

내진성능평가를 위한 다자유도 교량의 수정 비선형 등가정적해석법

Modified Nonlinear Static Pushover Procedures of MDOF Bridges for Seismic Performance Evaluation

조 창 근* 김 영 상** 배 수 호***
Cho, Chang-Geun Kim, Young-Sang Bae, Soo-Ho

Abstract

Two methods of the nonlinear static pushover analysis have been presented for the performance-based seismic design and evaluation of MDOF continuous bridges. Guidelines for buildings presented in FEMA-273 applying the Displacement Coefficient Method (DCM) and in ATC applying the Capacity Spectrum Method(CSM) have been modified for MDOF bridges. Two methods are compared with the time-history analysis. The lateral load distribution pattern for seismic loads has been examined in the static pushover analysis. The force-based fiber frame finite element has been implemented in the modeling of reinforced concrete piers.

요 지

다자유도의 교량에 횡방향 지진하중을 받는 경우, 교량의 내진성능설계 및 성능평가를 위한 두 가지 비선형 등가 정적해석절차를 제시하였다. 빌딩구조물에 대한 FEMA-273의 변위계수법과 ATC에서 채택하고 있는 역량스펙트럼법을 개선하여 다자유도 연속교량의 내진성능평가에 적용토록 제시하였다. 수정된 두 방법들에 대한 적합성을 시간이력 동적해석과 비교토록 하였다. 다자유도 교량의 교축직각방향 관성력 분포를 합리적으로 반영하기 위하여, 수평방향 지진하중의 분포형태에 따른 모드 및 스펙트럴 하중분포를 적용토록 하였다. 철근 콘크리트 교각 부재는 하중-기초법에 의한 비선형 층상화 골조 유한요소 모델을 사용하여 교량 구조물을 모델링 하였다.

Keywords : Nonlinear static pushover analysis, DCM, CSM, Force-based FE method

핵심 용어 : 비선형등가정적해석, 변위계수법, 역량스펙트럼법, 하중-기초 유한요소법

* 정회원, 경북대학교 방재연구소 연구교수

** 정회원, 안동대학교 토목공학과 부교수

*** 정회원, 안동대학교 토목공학과 부교수

E-mail : chocg70@hanmail.net 053-950-6445

•본 논문에 대한 토의를 2006년 8월 31일까지 학회로 보내 주시면 2006년 11월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

1. 서론

지진하중은 산업시설의 구조물 및 설비 설계에 고려되어야 할 주요 설계하중의 하나이다. 내진설계의 목적은 설계지진 발생시 구조물 및 설비가 큰 손상 없이 안전하게 유지될 수 있도록 축조하는 것이다. 최근 들어 국내에서도 지진발생 횟수는 물론 그 크기도 점점 증가되고 있으며, 지진발생시 인명 피해는 물론 경제적인 손실도 매우 클 것으로 예측된다.

구조물의 내진해석방법 중 선형탄성해석방법은 구조물이 탄성한도 내에서 거동할 때 효율적이나, 만약 구조물이 탄성한도를 넘어서 거동한다면, 선형해석은 항복한 후 힘의 재분배와 파괴 메커니즘을 고려하지 못할 것이다. 비선형해석방법은 이와 같은 문제점을 해결하고, 파괴모드와 붕괴가능성을 확인함으로써 구조물의 실제 거동을 규명할 수 있다. 내진해석에서 시간이력해석방법은 가장 정확하고 보편적으로 많이 사용되고 있으나, 절차가 복잡하고 많은 시간이 소요된다. 이를 위해 최근에는 비선형 Pushover 해석법의 개발에 관한 관심이 증대되어, 비선형 시간이력해석에 비해 적은 노력으로도 적합한 결과를 얻고자 시도되고 있다.

성능-기반 내진설계를 위한 비선형 정적 해석법에는, 역량스펙트럼법(CSM)(ATC-40, 1996) 및 변위계수법(DCM) (FEMA-273, 1997) 등이 적용되고 있으며, 그 외에도 Chopra 등이 제안한 해석법이 있다(Chopra 등, 2001). 이상의 방법들은 주로 빌딩구조물에 대한 성능-기반 내진설계 및 평가의 목적으로 개발되어 대부분 빌딩구조물에 적용되었고, 교량의 내진성능설계 및 평가에는 극히 소수에 의해 연구되었다(Shinozuka, 2000; Barron, 2000; Dutta, 1997).

따라서 본 연구에서는 다자유도 교량 구조물내진성능설계 및 평가를 위한 비선형 정적해석 절차의 합리적인 적용방법을 제시하는데 그 목적을 둔다. 교량은 수직으로 변형하는 건축물 보다 수평으로 변형하는 현상 때문에 기존 비선형 정적해석절차를 교량에 적용할 수 있게 수정된 변위계수법 및 역량스펙트럼법이 제시되었다. 주요 항목으로는 제어절점의 정의, 힘의 분배 평가, 요구변위의 평가, 모델링 기술 및 결과비교가 포함된다. 철근콘크리트 교량의 비선형 구조해석의 정확성을 위하여 개발된 층상화 하중-기초 골조 유한요소 모델을 적용하였다(조창근, 2005).

수정된 비선형정적해석방법의 적합성을 검증하기 위하여 시간이력해석결과와 최대변위, 기초전단력 및 소성힌지회전 등을 비교하여 제시된 방법들에 대한 합리성을 검증토록 하였다.

2. 교량 내진성능설계를 위한 수정된 변위계수법

빌딩구조물의 성능내진설계 및 내진평가를 위해 제시된, FEMA-273의 변위계수법에 의한 목표 변위값은 일반적으로 지진하중에 의한 구조물의 최상층부에서의 최대변위값을 정의하는 것으로 다음 식으로 산정된다.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (1)$$

여기서, S_a 는 구조물의 유효주기 T_e 에 대응하는 가속도 스펙트럼, g 는 중력가속도이며, $C_0 \sim C_3$ 값은 수정계수값들이다

변위계수법에서의 수정계수 C_0 값은 빌딩구조물에서는 스펙트럴 변위와 최상층부 최대변위와 관련된 수정계수이다. 교량에서는 스펙트럴 변위와 제어절점에서의 변위와 관련된 수정계수값으로 정의될 수 있다. 따라서 본 연구에서는 제어절점에서의 첫 번째 모드참여계수(modal participation factor), Γ_1 에 의해 C_0 값을 산정 하였다.

$$\begin{aligned} C_0 &= \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i,1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i,1}^2) / g} \times \phi_{con,1} \\ &= \Gamma_1 \times \phi_{con,1} \end{aligned} \quad (2)$$

여기서, w_i 는 i 자유도에서의 무게, N 은 전체 자유도, $\phi_{i,1}$ 은 i 자유도에서의 1번째 모드형상, $\phi_{con,1}$ 은 제어절점에서의 1번째 모드형상이다. 위 식에 의한 목표 변위값의 성능평가는 제어절점이 최대변위 절점과 다르더라도 적용 가능한 것이다.

C_1 값은 다음 식에 의해 산정된다.

$$C_1 = 1.0 \quad , \quad T_e \geq T_o \quad (3)$$

$$C_1 = \frac{1.0 + (R-1)T_o/T_e}{R} \quad , \quad T_e \leq T_o$$

여기서, T_o 는 지표면 운동의 특성주기, R 은 구조물의 강도비이다. 제어절점 위치가 최대변위 절점 위치와 크게 떨어진 경우 C_0 값은 작은 값이 되어 R 값이 크게 증대되는 결과를 초래한다. 이는 또한 C_1 및 C_3 값을 과대하게 증대시킨다. C_0 값은 1.0~1.5 사이로서 1.0값 이하가 되지 않도록 설정하므로써 R 값이 증대되는 것을 피할 수 있다. 이상을 고려하여, 다자유도 교량에서 R 값은 구조물의 항복전단력 V_y 으로부터 다음과 같이 고려토록 한다.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \frac{1}{C_0} \leq \frac{S_a}{V_y/W} \quad (4)$$

C_2 값은 유효주기 T_e 에 따라 Table 1과 같다.

Table 1 수정계수 C_2

Performance level	$T_e=0.1$ sec	$T_e > T_o$
Immediate occupancy	1.0	1.0
Life safety	1.3	1.1
Collapse prevention	1.5	1.2

한편, 단주기 및 낮은 내력 하에서는 강성 및 강도 저하 현상의 경향을 나타낸다. 이를 반영하여, 항복이후 강성이 양의 값이면 $C_3=1.0$ 으로 고려하며, 그렇지 못한 경우 다음 식으로 고려토록 한다.

$$C_3 = 1.0 + \frac{\alpha(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (5)$$

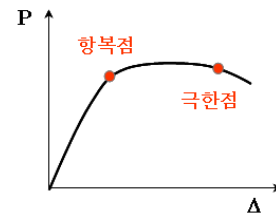
여기서, α 는 항복 전 강성에 대한 항복 후의 강성비를 나타낸다.

이상과 같이, 수정된 변위계수법에 의한 교량의 목표변위 산정을 위한 내용을 요약할 수 있다.

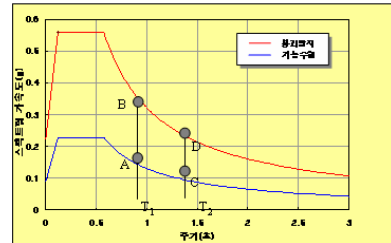
3. 교량 내진성능설계의 역량 스펙트럼법

ATC에 제시된 역량스펙트럼법은 Fig. 1과 같이 요약된다. 증상화 하중-기초 비선형 유한요소모델을 이용하여 교각의 기초전단력과 제어절점의 변위와의 성능곡선(Capacity curve)을 작성한다. 설계지진가속도 및 구조물 감쇠비로부터 주기와 가속도 스펙트럼의 요구곡선(Demand curve)을 작성한다. 성능곡선과 요구곡선을 변위-가속도 스펙트럼 곡선으로 변환하여 구조물의 성능곡선과 감쇠비에 따른 설계 스펙트럼이 교차하는 점이 요구변위값이 된다. 빌딩구조물의 경우 요구변위값이 최상층부 변위값에 대응되게 되지만, 교량의 경우에는 제어절점과 대응되게 된다.

Capacity Curve



Demand Curve



Capacity Spectrum

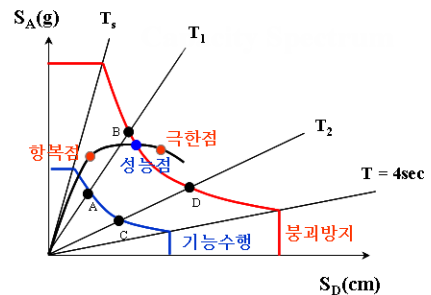


Fig. 1 역량스펙트럼법

4. 지진하중에 대한 교량 횡하중 분포

다자유도 교량의 비선형 등가정적해석 절차에 있어서, 교축직각방향 관성력의 분포는 지진하중에 따른 거동 동안에 다양하게 변한다. 따라서 다자유도 교량에서 지진에 의한 하중패턴은 변형 및 휨모멘트와 전단력의 상대적인 크기에 영향을 미치는 가장 큰 요인 중에 하나이다. 이로 인하여 다자유도하에서 정적해석 절차에 의한 내진 성능평가를 수행할 경우에는 최소한 2가지 이상의 횡하중 분포패턴을 고려토록 규정하고 있다(FEMA-273, 1997). 본 연구에서는 다음과 같은 세 가지 형태의 지진하중에 대한 횡하중 분포패턴을 고려하여, 변위계수법 및 역량스펙트럼법에 있어서의 그 적합성을 비교 평가하도록 하였다. 첫째, 등분포 하중패턴(U pattern), 둘째, 모드 하중패턴(M pattern), 그리고 셋째는, 스펙트럴 하중패턴(S pattern)으로서, 비선형 등가 정적해석 절차를 위한 i 절점에서의 횡하중을 각각 다음 식들과 같이 고려토록 하였다.

$$F_i = m_i g \quad (6)$$

$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i} V \quad (7)$$

$$F_i = \frac{m_i v_i}{\sum_{i=1}^N m_i v_i} V \quad (8)$$

여기서, m_i 는 절점질량, V 는 기초전단력, v_i 는 선형탄성 하에서 구조물의 응답스펙트럼 해석에 의해 산정된 해당 절점의 변위이다. 이상의 세 가지 하중 패턴에 대한 결과 및 정확성을 적용 예에서 각각 검토하여 비교 분석토록 하였다.

5. 층상화 하중-기초 비선형 유한요소

다자유도 교량의 내진성능설계 및 성능평가를 위해서는 부재 단계 및 구조 단계에서의 비선형 거동을 정확히 반영하는 비선형 해석모델이 요구된다. 본 연구에서는 다자유도 교량의 지진해석을 위한 비선형 등가

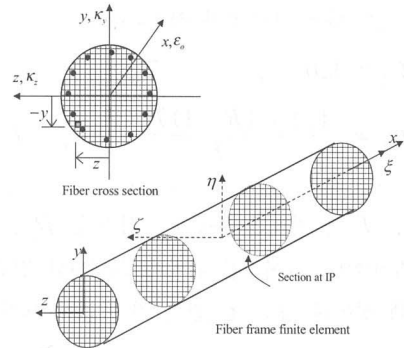


Fig. 2 RC 교각의 층상화 등대개 유한요소

정적해석을 위하여, 상부구조는 선형탄성, 원형 철근콘크리트 교각은, Fig. 2와 같이, 재료 비선형의 3차원 층상화 등대개 골조 유한요소 모델로 적용하였다. 이는 교축의 직각방향 지진에 대한 교량의 비선형의 거동은 교각의 소성힌지 발생에 의한 비선형 거동에 주로 기인하기 때문이다. 기존 강성도법에 의한 유한요소 정식화는 부재 내 국부영역에서의 비선형 거동을 정확히 반영할 수 없다. 이를 개선, 철근콘크리트 원형 단면 교각 부재는 층상화 하중-기초법(Fiber force-based method) 등대개 유한요소법에 의해 요소접선강성행렬을 산정하였다. (Spacone, 1994; 조창근, 2005).

이상에서 소개된 다자유도 비선형 유한요소 모델에 의하여 개발된 해석프로그램은, 변위제어에 의한 비선형 등가 정적해석 및 지진가속도 입력하중에 대한 시간이력의 동적해석을 수행할 수 있도록 하였다. 더불어 고유치 해석에 의한 각 모드별 고유주기, 모드형상, 모드참여계수, 및 질량참여계수 등의 결과를 제공해 줄 수 있다.

6. 다자유도 연속 교량의 적용 예

6.1 대상교량

다자유도 교량에 교축직각방향 지진이 작용하는 경우의 내진성능 평가를 위하여, Fig. 3과 같이, 미연방도로국에서 소개된 대청의 3경간 연속 교량을 적용 예로 고려하였다(FHWA, 1996). 총 교량길이는 9.76m의 직교로서, 시간 중앙(7번 절점)에 대해서 좌우대칭이다.

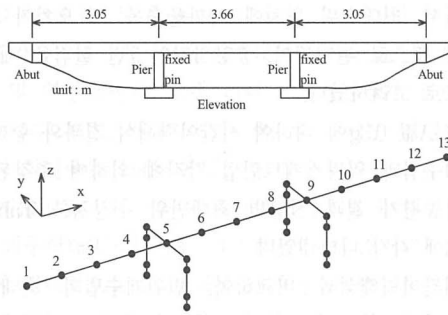


Fig. 3 3경간 연속교량

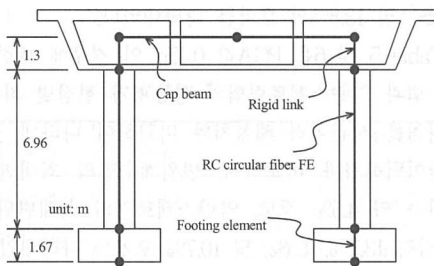


Fig. 4 RC 교각부 모델

상부구조는 콘크리트 박스 구조이고, 내측 지점에는 각각 2개의 원형 RC 교각에 의해 기초에 핀으로 연결되어 있다. 교대는 시트형으로서 바로 기초에 얹혀져 있다. 교대부는 전단키에 의해 교축직각방향 거동에 대해서는 구속된 상태이다. 기타 대상 교량에 대한 상세한 재원은 FHWA (1996)에 소개되어 있다.

1번 및 13번 절점이 양측 교대부이고, 7번 절점이 지간 중앙으로서 교축직각방향 지진에 대해서 최대변위가 예상되는 절점임을 알 수 있다. 구조물 총질량은 상부구조 각 절점에서의 집중질량으로 고려하였다. 자중 외에 부가적인 하중으로서 상부구조에 10.46 kN/m의 부대시설 등에 대한 추가하중을 고려하였다. 총 무게가 20330 kN이다. Fig. 4는 RC 원형교각의 유한요

Table 2 교량 단면값

Members	Box Superstructure	Cap Beam	RC Piers
$A(m^2)$	6.76	2.51	1.17
$I_x(m^4)$	10.16	864.3	0.217
$I_y(m^4)$	3.46	863.9	0.078
$I_z(m^4)$	83.70	863.6	0.078

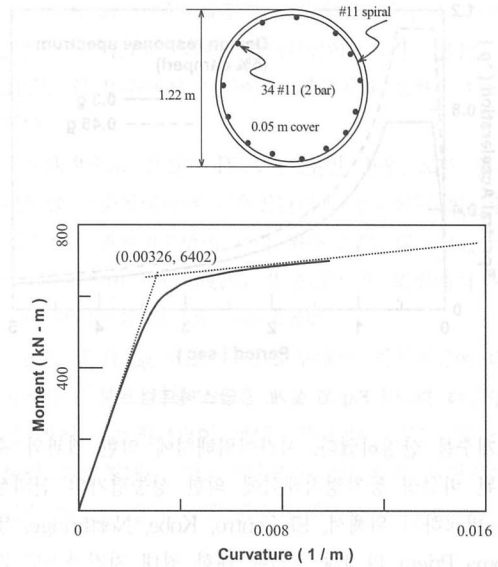


Fig. 5 RC 교각 및 모멘트-곡률 관계

소 분할을 나타내고 있다. 각 단면의 재원은 Table 2와 같다.

두 지점에 각각 2개씩 총 4개의 RC 원형 교각 단면은 동일하며, Fig. 5에 교각의 단면 및 계산된 모멘트-곡률 관계를 나타내었다. 콘크리트의 1축압축강도 27.6 MPa, 철근의 항복응력은 413.4 MPa 이다.

6.2 지진하중

성능내진설계 및 평가를 위한 비선형 정적해석 절차를 위한 지진하중을 고려하기 위하여 ATC (1996)의 설계응답스펙트럼을 사용하였다. 대상 구조물의 유효 감쇠비를 5%로 가정하였으며, 교량의 위치는 미서부 지역으로 가정하여, 지역조건을 고려하여, 그 지역에 작용하는 최대 지표면 설계가속도 PGA 값이 각각 0.3g 및 0.45g 두 경우에 대하여 지진하중을 고려하였다. Fig. 6은 두 지진하중에 대한 적용 설계스펙트럼을 도시한 것이다.

6.3 교량의 성능평가 및 결과 고찰

구조물에 대한 교량의 횡방향 첫 번째 모드의 유효 주기는 0.4852 초로 산정되었으며, 모드형상 및 모드참

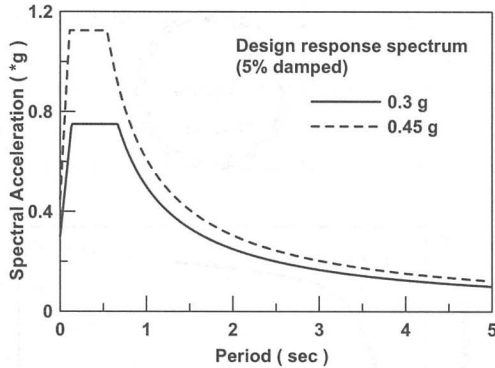


Fig. 6 설계 응답스펙트럼

여계수를 산정하였다. 시간이력해석에 의한 결과와 수정된 비선형 등가정적해석에 의한 성능평가의 신뢰성을 비교하기 위해서, El Centro, Kobe, Northridge, 및 Loma Prieta 의 4개 지진에 대한 최대 지진가속도 값을 0.3g 및 0.45g로 스케일하여 각각 시간이력해석을 수행하였다. 제어절점 위치에 따른 성능평가 결과 비

Table 3 시간이력해석과 변위계수법의 추정치(0.3g)

Node	시간이력해석 평균(m)	M 하중형태 (m)	U 하중형태 (m)	S 하중형태 (m)
1	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0130	0.0133	0.0135	0.0133
3	0.0252	0.0257	0.0261	0.0257
4	0.0358	0.0366	0.0370	0.0366
5	0.0446	0.0453	0.0455	0.0453
6	0.0516	0.0522	0.0522	0.0522
7	0.0529	0.0546	0.0546	0.0546

Table 4 시간이력해석과 역량스펙트럼법의 추정치 (0.3g)

Node	시간이력해석 평균(m)	M 하중형태 (m)	U 하중형태 (m)	S 하중형태 (m)
1	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0130	0.0141	0.0132	0.0140
3	0.0252	0.0271	0.0259	0.0269
4	0.0358	0.0396	0.0381	0.0391
5	0.0446	0.0487	0.0465	0.0483
6	0.0516	0.0561	0.0532	0.0558
7	0.0529	0.0613	0.0584	0.0602

교에서, 최대변위 위치에 가까울수록 그 오차가 감소하는 것으로 판단되어, 중앙지간인 7번 절점을 제어절점으로 고려하였다.

PGA값 0.3g에 대하여 시간이력해석 결과와 함께 변위계수법과 역량스펙트럼법 각각에 의하여 추정된 지진성능평가 결과 절점별 최대변위 추정치를 Table 3 및 4에 각각 나타내었다.

시간이력해석과 비교하여, 변위계수법의 최대변위 예측치는 약 3.1% 정도의 미묘한 오차를 나타내었으나, 역량스펙트럼의 최대변위 예측치는 각각 15.9%, 10.4%, 및 13.8%의 오차를 나타내었다.

Table 5 및 6은 PGA값 0.45g 인 경우에 대한 변위계수법과 역량스펙트럼법의 성능평가 절점별 최대변위 추정치를 시간이력 해석치와 비교하여 나타낸 것이다. 시간이력해석과 비교하여, 변위계수법의 최대변위 예측치는 약 4.5% 정도, 역량스펙트럼의 최대변위 예측은 각각 13.7%, 4.5%, 및 10.7% 오차를 나타내었다.

Table 5 시간이력해석과 변위계수법의 추정치 (0.45g)

Node	시간이력해석 평균(m)	M 하중형태 (m)	U 하중형태 (m)	S pattern (m)
1	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0152	0.0209	0.0212	0.0209
3	0.0311	0.0404	0.0410	0.0404
4	0.0482	0.0575	0.0580	0.0575
5	0.0623	0.0711	0.0715	0.0711
6	0.0772	0.0819	0.0820	0.0819
7	0.0819	0.0856	0.0856	0.0856

Table 6 시간이력해석과 역량스펙트럼법의 추정치 (0.45g)

Node	시간이력해석 평균(m)	M 하중형태 (m)	U 하중형태 (m)	S pattern (m)
1	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0152	0.0167	0.0156	0.0162
3	0.0311	0.0362	0.0328	0.0349
4	0.0482	0.0531	0.0498	0.0523
5	0.0623	0.0712	0.0667	0.0706
6	0.0772	0.0862	0.0807	0.0847
7	0.0819	0.0931	0.0856	0.0907

설계지진가속도 0.3g 및 0.45g 각각에 대한 네 개의 지진가속도에 대한 시간이력해석의 평균값, 변위계수법, 및 역량스펙트럼법에 의한 지진성능평가 결과, 예측된 최대변위, 최대기초전단력, 및 교각부 최대 소성힌지 회전량을 Table 7 및 8에 각각 나타내었다.

PGA 0.3g 인 경우, 수평방향 지진하중에 대한 등분포 하중형태(U)의 경우 기초전단력과 소성힌지 회전량이 상대적으로 큰 오차를 나타낸 반면에, 모드 하중형태(M) 및 스펙트럴 하중형태(S)에 의한 성능평가가 등분포 하중형태(U)에 비해 보다 정확한 값을 제공해주었다. 모드 및 스펙트럴 하중형태에서 기초전단력과

소성힌지 회전량의 예측치는 변위계수법이 각각 최소 2.2% 및 7.9%, 역량스펙트럼법이 각각 13.1% 및 22.7%의 범위에서 시간이력 해석치와 오차를 나타내었다.

상대적으로 강진인 PGA 0.45g인 경우, 모드 및 스펙트럴 하중형태에서 기초전단력과 소성힌지 회전량의 예측치는 변위계수법이 각각 최소 2.7% 및 5.2%, 역량스펙트럼법이 각각 16.7% 및 25.4%의 범위에서 시간이력 해석치와 오차를 나타내었다.

0.3g 및 0.45g 규모 지진 모두에서, 지진하중에 대한 횡하중 등분포 하중형태가 모드 및 스펙트럴 하중형태에 비해 기초전단력이 과대평가되었다. 모드 및 스펙트럴 하중형태는 기초전단력과 소성힌지 회전량에서 각각 비슷한 결과 치를 예측해 주었다.

Table 7 시간이력해석과 성능평가 예측 (0.30g)

해석방법	변위(m)	기초전단력(kN)	소성힌지회전량(rad)
시간이력해석	0.0529	13450	0.000238
변위계수법(M)	0.0546	13750	0.000257
변위계수법(U)	0.0546	15170	0.000291
변위계수법(S)	0.0546	13884	0.000267
역량스펙트럼(M)	0.0613	15215	0.000292
역량스펙트럼(U)	0.0584	16046	0.000274
역량스펙트럼(S)	0.0602	15392	0.000291

Table 8 시간이력해석과 성능평가 예측 (0.45g)

해석방법	변위(m)	기초전단력(kN)	소성힌지회전량(rad)
시간이력해석	0.0819	18131	0.00248
변위계수법(M)	0.0856	18628	0.00261
변위계수법(U)	0.0856	20594	0.00264
변위계수법(S)	0.0856	18828	0.00262
역량스펙트럼(M)	0.0931	21173	0.00311
역량스펙트럼(U)	0.0856	22858	0.00298
역량스펙트럼(S)	0.0907	21384	0.00307

7. 결론

다자유도의 교량에 횡방향 지진하중이 작용하는 경우 교량의 내진성능설계 및 성능평가를 위한 두 가지 비선형 등가 정적해석절차를 제시하였다. FEMA-273에서 채택하고 있는 빌딩구조물에 대한 변위계수법을 개선하여 다자유도의 철근콘크리트 연속 교량의 내진성능평가에 적용토록 제시하였으며, 더불어 ATC에서 채택하고 있는 역량스펙트럼법을 적용하여 수정된 두 방법들에 대한 적합성을 시간이력 동적해석과 비교토록 하였다. 이 경우, 수평방향으로 길게 질량이 분포되어 있는 다자유도 교량의 교축직각방향 관성력 분포를 합리적으로 반영하기 위하여, 비선형 등가정적해석시 수평방향 지진가속도의 분포형태에 따른 모드 및 스펙트럴 하중분포를 적용토록 하였다. 구조해석에서의 정확성을 반영하기 위하여, 철근 콘크리트 교각 부재를 하중-기초법에 의한 비선형 층상화 골조 유한요소 모델을 포함한 3차원 골조 요소에 의해 전체 자유도의 교량 구조물을 모델링 하였다.

시간이력 해석치와 비교하여, 중간규모 및 강진의 지진에 대한 변위계수법 및 역량스펙트럼법에 의한 다자유도 교량의 지진성능평가 결과, 제시된 변위계수법은 역량 스펙트럼법에 비하여 최대변위, 기초전단력, 및 소성힌지 회전량에서 시간이력해석치에 보다 근접한 성능평가 예측치를 제공해 주었다. 역량스펙트럼법

은 변위계수법 보다 상대적으로 크게 상회하는 성능평가 예측치를 제공해 주었으나, 시간이력 예측치 보다 큰 변형량 및 기초전단력을 예측하고 있어 내진 성능설계 및 성능평가에 있어서 안전 측에서의 예측 결과를 제시해 주었다. 역량 스펙트럼법에 의한 오차는 보다 연구를 진전하여 개선 보완하여야 할 것으로 판단됩니다.

감사의 글

이 논문은 2005년 정부(교육인적자원부)의 재원으로 한국학술진흥재단의 지원을 받아 수행된 연구로서, 이에 감사를 표합니다.(KRF-2005-206-D00022)

참고문헌

1. 조창근, 김영상 (2005). 하중-기초 유한요소 부재 비선형 정밀해법 알고리즘, 대한건축학회 구조계 논문집, 제21권 3호, pp. 53~60
2. Applied Technology Council (ATC) (1996) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building, Report ATC-40, Redwood City, California
3. Barron, R. (2000) Spectral evaluation of seismic fragility of structures, PhD dissertation, Dept. of Civ., Struct. And Envir. Engrg., State University of New York at Buffalo, Buffalo
4. Chopra, A.K. and Goel, R.K. (2001) A Modal

Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Building : Theory and Preliminary Evaluation, Tech. Rep.2001/3, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.

5. Dutta, A.(1999) On energy based seismic analysis and design of highway bridges, PhD dissertation, Dept. of Civil, Struct. And Envir. Engrg., State University of New York at Buffalo. Buffalo
6. Federal Emergency Management Agency (FEMA) (1997) NEHRP Guidelines for the seismic Rehabilitation of Building, FEMA-273, Washington, D.C
7. Federal Highway Administration(FHWA) (1996) Seismic Design of Bridges: Design Example No.4-Three Span Continuous CIP Concrete Bridge, Publication No. FHWA-SA-97-009, Springfield, VA.
8. Shinozuka, M., Feng, M.Q., Kim, H., and Kim, S. (2000). Nonlinear static procedure for fragility curve development, J. Struct. Engrg., ASCE 126(12), 1287-1295.
9. Spacone, E. (1994) Flexibility-based Finite Element Models for the Nonlinear Static and Dynamic Analysis of Concrete Frame Structures, Ph.D Thesis, Univ. of California, Berkeley.

급행 (접수일자 : 2006년 4월 13일)