모델의 비선형 응답 산정을 위한 약산법으로는 DSA와 UMRHA를 사용한다. 그리고 비선형 가속도응답스펙트

럼을 결정하기 위해 사용된 프로그램은 USEE⁽⁸⁾이고, 비선형해석에 사용된 프로그램은 CANNY 99⁽⁹⁾이다.

UMRHA는 모드별 ESDF를 비선형 시간이력해석을 통해 최대응답을 산정하며, 각 모드별 응답은 SRSS법으로 조합한다.

DSA와 UMRHA를 적용하기 위해 각 모드별 여러 가지 변수들을 산정하고, 구조물에 대한 pushover 해석을 위한 수평하중의 분포로는 s_n^* 을 사용하였다. 그리고 DSA는 1차 모드만 고려하였고, UMRHA는 1~3차 모드까지 고려하였다.

동적해석의 감쇠로는 Rayleigh 감쇠를 사용하였으며, 강성변화의 영향을 받지 않는 것으로 가정하였다. 또한 입력 지진동으로는 모두 18가지의 지진기록을 고려하였고, 적분 시간 간격은 0.005sec 이하가 되도록 하였다.

이와 같은 조건과 방법에 따라 복합구조물을 해석모델로 선정하여 IDA를 위한 비선형 응답을 산정하였으며, NRHA, DSA, UMRHA에 따른 IDA 선도를 작성하였다.

작성된 IDA 선도를 통해 복합구조물의 성능 수준에 따른 성능을 산정하였으며, NRHA의 응답에 대한 오차를 통해 비선형 약산법들의 신뢰성과 실용성을 평가하였다.

2. 비선형 해석

2.1 비선형 시간이력해석(NRHA)

2.1.1 운동방정식

외력을 받는 비선형 감쇠 및 강성구조물에 대한 운동방정식은 식 (1)과 같다.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + k_s u = p(t) \quad (1)$$

여기서, m 은 구조물의 질량행렬을, c 는 시간 i 에 따라 변하는 구조물의 감쇠행렬을, k_s 는 시간 i 에 따라 변하는 구조물의 강성행렬을, u 는 변위벡터를, \dot{u} 는 속도벡터를, \ddot{u} 는 가속도벡터를, $p(t)$ 는 외력을 나타낸다.

방정식에서 진한 글자체의 기호는 벡터(vector) 또는 행렬(matrix)을 의미한다.

일반적으로 질량행렬은 상수로 취급되나, 모든 다른 항들은 시간에 따라 변한다고 볼 수 있다. 감쇠 메카니즘은 정량적으로 명확하게 규명되어 있지 않으나, 구조동역학⁽¹⁰⁾에서는 수학적으로 단순한 점성감쇠(viscous damping)로 표현하여 이용되고, 질량행렬과 강성행렬에 비례하는 Rayleigh 감쇠를 사용한다.

2.2 비선형 모드중첩법(UMRHA)⁽¹¹⁾

2.2.1 운동방정식

지진하중을 받는 비선형(강성)구조물의 거동에 대한 비선형 모드중첩법의 운동방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \text{sign}\dot{u}) = sp(t) \quad (2)$$

$$s = m\iota \quad p(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (3)$$

$$\iota^T = (\iota_1, \dots, \iota_N) \quad (4)$$

여기서, m 은 구조물의 질량행렬을, c 는 구조물의 감쇠행렬을, f_s 는 저항력 벡터를, u 는 변위벡터를, \dot{u} 는 속도벡터를, \ddot{u} 는 가속도벡터를, s 는 공간분포벡터를, $p(t)$ 는 외력을, ι 는 영향벡터를, $\ddot{u}_g(t)$ 는 입력지진동, N 은 자유도의 숫자를 나타낸다.

식 (2)의 우변은 유효지진력으로서 공간분포벡터 s 와 시간함수스칼라 $-\ddot{u}_g(t)$ 의 곱으로 나타낼 수 있고, 공간분포벡터 s 는 아래와 같이 모드별 공간분포벡터 s_n 의 중첩으로 가정할 수 있다.

$$s = \sum_{n=1}^N s_n, \quad s_n = \Gamma_n m \phi_n \quad (5)$$

$$\Gamma_n = L_n/M_n, \quad L_n = \phi_n^T m \iota, \quad M_n = \phi_n^T m \phi_n \quad (6)$$

여기서, s_n 는 n 차모드의 모드공간분포벡터를, ϕ_n 는 n 차모드 벡터를 나타낸다.

선형계와 마찬가지로 각 모드가 비연립되어 식 (2)의 해를 각 모드응답의 중첩으로 가정할 때, n 차모드응답은⁽¹¹⁾

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \text{sign}\dot{u}) = -s_n \ddot{u}_g(t) \quad (7)$$

으로 구해질 수 있고, 식 (7)은 식 (8)의 변환을 거쳐 n 차모드 방정식 (9)이 된다.

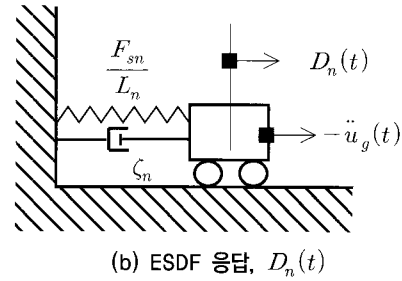
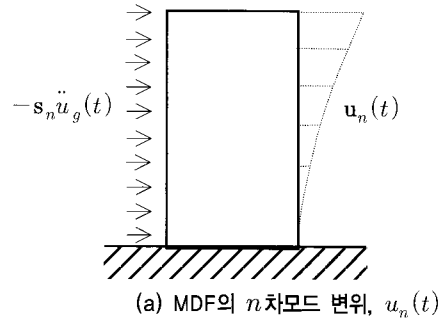
$$u_n(t) = \phi_n q_n(t) \quad (8)$$

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n + P_{sn}/M_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (9)$$

$$P_{sn} = P_{sn}(q_n, \text{sign}\dot{q}_n) = \phi_n^T f_s(q_n, \text{sign}\dot{q}_n) \quad (10)$$

여기서, $u_n(t)$ 는 n 차모드의 변위벡터를, $q_n(t)$ 는 n 차모드의 모드좌표를, ω_n 은 n 차모드에서 선형계의 고유진동수를, ζ_n 는 n 차모드에서 선형계의 감쇠비를 나타낸다.

식 (9)는 식 (11)의 변환을 거쳐 등가단자유도계(ESDF)에 대한 n 차모드 운동방정식 (12)가 얻어진다.



〈그림 1〉 n 차모드 응답해석모델

$$q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (11)$$

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{D}_n + F_{sn}/L_n = -\ddot{u}_g(t) \quad (12)$$

$$F_{sn} = F_{sn}(D_n, \text{sign}\dot{D}_n) = P_{sn}(q_n, \text{sign}\dot{q}_n)/M_n/\Gamma_n \quad (13)$$

2.2.2 n 차모드 변위

ESDF의 응답 $D_n(t)$ 로부터 UMRHA에 따른 n 차모드의 비선형 변위는 식 (14)와 같이 산정된다.

$$u_n(t) = \phi_n q_n(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (14)$$

식 (14)를 살펴보면, 모드참여계수(상수스칼라, Γ_n)와 MDF 모드형상(상수벡터, ϕ_n) 및 ESDF변위(시간함수스칼라, $D_n(t)$)의 곱이 됨을 알 수 있다. 결국 그림 1(a)의 $-s_n \ddot{u}_g(t)$ 에 대한 MDF의 변위는 그림 1(b)의 $-\ddot{u}_g(t)$ 에 대한 ESDF의 응답 $D_n(t)$ 로부터 구해질 수 있다.

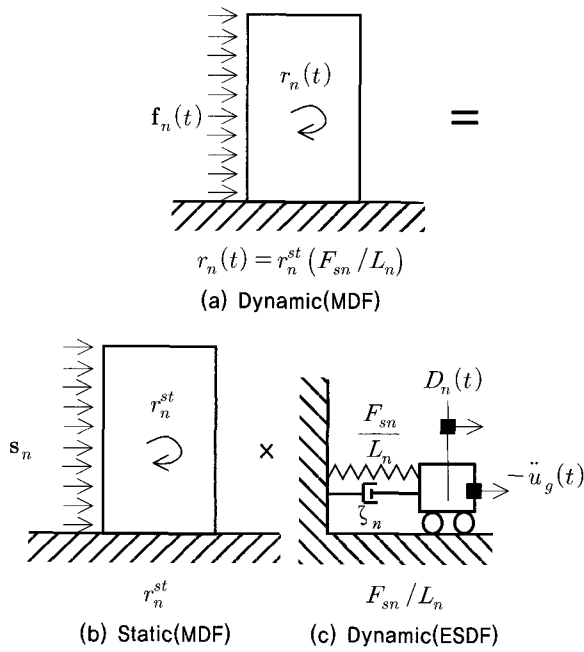
2.2.3 n 차모드 응답

등가항력은 공간분포벡터 s_n 과 스프링력의 곱이므로, n 차모드 등가항력을 구하면

$$f_n(t) = s_n F_{sn}/L_n \quad (15)$$

이 되며, 식 (15)는 MDF공간분포(상수벡터, s_n)와 ESDF 스프링저항력(시간함수스칼라, F_{sn}/L_n)의 곱이 된다.

결국 n 차모드 응답은 그림 2에 나타난 것처럼 다음과 같



〈그림 2〉 n차모드 응답, $r_n(t)$

이 산정할 수 있다.

$$r_n(t) = r_n^{st} F_{sn} / L_n \quad (16)$$

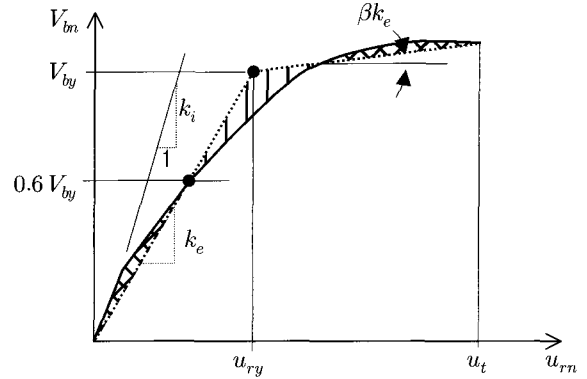
식 (16)의 우변은 s_n 에 대한 MDF정적응답(그림 2(b))과 $-\ddot{u}_g(t)$ 에 대한 ESDF저항력(시간함수스칼라, 그림 2(c))의 곱이 되며, 스프링저항력 $F_{sn}/L_n = A_n(t)$ 를 n 차모드 유사가속도라 하고, 선형인 경우에는 $A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t)$ 이 된다.

2.2.4 n차모드 강성골격곡선

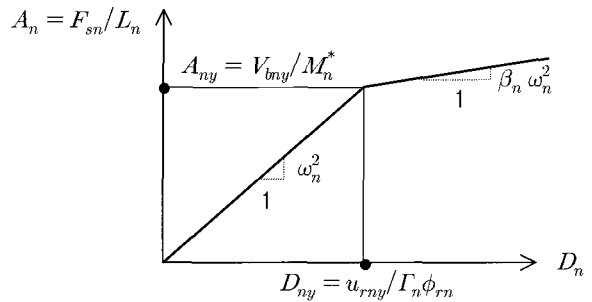
위와 같은 UMRHA에 의한 응답 $u_n(t)$ 또는 $r_n(t)$ 산정에서는, s_n 에 대한 MDF정적응답 r_n^{st} 와 함께, ESDF의 변위 $D_n(t)$ 또는 저항력(유사가속도) $F_{sn}/L_n (= A_n(t))$ 가 필요하다. 식 (12)에서의 $D_n(t)$ 를 구하기 위해서는 n 차모드 ESDF의 비선형 강성골격곡선 $F_{sn}/L_n - D_n$ 이 요구되며, 이것은 아래와 같은 pushover 해석으로부터 구해질 수 있다.

우선 pushover 해석의 외력분포로는, $s_n^*(=m\phi_n)$ 를 가정하며⁽¹¹⁾, 이 외력분포에 대하여 크기를 증가시키면서 전체 구조물을 pushover 해석하면 그림 3의 실선과 같은 밀면전단력-최상층변위관계($V_{bn} - u_{rn}$)가 얻어진다.

그리고 이 pushover 곡선은 FEMA-273⁽⁵⁾의 방식대로 pushover 곡선과 변형에너지가 같고, 항복밀면전단력 V_{by} 의 60%에서 교차하도록 그림 3의 점선과 같은 이선형으로



〈그림 3〉 n차모드 pushover 곡선



〈그림 4〉 이선형 강성골격곡선($F_{sn}/L_n - D_n$)

이상화 한다.

밀면전단력 V_{bn} 과 최상층변위 u_{rn} 는 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$V_{bn} = M_n^* F_{sn} / L_n \quad (17)$$

$$u_{rn} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \quad (18)$$

여기서, n 차모드 유효질량 $M_n^* = \Gamma_n L_n$ 이고, ϕ_{rn} 은 n 차모드 벡터의 최상층 요소를 나타낸다. 위로부터 $F_{sn}/L_n (= A_n)$ 과 D_n 을 구하면,

$$F_{sn} / L_n = V_{bn} / M_n^* \quad (19)$$

$$D_n = u_{rn} / \Gamma_n \phi_{rn} \quad (20)$$

이므로, $V_{bn} - u_{rn}$ 곡선(pushover 곡선)으로부터 $F_{sn}/L_n - D_n$ 강성골격곡선을 구할 수 있다. 이선형으로 이상화된 $F_{sn}/L_n - D_n$ 또는 $A_n - D_n$ 강성골격곡선의 예를 나타내면 그림 4와 같다.

그림 4에서 A_{ny} , D_{ny} 는 각각 A_n , D_n 의 항복값이고 초기 선형 구간 내에서의 기울기는 식 (21)과 같이 진동수제곱을 의미하며, 식 (21)의 T_n 은 n 차 (선형)진동주기가 된다. 또한 그림 4의 β_n 은 항복후강성비를 나타낸다.

$$\omega_n^2 = \frac{A_{ny}}{D_{ny}} = \left(\frac{2\pi}{T_n} \right)^2 \quad (21)$$

위와 같이 구해진 강성골격곡선 $F_{sn}/L_n - D_n$ 에 대하여 ESDF를 비선형해석하여 변위 $D_n(t)$ 또는 유사가속도 $A_n(t) (= F_{sn}/L_n)$ 를 산정하면, 식 (14) 또는 식 (16)에 따라 n 차모드 응답 $u_n(t)$ 와 $r_n(t)$ 를 구할 수 있다.

2.2.5 전체응답

위에서 구한 n 차모드 응답들을 중첩하면 전체응답이 구해질 수 있다.

$$u(t) = \sum_{n=1}^N u_n(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (22)$$

$$r(t) = \sum_{n=1}^N r_n(t) = \sum_{n=1}^N r_n^{st} A_n(t) \quad (23)$$

2.3. 직접스펙트럼해석법(DSA)

UMRHA의 특성과 장단점을 토대로 구조물의 기본모드 ($n=1$)만을 고려하여, 보다 간단하게 직접 비선형 최대응답을 구하려는 약산적인 방법이 직접스펙트럼해석법의 기본 개념이다. 앞으로의 전개에서 응답의 최대치는 아래첨자 0로 표기하기로 한다.

2.3.1 MDF 최대 변위

최대응답은 식 (14)에 따라 다음과 같이 구할 수 있고, ESDF의 D_{1o} 는 아래의 2.3.2절과 같이 산정한다.

$$u_{1o} = \Gamma_1 \phi_1 D_{1o} \quad (24)$$

여기서,

$u_{1o} = |u_1(t)|_{\max}$: 기본모드의 최대 변위

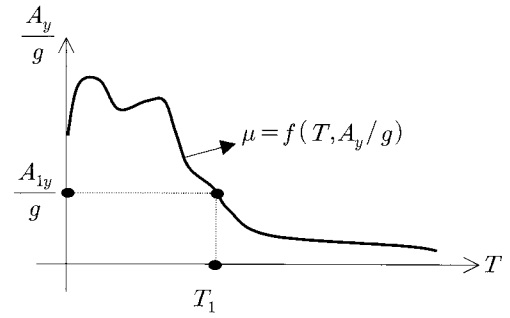
$D_{1o} = |D_1(t)|_{\max}$: 기본모드 ESDF의 최대응답

2.3.2 ESDF 최대응답

1) 강성골격곡선

2.2.4절과 같이 $s_1^*(= m\phi_1)$ 에 대한 구조물의 pushover 곡선 ($V_{b1} - u_{r1}$)은 아래와 같은 변수변환을 통해 그림 4와 같은 1차모드 ESDF에 대한 강성골격곡선($F_{s1}/L_1 - D_1$)이 얻어질 수 있다.

$$A_1 = F_{s1}/L_1 = V_{b1}/M_1^*, D_1 = u_{r1}/\Gamma_1\phi_{r1} \quad (25)$$



〈그림 5〉 비선형 응답스펙트럼(Constant $\mu - A_y/g - T$)

$$A_{1y} = F_{s1y}/L_1 = V_{b1y}/M_1^* \quad D_{1y} = u_{r1y}/\Gamma_1\phi_{r1} \quad (26)$$

또한, ESDF 시스템의 선형 기본진동주기 T_1 는 다음과 같이 산정될 수 있다.

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 2\pi \left(\frac{D_{1y}}{A_{1y}} \right)^{1/2} \quad (27)$$

2) 응답스펙트럼

지진동에 대한 비선형 가속도응답스펙트럼을 constant $\mu - A_y/g - T^{(10)}$ 로 나타내면 그림 5와 같고, 이로부터 임의의 $A_{1y}/g (= A_y/g)$ 와 $T_1 (= T)$ 에 대한 연성비 μ 를 구할 수 있다.

3) 최대응답

ESDF에 대한 강성골격곡선으로부터 A_{1y}/g 와 T_1 이 얻어지면, 비선형 응답스펙트럼(그림 5)로부터 연성비 μ 가 구해지므로 ESDF의 비선형 최대응답 D_{1o} 는 다음과 같이 구할 수 있다.

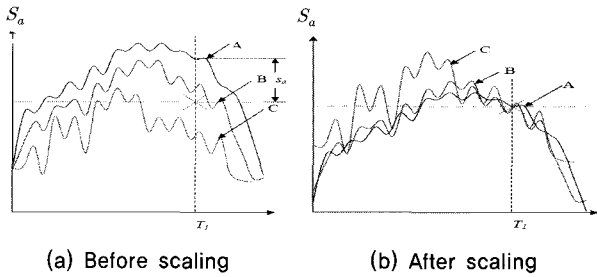
$$D_{1o} = \mu D_{1y} = \mu (A_{1y}/\omega_1^2) = \mu (A_{1y}/g) (T_1/2\pi)^2 g \quad (28)$$

최종적으로 MDF의 최대 변위는 식 (24)와 같이 산정된다.

3. 증분동적해석(IDA)

3.1 정의

증분동적해석은 구조물의 탄성 단계에서부터 항복, 파단에 이르기 까지 지반가속도의 증가 수준에 따른 구조물의 전체 거동을 파악할 수 있는 방법이다. 이 해석방법은 1977년 Bertero⁽¹²⁾에 의해 제안되었으며, 구체적인 방법은 2002년 Vamvatsikos⁽¹³⁾에 의해 제시되었다. 구조물의 전체 거동 특성은 지반가속도의 크기를 점차 증가시켜 구조물에 적용



〈그림 6〉 IDA를 위한 보정 방법 개념

하여 그 응답을 산정함으로써 얻을 수 있다. 이때 지반가속도의 크기와 응답의 관계를 그래프로 나타낸 것을 IDA 선도라 한다. 산정되는 응답의 종류는 최상층변위, 층간변위, 연성도 등이 있다.

지반가속도의 크기는 최대지반가속도(PGA) 또는 구조물의 기본주기(T_1)와 감쇠비(ζ)에 대한 스펙트럼 가속도로 결정되어 진다. 본 연구에서는 그림 6과 같이 PGA를 구조물의 기본주기와 감쇠비 5%에 대하여 스펙트럼가속도 S_0 가 동일하도록 보정(scaling)하고, S_0 의 크기변화에 따른 IDA 선도를 산정하는 것으로 한다.

그리고 18개의 지반운동에 대한 복수 IDA 선도(multi-record IDA curve)로부터, Chopra⁽¹⁴⁾가 제시한 counting method에 따라, 지진 응답들을 오름차순으로 정렬한 후 4번째, 10번째와 11번째의 평균값 그리고 17번째 값을 통하여 16%, 50%, 그리고 84% fractile IDA 선도를 각각 구하였다.

3.2 한계 상태

FEMA 273⁽⁵⁾은 지진에 의한 손상된 건물의 보수 보강 방법을 제시하고 있다. 특히 성능기반내진설계를 위한 성능 수준(performance level)을 제시하고 있으며, 그 종류는 즉시 거주(immediate occupancy; IO), 인명안전(life safety; SL), 붕괴방지(collapse prevention; CP)이다. 전체 구조물에 대한 성능 수준은 층간변위율로 나타내고 있으며, 콘크리트 골조에 대해 IO는 1%, LS는 2%이다. CP는 층간변위율이 4% 또는 IDA 선도에서 초기탄성범위에서의 기울기를 기준으로 20% 기울기를 가지는 값 중에 작은 값으로 산정한다.

4. 해석모델 및 고찰

4.1 해석조건

비선형 정적해석과 비선형 시간이력해석은 CANNY⁽⁹⁾를

사용하여 수행하며, P- Δ 효과를 고려한다. 비선형 시간이력 해석의 수치적분법은 Newmark β 법($\beta=0.25, \gamma=0.5$)을 사용하고, 입력된 지진이력에 대한 적분시간 간격은 모두 0.005초 이하가 되도록 한다. 구조물의 감쇠비는 Rayleigh 감쇠를 사용하여 5%로 한다.

사용된 입력지진동은 표 1과 같이 short duration (SD), long duration(LD) 및 forward directive(FD) 3가지 분류에 각 6가지로 FEMA-307(1999)⁽¹⁵⁾에서 사용되었던 것을 선택하였다. 각 지진기록에 관련된 특성주기(characteristic period)는 18가지 지진기록에 대해 0.2sec에서 2.0sec까지이다.

비선형 정적해석의 목표변위는 비선형 약산법들의 정확한 평가를 위해 NRHA의 최대 최상층변위로 가정한다.

4.2 골격곡선 및 이력곡선

비선형해석에서 사용한 골격곡선(skeleton curve)으로는 휨변형에 대해서는 이선형(bi-linear), 전단변형은 삼선형(tri-linear)이며, 축변형은 선형 모델의 골격곡선을 사용하였다.

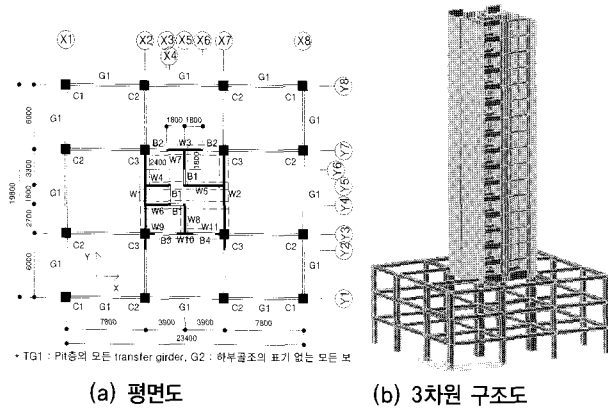
휨변형에 대한 항복후강성계수는 철근콘크리트 부재의 휨이론을 적용하여 계산하였으며, 전단변형의 균열후강성계수와 항복후강성계수를 산정하기 위한 전단항복점에서의 할선강성비는 기존 연구자료⁽¹⁶⁾에 따라 초기선형강성의 0.16으로, 전단항복후의 강성은 초기선형강성의 0.001로 가정하였다. 보, 기둥, 전단벽의 전단변형을 표현하기 위한 이력곡선(hysteresis rule)은 origin-oriented 모델⁽⁹⁾에 따라 균열강도 및 항복강도를 가정하였고 보, 기둥, 전단벽의 휨변형에 대해서는 수정 Clough 모델⁽⁹⁾ 이력곡선을 갖도록 제반 계수 값을 설정하였다.

4.3 해석모델

IDA를 평가하기 위한 모델은 하부골조 3개 층, 상부벽식 16개 층으로 전체층수가 19층인 복합구조물을 선정하였으며, 모델조건은 그림 7와 같다.⁽¹⁷⁾ 대표적인 부재크기 중, 보 (G1, G2)는 400×600, 전이보(TG1)는 550×1500, 외부기둥 (C1, C2)은 600×600, 내부기둥(C3)은 1000×1000, 외벽 (W1, W2)은 200, 그 외의 벽체는 180이며, 단위는 mm이다. 부재설계용 하중은 국내 하중기준 2000을 적용하였다.

4.4 해석결과 및 고찰

해석모델에 대한 비선형 시간이력해석과 각 약산법의 응답



〈그림 7〉 해석모델

〈표 1〉 지진기록

| Eq. No. | Earthquake date | Mag. | Station | Char. period(sec) |
|-------------------------|------------------------------|---------------------|--|-------------------|
| Short Duration(SD) | | | | |
| Eq1 | Whittier Narrows 1 Oct 87 | M _L =6.1 | Mount Wilson Caltech Seismic Station | 0.20 |
| Eq2 | Big Bear 28 Jun 92 | M _S =6.6 | Civic Center Grounds | 0.40 |
| Eq3 | Spitak 7 Dec 88 | M _S =6.9 | Gukasyan, America | 0.55 |
| Eq4 | Loma Prieta 17 Oct 89 | M _S =7.1 | Corralitos Eureka Canyon Rd. | 0.85 |
| Eq5 | Northridge 17 Jan 94 | M _w =6.7 | Century City | 1.00 |
| Eq6 | Imperial Valley 15 Oct 79 | M _L =6.6 | Array #7-14 | 1.20 |
| Long duration(LD) | | | | |
| Eq7 | Central Chile 3 Mar 85 | M _S =7.8 | Llolleo-Basement of 1-Story Building | 0.30 |
| Eq8 | Central Chile 3 Mar 85 | M _S =7.8 | Valparaiso University of Santa Maria | 0.55 |
| Eq9 | Imperial Valley 18 May 40 | M _L =6.3 | El Centro Irrigation District | 0.65 |
| Eq10 | Tabas 16 Sep 78 | M _L =7.1 | Tabas | 0.80 |
| Eq11 | Landers 28 Jun 92 | M=7.5 | Joshua Tree | 1.30 |
| Eq12 | Michoacan 19 Sep 85 | M _S =8.1 | SCT1-Secretary of Communication and Transportation | 2.00 |
| Forward directivity(FD) | | | | |
| Eq13 | Landers 28 Jun 92 | M _S =7.5 | Lucerne | 0.20 |
| Eq14 | Imperial Valley 15 Oct 79 | M _L =6.6 | Brawley Municipal Airport | 0.35 |
| Eq15 | Loma Prieta 17 Oct 89 | M _S =7.1 | Saratoga Aloha Avenue | 0.40 |
| Eq16 | Northridge 17 Jan 94 | M _w =6.7 | Newhall LA County Fire Station | 0.80 |
| Eq17 | Northridge 17 Jan 94 | M _w =6.7 | Sylmar County Hospital Parking Lot | 0.90 |
| Eq18 | Hyogo-Ken Nambu 17 Jan 95 | M _L =7.2 | Takatori-kisu | 1.40 |

〈표 2〉 층간변위비에 대한 성능 평가(g)

| 해석방법 | IDA curve | | | 16% fractile | | | 50% fractile | | | 84% fractile | | |
|-------|-----------|------|------|--------------|------|------|--------------|------|------|--------------|----|----|
| | IO | LS | CP | IO | LS | CP | IO | LS | CP | IO | LS | CP |
| NRHA | 0.42 | 0.71 | 1.25 | 0.32 | 0.55 | 0.90 | 0.24 | 0.41 | 0.64 | | | |
| DSA | 0.80 | 1.57 | 2.69 | 0.56 | 1.12 | 1.92 | 0.35 | 0.68 | 1.15 | | | |
| UMRHA | 0.32 | 0.70 | 1.49 | 0.26 | 0.56 | 1.14 | 0.21 | 0.48 | 0.98 | | | |

〈표 3〉 층간변위비에 대한 성능 평가의 오차(%)

| 해석방법 | IDA curve | | | 16% fractile | | | 50% fractile | | | 84% fractile | | |
|-------|-----------|-----|-----|--------------|-----|-----|--------------|----|----|--------------|----|----|
| | IO | LS | CP | IO | LS | CP | IO | LS | CP | IO | LS | CP |
| DSA | 87 | 120 | 114 | 71 | 103 | 112 | 48 | 66 | 81 | | | |
| UMRHA | 24 | 1 | 18 | 19 | 2 | 26 | 13 | 17 | 53 | | | |

은 시간이력 중에서 최대응답의 절대값을 말한다. 최상층 변위비(최대최상층변위/건물높이)와 층간변위비(최대층간변위/층높이)에 대한 IDA 선도는 그림 8~10에 나타내었다. 또한 층간변위비에 대한 성능 평가 결과를 표 2와 3에 정리하였다.

응답의 절대오차는 다음과 같이 구한다.

$$\text{절대오차} = |U_{NRHA} - U_{\text{약산법}}| / U_{NRHA} \times 100(\%) \quad (29)$$

여기서,

U_{NRHA} : NRHA에 의한 응답

$U_{\text{약산법}}$: 각 약산법에 의한 응답

IDA는 그림 8~10에서와 같이 직접적으로 구조물의 성능을 평가할 수 있으므로 성능 평가에 있어서 효과적인 방법이라 할 수 있다.

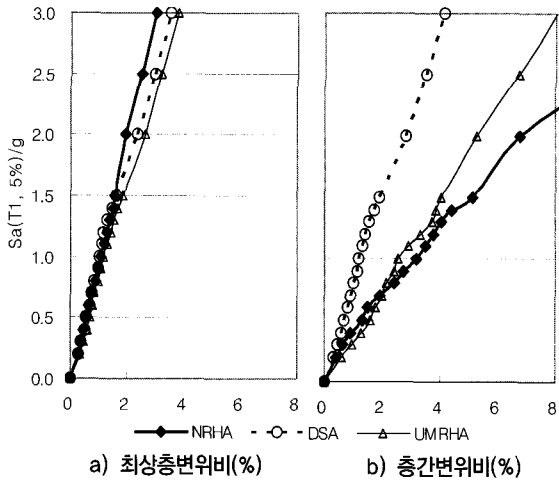
(1) 각 산정 방법에 따른 최상층변위비와 층간변위비 해석결과를 분석하면 다음과 같다.

최상층변위 응답은 DSA와 UMRHA 모두 작은 지반가속도에 대해서는 NRHA와 유사한 결과를 보이나, 큰 경우에 대해서는 NRHA에 비해 큰 응답이 산정되었다. 층간변위비 응답 산정 결과, UMRHA는 NRHA에 근접한 결과를 보이나, DSA는 큰 오차를 보이고 있다. 이는 DSA는 1차 모드의 영향만을 고려하는 반면, UMRHA는 고차모드의 영향도 고려하기 때문인 것으로 사료된다. 따라서 IDA를 위한 비선형 응답 산정에 있어 UMRHA가 DSA에 비해 상대적으로 정확한 방법으로 판단된다.

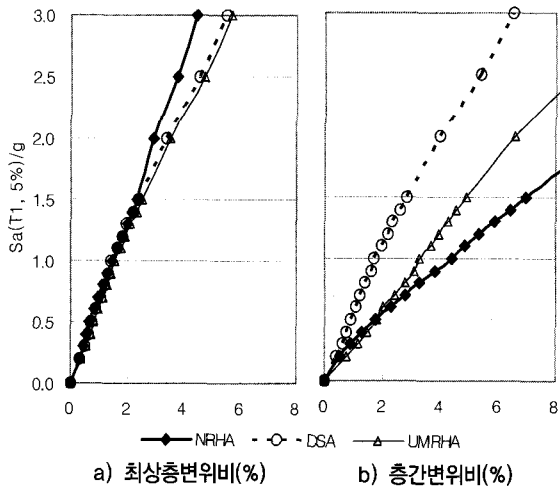
(2) 성능 산정 결과를 분석하면 다음과 같다.

CP 산정은 IDA 해석 결과, 초기 탄성 기울기에 대해 20%의 기울기를 갖는 점이 없으므로, 층간변위비 4%를 기

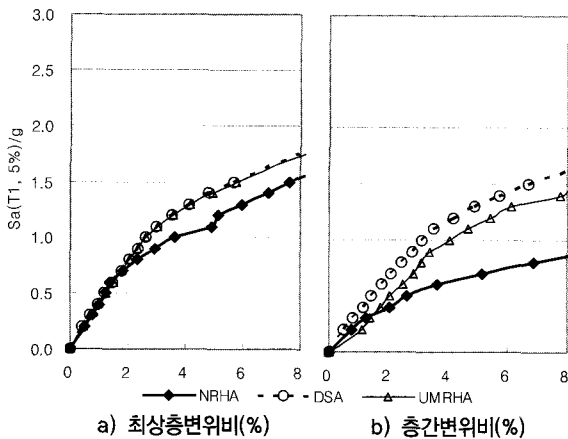
준으로 산정하였다. DSA에 의한 결과, 오차의 범위가 약 48~120%로 상당히 큰 오차를 보이고 있으므로, IDA를 위한 비선형 약산법으로 적절하지 못한 것으로 판단된다.



〈그림 8〉 16% fractile IDA 선도



〈그림 9〉 50% fractile IDA 선도



〈그림 10〉 84% fractile IDA 선도

UMRHA의 경우, 84% IDA 선도의 CP에서는 다소 큰 53%의 오차가 있으나, 나머지 경우에는 1~25% 정도로 나타난다. 따라서 UMRHA는 IO와 LS 성능 수준에 대한 복합구조물의 성능 평가에 대해서는 비교적 정확한 예측이 가능한 것으로 판단되며, CP에 대해서도 개략적인 적용이 가능한 것으로 사료된다. 결론적으로, UMRHA는 최소한 예비해석 단계에서 구조물의 비선형 성능을 비교적 정확히 예측할 수 있는 실용적인 방법으로 사료된다.

5. 결론

본 연구에서는 복합구조물의 비선형 내진 성능 평가를 위한 IDA 선도를 통하여 약산법을 비교 검토 하였다. IDA를 위한 비선형 응답 산정은 비선형 시간이력해석법(NRHA)와 직접스펙트럼해석법(DSA), 비선형 모드중첩법(UMRHA)으로 수행하였다. DSA는 pushover 곡선으로부터 구한 등가단자유도계(ESDF)의 강성골격곡선을 이용하여 구조물의 비선형 최대응답을 반복과정 없이 직접 산정하는 방법이다. 그리고 UMRHA는 pushover곡선으로부터 구한 등가단자유도계를 비선형 시간이력해석 또는 응답스펙트럼을 이용하여 구조물의 비선형 응답을 구할 수 있는 방법이다 이러한 DSA와 UMRHA를 통한 IDA 선도의 신뢰성과 실용성의 검증 위해 복합구조물을 대상으로 IDA를 수행한 결과, 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 최상층변위 응답 산정 결과, 약산법들은 NRHA와 유사한 거동을 보이나, 큰 지반가속도에 대해서는 NRHA에 비해 큰 응답이 산정되었다.
2. 층간변위비 응답 산정 결과, UMRHA는 NRHA에 근접한 결과를 보이나, DSA는 큰 오차를 보이고 있다. 이는 DSA는 1차 모드의 영향만을 고려하는 반면, UMRHA는 고차모드의 영향을 고려하기 때문인 것으로 보인다. 따라서 IDA를 위한 비선형 응답 산정에 있어 UMRHA가 DSA에 비해 상대적으로 정확한 방법으로 판단된다.
3. DSA에 의한 성능 평가 결과, 오차의 범위가 약 48~120%로 큰 오차를 보이고 있으므로, IDA를 위한 비선형 약산법으로 부적합한 것으로 나타난다.
4. UMRHA에 의한 성능 평가 결과, 오차의 범위는 1~25% 정도로서, 84% IDA 선도의 CP에서만 약 50%의 큰 오차를 보이고 있다. UMRHA는 IO와 LS 성능 수준에서 복합구조물의 성능 평가에 대해 비교적 정확한 예측이 가능하며, CP에 대해서도 개략적인 평가가 가능할 것으로 보인다.

5) 결론적으로, DSA는 구조물의 성능을 간단하게는 구할 수는 있으나 오차가 큰 반면에, UMRHA는 최소한 예비 해석 단계에서 구조물의 비선형 성능을 비교적 정확히 예측할 수 있는 실용적인 방법으로 판단된다.

본 연구에서는 비선형 성능을 검토하기 위해 정형평면을 갖는 복합구조물을 검토하였으나, 추후 연구과제로써 상·하부 층수 변화 뿐만 아니라 비정형평면에 대한 검토가 이루어져야 할 것으로 판단된다. 아울러 보다 다양한 구조형식과 응답변수에 대한 심층적인 연구가 요망된다.

감사의 글

이 논문은 2007학년도 동아대학교 학술연구비(공모과제)에 의하여 연구되었음.

참고 문헌

- Chopra, A. K. and Goel, R. K., "Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures : SDF systems," Report No. PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of Berkeley, Berkeley, 1999, 67pp.
- Freeman, S. A., "Development and use of capacity spectrum method," *Proceedings of 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, CD-ROM, Oakland, Calif, EERI, 1998.
- Bommer, J. J. and Elnashai, A. S., "Displacement spectra for seismic design," *J. Earthquake Engng*, Vol. 3, 1999, pp. 1-32.
- Applied Technology Council, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings," Report ATC-40, 1996. 11, 319pp.
- FEMA, "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings," Report No. FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., May 1997, 439pp.
- Fajfar, P., "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 28, 1999, pp. 979-993.
- Vidic, T., Fajfar, P., and Fischinger, M., "Consistent inelastic design spectra : strength and displacement," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, 1994, pp. 502-521.
- Mehmet Inel, Bretz, E. M., Black, E. F., Aschheim, M. A., and Abrams, D. P., "USEE 2001: Utility software for earthquake engineering report and user's manual," *Civil and Environmental Engineering*, University of Illinois at Urbana-Campaign, Urbana, Illinois, 2001. 10, 88pp.
- Li, K. N., CANNY 99, 3-dimensional nonlinear static/dynamic structural analysis computer program-users manual, CANNY Structural Analysis, CANADA, program- users 2000, 215pp.
- Chopra, "Dynamics of Structures" 3rd, pearson, 2006
- 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, 87pp.
- Bertero, V.V., "Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments", *Structural Engineering and Structural Mechanics*, Pister, K.S (ed), Prentice Hall; Englewood Cliffs, Nj, pp. 211-215.
- Vamvatisikos D, Cornell CA., "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, 2000, pp. 491-514
- Sang Whan Han and Anil K. Chopra, "Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, 2006, pp. 1853-1873
- FEMA, "Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings-Technical resources," Report No. FEMA-307, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 1998, 254pp.
- Otani, S. and Matsumori, T., "Correlation of damage and analysis: Experience from the 1995 Kobe Earth- quake," *Proceedings of 7th International Conference on Computing in Civil and Building Engineering*, Seoul, Korea, 1997. 8, pp. 841-856.
- 강병두, 전대환, 김재웅, "입체 복합구조물의 하부골조 층수 변화에 따른 비선형 거동특성", 한국지진공학회 논문집, 제6권, 제1호, 2002. 2, pp. 55-62.