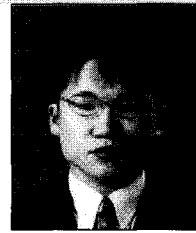


교량의 내진성능 평가를 위한 확률적 지진안전성 분석

- 역강스펙트럼법을 이용한 지진취약도 분석을 중심으로 -

Probabilistic Safety Analysis for Seismic Performance Evaluation of Bridges

- Focused on Fragility Analysis using Capacity Spectrum Method -



이진학*



김상훈**

*한국과학기술원 스마트사회기반시설연구센터 연구조교수
 ** (주)대우건설 토목기술팀 공학박사 기술사

1. 서론

몇 일 전 필자는 대전에 위치한 한 연구소에 근무하고 계신 분으로부터 지진취약도 분석에 관한 문의 전화를 받았다. 그분의 대학 후배가 지진취약도에 대한 연구를 하고 싶다는 내용이였다. 최근 필자는 그분 외에도 다른 분들과 함께 지진취약도 분석 및 이를 확장한 바람에 의한, 혹은 홍수에 의한 구조물의 확률적 안전성 분석에 관한 논의를 하곤 하였다. 현재까지 국내에서는 구조물의 취약도 분석에 대한 연구가 그다지 활발하지 않으나, 이에 대한 관심은 지속적으로 증가할 것으로 보여진다. 지진취약도를 한마디로 요약하면, “임의의 크기를 갖는 지진이 발생하였을 때, 구조물에 어느 규모 이상의 손상이 발생할 확률”을 의미하는 것으로, 구조물의 확률적 지진안전성으로 부를 수 있다. 예를 들어, “최대지반가속도가 0.1g인 지진이 발생하였을 때, 해당 구조물에 보수를 요하는 수준 이상의 손상이 발생할 확률이 30%이다”와 같은 정보를 지진취약도 곡선으로부터 읽을 수 있다. 따라서, 지진취약도 곡선은 X축 변수로 지진의 크기에 해당하는 최대지반가속도(Peak Ground Acceleration, PGA), 최대지반속도(Peak Ground Velocity, PGV), 스펙트럴 가속도(Spectral Acceleration) 등을 사용하며, Y축 변수로는 어떠한 수준의 손상이 발생할 확률을 사용한다. 이 때 지진손상으로는 주로 교각 상부 또는 하부에서의 소성거동, 상판의 낙교(Unseating) 및

충돌(pounding) 등을 고려할 수 있으며, 건축구조물의 경우에는 보나 기둥에서의 소성거동 등을 고려할 수 있다. 이러한 지진취약도를 바람하중에 대한 취약도로 확장한다면, “초속 40m이상의 바람에 의한 구조물이 손상을 입을 가능성이 몇 %이상”이라는 형식의 취약도 분석도 가능할 것으로 기대된다.

지진취약도 분석과 관련한 절차를 보면, 대부분 지진취약도 분석은 지진발생의 불확실성을 충분히 고려할 수 있도록 발생 가능한 충분히 많은 수의 지진자료를 이용하여 지진해석을 수행하고, 그 결과를 이용하여 지진취약도 분석을 하는 이른바 Monte Carlo시뮬레이션에 의하여 수행할 수 있으며(Shinozuka *et al.*, 2000, Kim 2002, Kim and Shinozuka 2003), 또는 지난 고베지진에 의하여 발생한 교량의 손상사례를 분석하여 지진취약도를 분석한 것과 같이 실제 자료를 이용한 경험적 지진취약도 분석을 수행할 수도 있다(Yamaguchi and Yamazaki 2001, Shinozuka *et al.*, 2002).

이러한 지진취약도 분석은 원래 원자력 발전소의 격납 구조물이나 발전설비에 대하여 70년대부터 수행되기 시작하였으며, 최근에서는 미국이나 일본과 같은 강진발생 지역의 교량 및 건축구조물에 대해서도 지진취약도를 분석하는 사례가 증가하고 있고, 또한 미국 중부지역이나 한국과 같은 중약진지역의 교량에 대한 지진취약도 분석이 수행된 바가 있다(Choi *et al.*, 2004). 국내에서도 이에 대한

관심이 증가하고 있는 것으로 보여지며, 이 기술기사가 관심있는 연구자들에게 도움이 될 수 있기를 기대하면서 들어가고자 한다.

2. 지진취약도 분석

지진취약도 분석을 위한 절차는 분석자에 따라 다양한 접근이 가능하지만, 여기서는 Shinozuka 등에 의하여 제안된 방법을 간단히 설명하고자 한다(Shinozuka *et al.*, 2000a). Shinozuka 등의 방법은 PGA, PGV 등의 변수에 대한 지진취약도 곡선을 대수정규분포 함수로 제안하고, 해석적으로, 그리고 실제 지진에 의하여 손상된 구조물을 조사하여 경험적으로 지진취약도를 평가하여, 대수정규분포로 표현한 지진취약도 곡선의 타당성을 밝힌 바 있다(Shinozuka *et al.*, 2000b).

우선, 임의의 지진에 의한 구조물의 손상단계를 N_{state} 까지 고려하는 경우, N_{state} 개의 지진취약도 곡선을 얻을 수 있다. $PGA=a_i$ 인 임의의 지진에 대하여 구조물이 성능한계 E_k 를 초과할 확률, 즉 지진손상가능성을 식 (1)과 같이 $F_k(a_i; c_k, \zeta_k)$ 로 나타내고, 이를 지진취약도라 할 때, 손상이 E_k 와 E_{k+1} 사이에 있을 확률 $P_{ik}=P(a_i, E_k)$ 은 지진취약도 곡선을 이용하여 다음의 식 (2)와 같이 구할 수 있다.

$$F_k(a_i; c_k, \zeta) = \Phi \left[\frac{\ln(a_i / c_k)}{\zeta} \right] \quad (1)$$

$$P_{ik} = P(a_i, E_k) = \begin{cases} 1 - F_1(a_i; c_1, \zeta) & \text{for } k = 0 \\ F_k(a_i; c_k, \zeta) - F_{k+1}(a_i; c_{k+1}, \zeta) & \text{for } k = 1, 2, \dots, N_{state} - 1 \\ F_{N_{state}}(a_i; c_{N_{state}}, \zeta) & \text{for } k = N_{state} \end{cases} \quad (2)$$

그리고, Likelihood 함수는 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$L(c_1, c_2, \dots, c_{N_{state}}, \zeta) = \prod_{i=1}^n \prod_{k=0}^{N_{state}} P_k(a_i; E_k)^{x_{ik}} \quad (3)$$

여기서, x_{ik} 는 $PGA=a_i$ 인 지진에 대하여 구조물에 E_k 의 손상이 발생한 경우 1의 값을 가지고, 그렇지 않은 경우에는 0을 가진다. 위와 같은 Likelihood 함수로부터 다음의 식을 이용하여 c_k 와 ζ 를 구할 수 있다.

$$\frac{\partial \ln L(c_1, c_2, \dots, c_{N_{state}}, \zeta)}{\partial c_k} = \frac{\partial \ln L(c_1, c_2, \dots, c_{N_{state}}, \zeta)}{\partial \zeta} = 0 \quad (k = 1, 2, \dots, N_{state}) \quad (4)$$

위의 방법은 지진취약도를 PGA, PGV 등에 대하여 지진손상가능성을 분석할 때 사용될 수 있으며, 지진의 발생 확률에 대한 지진취약도 분석을 위하여 확률밀도함수 보간법을 이용한 방법이 최근 필자들에게 의하여 소개된 바 있다 (이진학 등 2004).

3. 지진취약도 분석 사례

3.1 다경간 콘크리트 교량에 대한 지진취약도 분석 사례

미국 California주의 Santa Clara 교량에 대한 지진취약도를 분석하였다. 이 교량의 경우 다음 그림 1과 같이 총 연장이 500m이며, 하부 지반조건이 상이한 조건이어서, 교각에 입력되는 지진 역시 서로 다를 가능성이 높은 교량이다. 이 교량에 대하여 각 교각에 대한 입력지진의 영향과 교량 상판의 충돌의 영향을 고려하여 지진취약도를 분석, 비교하였다. 이를 위한 분석절차는 다음과 같다. 우선 공간적 상관관계를 고려하여 같은 지진응답스펙트럼을 갖는 인공지진이력을 생성하였다(Deodatis 1996a, 1996b; Shinozuka *et al.*, 1998; Kim 2002, 김상훈 2003). 이러한 입력지진의 가속도 성분으로부터 변위성분을 구한 뒤, 이를 교각 하부에 변위입력으로 가하여, 교량의 지진해석을 수행하였다(그림 2). 이 때 구조물의 해석모델은 그림 3과 같이 신축이음부(expansion joint)와 교각 상하부에 비선형 요소를 추가하여 작성하였다. 이 연구에서는 손상단계를 다섯 단계로 분류하였으며, 회전연성도가 1, 2, 3, 4, 5이 상인 손상을 각각 손상단계 I, II, III, IV, V로 정의하였다.

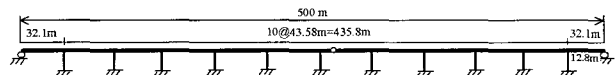
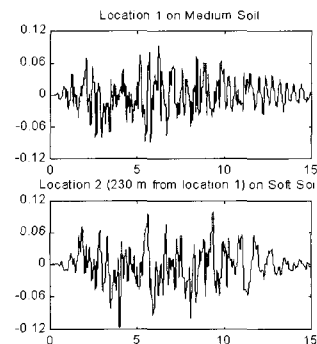
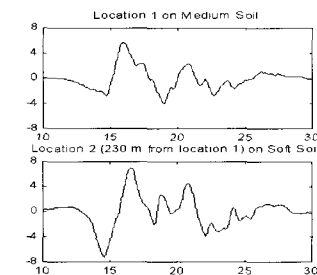


그림 1 Santa Clara 교량



(a) 인공지진 가속도이력 (g)



(b) 인공지진 변위이력 (cm)

그림 2 공간적 상관관계를 이용하여 생성된 인공지진

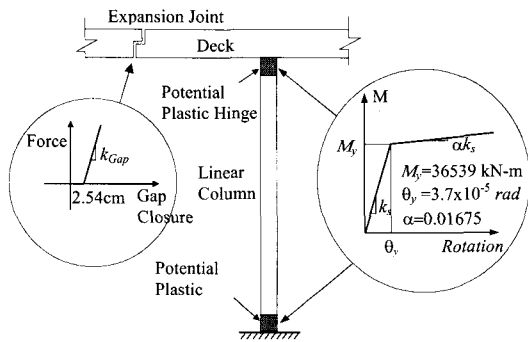


그림 3 충돌 및 교각 비선형거동을 고려한 교량의 모델링

다음의 그림 4는 PGA와 PGV에 대하여 Santa Clara 교량의 지진취약도를 분석한 결과를 보여주고 있다. 충돌의 영향을 고려하는 경우와 충돌의 영향을 고려하지 않는 경우의 지진취약도 곡선의 차이는 동일지진을 사용할 때와 서로 다른 입력지진을 사용할 때의 차이보다는 크지 않음을 알 수 있다. 예를 들어 손상 III 단계의 결과를 볼 때, 중간값에 해당하는 PGA값이 동일지진을 사용하고 충돌을 고려하지 않을 경우 0.301g이며, 동일지진을 사용하고 충돌을 고려할 경우 0.297g로써 큰 차이가 없으나, 충돌을 고려하지 않고 서로 다른 지진을 사용할 때는 0.175g로 중간값이 상당히 감소하게 된다. 그리고, 충돌까지 고려하는 경우 그 값은 0.155g로 더 작게 계산되는데, 중간값이 작다는 것은 전체적으로 취약도 곡선이 왼쪽으로 이동하는

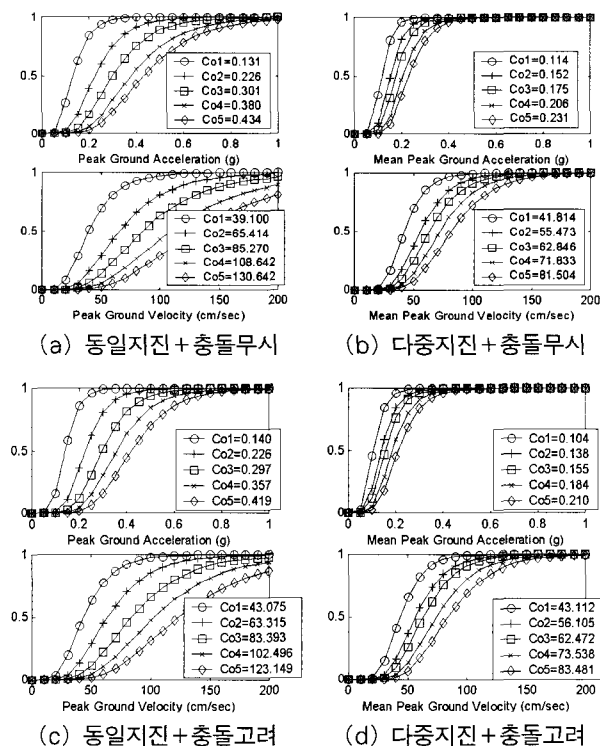


그림 4 입력지진 및 충돌 고려에 따른 지진취약도 분석 결과

것을 의미하고, 이는 곧 같은 크기의 지진에 대하여 어느 정도 이상의 지진손상이 발생할 가능성이 증가함을 의미한다. 따라서 교량의 길이가 길고 지반조건이 상이하며, 또한 상부구조물에 신축이음부가 있는 경우 이러한 조건을 반영하여 지진취약도 분석을 수행하여야 함을 알 수 있다. 즉, 이러한 조건을 무시할 때 내진성능을 과대평가할 수 있는 위험이 있다는 것을 알 수 있다.

3.2 강재자켓으로 보강된 교량의 지진취약도 분석 사례

최근에는 내진성능을 향상시킨 교량이 시공되고 있지만, 기존의 내진코드를 따라 설계된 교량의 경우, 현재 코드에서 요구하는 수준의 내진성능을 확보하지 못하는 경우가 있다. 이러한 교량의 경우 강진 발생시 큰 손상이 발생할 가능성이 높기 때문에, 이러한 시설 교량에 대하여 강재자켓(steel jacketing), 구속장치(restrainer), 면진받침 등을 적용함으로써 내진성능을 향상시키고 있다. 미국의 경우에는 강재자켓으로 교각을 보강함으로써 교각의 연성도를 증가시키는 방법이 가장 일반적으로 행하여지고 있다(Chai *et al.*, 1991; Priestley *et al.*, 1996). 여기서는 앞 절에서 소개한 Santa Clara 교량에 대하여 강재자켓으로 보강한 경우 내진성능의 향상 정도를 교량의 지진취약도 분석을 통하여 수행한 내용을 소개하였다. 이 연구에서 사용된 지진은 앞 절에서 소개한 인공지진이 아닌 Los Angeles 지역의 지진 연구를 위하여 개발된 60개의 FEMA-SAC 지진으로, 이들을 이용하여 지진해석을 수행하였고, 그 결과로부터 지진취약도를 분석하였다(SAC 1997).

이 때 교량의 손상단계별 교각의 회전연성요구도는 Dutta and Mander(1999)의 연구결과를 이용하여 다음의 표 1과 같이 설정하였다. 여기서 손상단계 I은 경미한 손상으로 지진발생 후 특별한 조치가 필요없는 정도의 손상이며, 손상단계 V는 교각의 붕괴를 의미한다. 내진보강 후 붕괴를 유발하는 회전연성도가 15.7에서 34.0으로 크게 증가하였음을 알 수 있다(Shinozuka *et al.*, 2002; 김상훈 등 2004).

표 1 손상단계별 교각의 회전연성요구도 한계

손상단계	보강 전	보강 후
I	1.0	1.0
II	1.7	2.5
III	4.3	8.3
IV	7.5	15.7
V	15.7	34.0

다음의 표 2와 그림 5는 Santa Clara 교량에 대한 보강

전후의 지진취약도분석을 수행한 결과이며, 보강 전 손상 단계 I을 유발할 수 있는 지진이 51개였으며, 이는 보강 후에도 같음을 알 수 있다. 그러나, 붕괴를 유발할 수 있는 수준의 지진은 보강 전의 6개에서 보강 후 1개로 크게 감소하였으며, 감소한 정도는 어느 정도 다르지만 손상단계 II~V에 대하여 내진보강을 함으로써 내진성능이 향상되었음을 알 수 있다. 이러한 연구를 국내에 적용해 본다면, 국내의 경우 강재자켓에 의한 보강보다는 면진받침을 사용함으로써 내진성능을 향상시키는 경우가 많기 때문에, 강재자켓 대신 면진받침을 이용하였을 때의 지진취약도 곡선을 비교함으로써 내진성능 향상을 정량적으로 분석할 수 있을 것으로 기대된다.

표 2 손상을 유발한 지진의 수

손상단계	보강 전	보강 후
I	51	51
II	44	39
III	30	15
IV	19	3
V	6	1

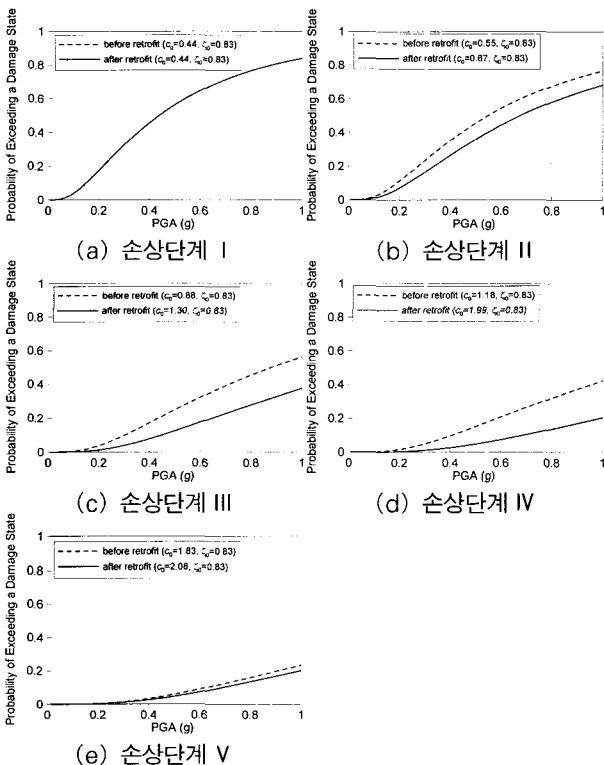


그림 5 Santa Clara 교량의 내진보강 전후의 지진취약도 비교

4. 역량스펙트럼을 이용한 지진취약도 분석

지진취약도 분석은 전술한 바와 같이 충분히 많은 수의

지진에 대한 지진해석을 수행함으로써 지진의 크기와 손상가능성에 대한 정보를 얻는 것으로, 이러한 해석적 지진취약도 분석을 위해서는 구조물의 비선형 지진응답해석이 필요하다. 이 경우 지진응답해석은 정밀한 해석결과를 구하는 것이라기보다는 손상의 범주를 구하기 위한 것으로, 예를 들어 소성힌지에서의 회전변위를 정확히 해석하는 것보다는 그 부재가 항복하였는지의 여부, 또는 최종강도에 도달하였는지 등의 손상범주를 구하는 것이 더욱 중요하다고 할 수 있다. 물론 정밀해석을 통하여 손상의 범주를 파악할 수 있으나, 이 경우 과도한 계산시간을 필요로 하게 된다. 이러한 계산시간을 줄여주기 위하여 ATC-40에서 소개된 바 있는 역량스펙트럼법(Capacity Spectrum Method, CSM)을 적용하여 구조물의 지진응답을 평가하고 지진취약도 분석을 수행할 수 있다. 다만 역량스펙트럼법을 이용하여 구조물의 비선형지진응답을 분석하였을 때, 상부구조물에 신축이음부가 있는 경우와 마찰받침 등이 있는 경우에는 비선형정적해석의 결과와 비선형시간이력해석의 결과가 매우 상이하여 이러한 요소가 없는 교량형식의 구조물에 적합한 방식임을 알 수 있었다. 대부분의 건축구조물의 경우 이러한 요소가 없으므로 역량스펙트럼법을 이용하여 지진취약도 분석을 효과적으로 수행할 수 있을 것으로 기대할 수 있다.

4.1 역량스펙트럼법에 의한 지진취약도 분석

4.1.1 역량스펙트럼

비선형정적해석을 통하여 최종강도에 이를 때까지의 밀변전단력-소성힌지에서의 회전변위($V-\theta_{pl}$) 관계를 계산할 수 있고, 이로부터 역량스펙트럼을 구할 수 있다. 이때, 절점에 분포시킬 등가정적하중에 대하여 ATC-40에서는 절점의 자중(w_i)과 모드형상값(ϕ_i)을 이용하여 구하도록 하고 있다. 비선형정적해석을 통하여 구한 $V-\theta_{pl}$ 관계로부터, 다음의 식 (5)를 이용하여 스펙트럴 가속도(S_a)와 스펙트럴 변위(S_d)의 관계로 변환하여, 가속도-변위 응답스펙트럼(Acceleration-Displacement Response Spectrum, ADRS)을 구할 수 있다(ATC 1996, Shinozuka *et al.*, 2000a; Zheng *et al.*, 2003; 김상훈 등 2004).

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha}, \quad S_d = \frac{\theta_{pl}}{PF\phi_{pl}} \quad (5)$$

여기서, W 는 교량의 총중량, θ_{pl} 은 소성힌지의 회전변위, ϕ_{pl} 은 소성힌지에서의 기본모드의 모드형상값을 나타

낸다. PF 와 α 는 모드참여계수(modal participation factor)로 각각 다음과 같이 구할 수 있다.

$$PF = \frac{\left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_i) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_i^2) / g} \right]}{\alpha} = \frac{\left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_i) / g}{\sum_{i=1}^N w_i / g} \right]^2}{\left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_i^2) / g}{\sum_{i=1}^N w_i / g} \right]} \quad (6)$$

4.1.2 요구스펙트럼

지진자료로부터 구한 가속도 응답스펙트럼(S_d)는 다음 식 (7)에 의하여 변위 응답스펙트럼(S_a)으로 변환할 수 있으며, 이 두 값으로부터 가속도-변위 응답스펙트럼 곡선을 얻을 수 있다(ATC 1996).

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (7)$$

한편, ATC-40에서는 비선형이력감쇠를 고려하기 위하여 다음과 같이 감소계수 SR_A 와 SR_V 를 적용하여 스펙트럴 가속도 및 속도를 감소시키도록 하고 있다.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \geq SR_{A,min} \quad (8)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \geq SR_{V,min} \quad (9)$$

여기서, $SR_{A,min}$ 과 $SR_{V,min}$ 은 각각 감소계수의 하한치이며, 이 연구에서는 교량구조물을 Type A로 고려하여, 각각 0.33과 0.50을 사용하였다. β_{eff} 는 5% 감쇠를 포함한 등가유효감쇠로 다음과 같다.

$$\beta_{eff} = \kappa \beta_0 + 5 = \frac{63.7 \kappa (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (10)$$

여기서, β_0 는 역량스펙트럼에 있어서 전체 이력거동과 관련된 등가의 점성감쇠이며, κ 는 실제 교량의 이력거동을 고려한 수정계수로써, β_0 가 16.25보다 작을 때는 1을, β_0 가 16.25보다 클 경우에는 $1.13 - 0.008\beta_0 \geq 0.77$ 을 사용한다. 한편, (d_y , a_y)와 (d_{pi} , a_{pi})는 각각 항복점과 성능점을 나타낸다. 식 (10)를 보면, 구조물이 항복되기 전에는 $\beta_{eff} = 5\%$ 로 일정하며, 이 경우 식 (8)과 (9)에서 SR_A 와 SR_V 를 구해보면, 모두 1.0으로 요구스펙트럼을 감소시키지 않는 상태임을 알 수 있다.

4.1.3 성능점

역량스펙트럼과 요구스펙트럼이 교차하는 점을 성능점

이라고 하며, 성능점과 감소계수가 식 (7)-(10)과 같이 서로 연관되어 있어, 한 번의 계산으로는 구하기 어렵고, 대부분 반복계산에 의하여 구할 수 있게 된다. 이 연구에서도 반복계산에 의하여 ($i-1$)번째 구한 성능점과 i 번째 구한 성능점의 차이가 5% 이하가 되는 조건을 이용하여 성능점을 구하였다. ATC-40은 건축구조물의 비선형정적해석을 위하여 제시된 것으로 교량구조물을 위한 감소계수를 비롯한 상세한 부분에 있어서의 연구는 진행 중에 있다 (Song and Pincheira 2000). 이 연구에서는 감소계수에 대하여 자세하게 분석하는 대신 ATC-40에서 제안한 감소계수를 사용하는 경우와 감소계수를 사용하지 않는 경우, 즉 응답스펙트럼을 5% 감쇠비에 대하여 구한 것만을 이용하는 경우로 단순화하여 결과를 비교하였다. 감소계수를 적용하지 않는 경우에는 반복계산 없이 바로 성능점을 구할 수 있다

4.2 역량스펙트럼법에 의한 지진취약도분석

4.2.1 CSMI: 역량스펙트럼법을 이용한 기존 방법의 적용 (Shinozuka *et al.*, 2000a)

구조물의 역량스펙트럼은 구조물의 재원 및 형식에 의하여 결정된다. 그러나 성능점을 구하는 과정에서 여러 개의 지진자료들의 요구스펙트럼을 어떻게 이용하느냐에 따라서 여러 가지 접근 방법이 나올 수 있다. Shinozuka 등의 기존 연구(Shinozuka *et al.*, 2000a)에서는 임의의 PGA 값을 갖는 지진에 대한 구조물 응답의 확률특성을 역량스펙트럼법에서 직접 구하기 위하여, 다음의 방법을 제안하였다.

- step 1. 일련의 지진자료에 대하여 이들 지진의 PGA값이 대표적인 PGA값에 가까운 지진들로 분류한 후, 지진자료의 크기를 축소/확대한다.
- step 2. i 번째 대표 PGA값에 속한 지진들의 요구스펙트럼을 계산한 후, 평균 요구스펙트럼과 평균에서 표준편차만큼의 차이를 고려한 요구스펙트럼을 구한다.
- step 3. 비선형정적해석을 통하여 하중-변위관계를 구하고, 식 (5)를 이용하여 역량스펙트럼을 구한다.
- step 4. 구조물의 역량스펙트럼과 step 2에서 구한 i 번째 대표 PGA를 갖는 지진들의 요구스펙트럼을 이용하여, 성능점(스펙트럴 변위)을 구한다.
- step 5. n 번째 대표 PGA에 대한 구조물의 스펙트럴 변위의 평균($\mu_d(a)$)과 표준편차($\sigma_d(a)$)는 다음과 같이 평균 요구스펙트럼으로부터 구한 스펙트럴 변위

$(S_d^0(a))$ 와 평균 요구스펙트럼으로부터 표준편차만큼 떨어진 요구스펙트럼으로부터 구한 스펙트럴 변위 $(S_d^-(a), S_d^+(a))$ 로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\mu_d(a) = S_d^0(a), \quad \sigma_d = \sqrt{\sigma_d^+(a) \cdot \sigma_d^-(a)} \quad (11)$$

step 6. 일정한 PGA를 갖는 지진에 대한 구조물 응답이 대수정규분포를 만족한다고 가정할 때, 스펙트럴 변위의 중간값 $(c(a))$ 과 대수표준편차 $(\zeta(a))$ 는 다음의 관계로부터 구할 수 있다.

$$\mu_d(a) = c(a) \exp\{\{\zeta(a)\}^2/2\} \quad (12)$$

$$\{\sigma_d(a)\}^2 = \{\bar{S}_d(a)\}^2 [\exp\{\{\zeta(a)\}^2\} - 1] \quad (13)$$

step 7. 각 손상단계별 스펙트럴 변위의 한계를 다음의 관계로부터 구하고,

$$d_i = \frac{\theta_{pl}/\theta_y}{PF\phi_{pl}/\theta_y} = \frac{(Ductility\ Demand)_{damage}}{(PF\phi_{pl})_{damage}/\theta_y} \quad (14)$$

step 8. 최종적으로 각 손상단계에 해당하는 응답의 확률을 다음과 같이 누적확률분포를 이용하여 구할 수 있다.

$$P[S_d(a) \geq d_i] = P(a, d_i) = 1 - \Phi \left[\frac{\ln(d_i/c(a))}{\zeta(a)} \right] \quad (15)$$

4.2.2 CSM2: CSM1의 변형

이 연구를 통하여 CSM1 방법으로 구한 지진취약도 곡선이 대체로 비선형시간이력해석에 의한 지진취약도 곡선보다 오른쪽에 위치함을 알 수 있다(그림 10 참조). 즉, 임의의 지진에 대한 손상발생 확률을 낮게 계산하는 결과를 얻게 되는데, 이는 공학적 관점에서 볼 때 매우 위험한 결과라 할 수 있다. 따라서 이를 개선하여 주기 위한 간단한 방법으로 CSM2에서는 감소계수를 1.0으로 고정하여 이력감쇠의 영향을 고려하지 않도록 하였다. 이러한 경우에는 성능점을 구하기 위한 반복계산을 하지 않고, 5% 감쇠비에 대한 요구스펙트럼과 구조물의 역량스펙트럼으로부터 교차점을 구함으로써 바로 성능점을 구할 수 있게 된다.

4.2.3 CSM3: 개별 지진에 대한 최대응답값을 이용

CSM1과 CSM2의 방법은 주어진 지진자료를 수정하여 각 지진의 PGA가 대표 PGA값이 되도록 지진자료의 크기를 수정함으로써, 비선형시간이력해석에서 사용된 지진과 특성이 다른 지진을 고려하게 되는 단점이 있다. 또한,

각 요구스펙트럼의 확실적인 값을 구하고, 이로부터 스펙트럴 변위의 확률특성값을 예측한 후, 최종적으로 임의의 손상상태에서의 스펙트럴 변위의 한계를 초과할 확률을 구함으로써 지진취약도 분석 결과가 비선형시간이력해석에 의한 지진취약도와 상이한 결과를 가질 수 있다.

한편, ATC-40에서 제안한 역량스펙트럼법은 비선형시간이력해석 대신 계산시간이 짧게 소요되는 비선형 정적 해석을 이용하여 최대응답을 예측할 수 있도록 한 방법이라는 사실에 근거하여, CSM3에서는 역량스펙트럼법을 각각의 지진자료에 적용하여 각각의 지진자료에 대한 구조물의 최대응답을 예측한 후, 그 값들을 이용하여 지진취약도를 분석하는 방법을 제안하였다. 결국 CSM3 방법은 2장에서 소개한 비선형시간이력해석 결과를 이용한 방법에서, 비선형시간이력해석 결과 대신 비선형정적해석 결과를 이용하여 지진취약도를 구하도록 한 과정으로 이해할 수 있다.

4.2.4 CSM4: CSM3의 변형

CSM3의 결과로부터 구한 지진취약도의 전체적인 경향은 비선형시간이력해석으로부터 구한 결과의 경향과 비슷하지만, CSM1의 결과와 마찬가지로 지진손상확률이 더 낮게 계산되는 단점이 발견되었다(그림 10 참조). 따라서 CSM4 방법에서는 성능점을 구하는 데 있어 요구스펙트럼을 감소시키지 않음으로써, 과소평가되는 최대응답값을 보충할 수 있도록 하였다. 감소계수를 적용한 경우와 적용하지 않은 경우의 해석결과를 4.5절에서 보다 자세하게 비교, 검토하였다.

4.3 예제 교량구조물 및 지진자료

다음 그림 6과 같이 미국 Los Angeles 부근의 예제교량을 대상으로 지진취약도 분석을 수행하였다. 총 연장 34m인 이 교량의 재원은 그림 6과 같고, 교량 상판은 교폭 10m의 콘크리트 슬래브로 구성되어 있으며, 양쪽의 지지교각은 지름 0.76m의 원형 교각 세 개로 각각 구성되어 있다. 한편, 일반적으로 국내의 교량이 상부구조물과 교각이 교좌장치로 연결되어 있는 것과는 달리 이 예제교량은 상부구조물과 교각이 일체형으로 구성되어 있다.

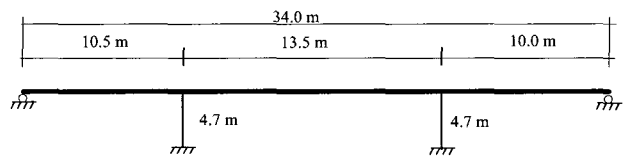


그림 6 예제 교량의 제원

교각은 교각 양단에 소성힌지를 고려하여 모델링하였으며, 하부에는 지반특성을 고려할 수 있도록 지반스프링을 추가하였다. 한편 지진에 의한 구조물의 손상상태를 결정하기 위한 기준으로는 앞 절에서 소개한 바와 같이 Dutta and Mander (1999)에 의하여 제안된 교각 소성힌지에서의 최대 회전연성요구도를 이용하였고, 입력지진으로는 FEMA-SAC에서 제안된 60개의 Los Angeles 지진을 이용하였다.

표 3 손상단계 별 연성도 한계

손상단계	설명	수평처짐한계	연성도 한계
I	초기 항복	0.005	$1.00 < \mu < 1.34$
II	크랙 발생	0.007	$1.34 < \mu < 2.71$
III	앵커 손실	0.015	$2.71 < \mu < 4.42$
IV	붕괴 시작	0.025	$4.42 < \mu < 8.70$
V	붕괴	0.05	$8.70 < \mu$

4.4 CSM1 및 CSM2에 의한 지진취약도분석

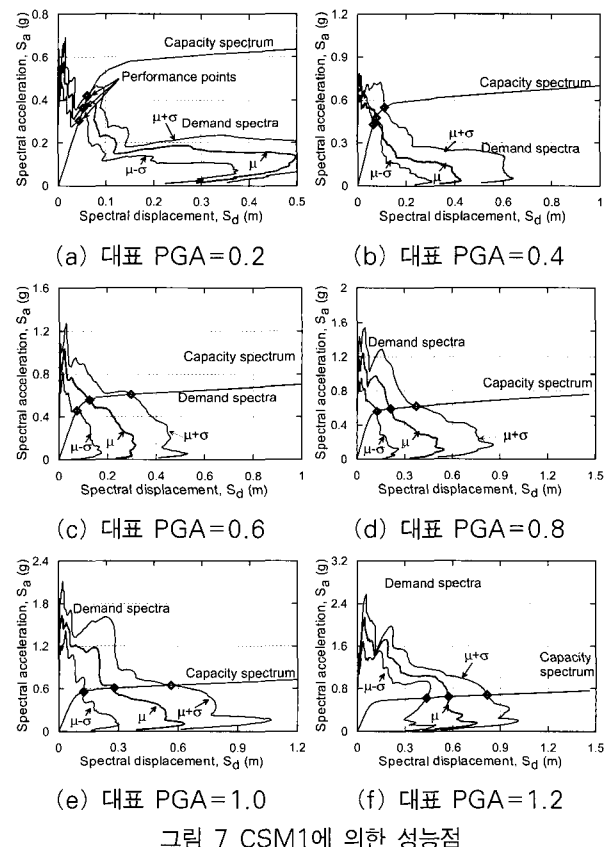
CSM1과 CSM2에서는 60개의 지진자료료를 그대로 사용하지 않고, 6개의 그룹으로 나누어, 같은 대표 PGA(0.2g, 0.4g, 0.6g, 0.8g, 1.0g, 1.2g)를 갖도록 지진의 크기를 조절하였다. 같은 그룹에 속한 지진자료들의 요구스펙트럼을 구한 후, 이들의 평균과 표준편차를 구하고, 평균 요구스펙트럼과 평균에서 표준편차를 뺀 요구스펙트럼과 더한 요구스펙트럼, 이렇게 세 개의 요구스펙트럼을 구할 수 있다. 그리고 세 개의 요구스펙트럼에 대하여 각각의 성능점을 구할 수 있고, 이 때 감소계수의 적용여부에 따라 성능점 해석결과가 달라진다. 기존의 방법과 동일하게 해석을 수행한 CSM1에서는 감소계수를 적용하였으며, CSM2에서는 다음의 4.5절에서 설명한 이유에서 감소계수를 적용하지 않았다. CSM1에 의하여 최종적으로 성능점을 구할 때 이용된 요구스펙트럼과 성능점을 그림 7에 제시하였고, 감소계수를 적용하지 않은 경우의 성능점(CSM2의 경우)을 그림 8에 제시하였다. CSM1의 경우 성능점의 첫 번째 해가 CSM2의 결과라 할 수 있다. 그림 7과 8에서 대표 PGA=0.2g로 작은 지진의 경우, 역랑스펙트럼법으로부터 구한 성능점이 같다. 이는 구조물이 항복되기 이전에 성능점을 찾은 경우로써, 이 경우 유효감쇠율이 5%로써, 감소계수가 1.0이 되어 요구스펙트럼이 감소되지 않는 경우이다. 그러나 대표 PGA=1.0g인 경우, 그림 8(e)에서와 같이 첫 번째 계산에서 세 성능점이 모두 항복 후로 구하여짐을 알 수 있고, 이때 감소계수를 이용하여 요구스펙트럼을 줄여가면서 성능점을 구하면 최종적으로 그림 7(e)와 같이

성능점을 구할 수 있게 된다.

한편, CSM1과 CSM2로 구한 스펙트럴 변위의 평균과 표준편차 및 대표 PGA에 대한 구조물의 스펙트럴 변위의 확률특성값을 표 4, 표 5에 제시하였다. 표 4와 5에서 $S_d^0(a)$, $(S_d^- (a))$, $(S_d^+ (a))$ 는 역랑스펙트럼과 세 요구스펙트럼으로부터 구한 성능점에서의 스펙트럴 변위를 읽은 값이며, $c(a)$ 와 $(\xi(a))$ 는 식 (11)–(13)로부터 구한 스펙트럴 변위의 중간값과 대수표준편차값이다. 한편 식 (14)를 이용하여, 다섯 손상단계에 대한 스펙트럴 변위의 한계 즉, d_i 를 구하면, 각각 0.0638, 0.0856, 0.1730, 0.2822, 0.5551과 같고, 이러한 정보로부터 손상단계별 지진취약도를 식 (15)를 이용하여 구할 수 있다. 예를 들어 PGA=1.0g인 경우, 손상단계 V의 손상이 발생할 수 있는 가능성을 CSM1과 CSM2로부터 구해보면 다음과 같다. CSM1의 경우, PGA=1.0g에 대한 회전변위의 중간값과 대수표준편차는 각각 0.2021, 0.8027과 같고, 손상단계 V에 대한 스펙트럴 변위의 한계는 0.5551이므로, 지진취약도는 식 (15)에서

$$P[S_d(1.0g) \geq 0.5551] =$$

$$1 - \Phi \left[\frac{\ln(0.5551/0.2021)}{0.8027} \right] = 0.1041 \quad (16)$$



과 같다. CSM2로부터 구한 소성힌지에서의 스펙트럴 변위의 확률값을 대입하면, 같은 방법으로 0.3999를 얻을 수 있고, 결국 CSM1은 손상가능성을 70% 이상 과소평가하고 있음을 알 수 있다. 이와 같이 구한 각 손상단계별 지진취약도를 4.5절의 그림 10에 정리하였다. 전술한 바와 같이 CSM1의 경우 감소계수를 이용하여 이력감쇠를 고려함으로써, 결과적으로 응답을 작게 산정하였고, 이렇게 작게 산정된 응답으로 인하여 전체적인 손상발생 확률이 CSM2의 경우보다 낮게 산정되었음을 알 수 있다.

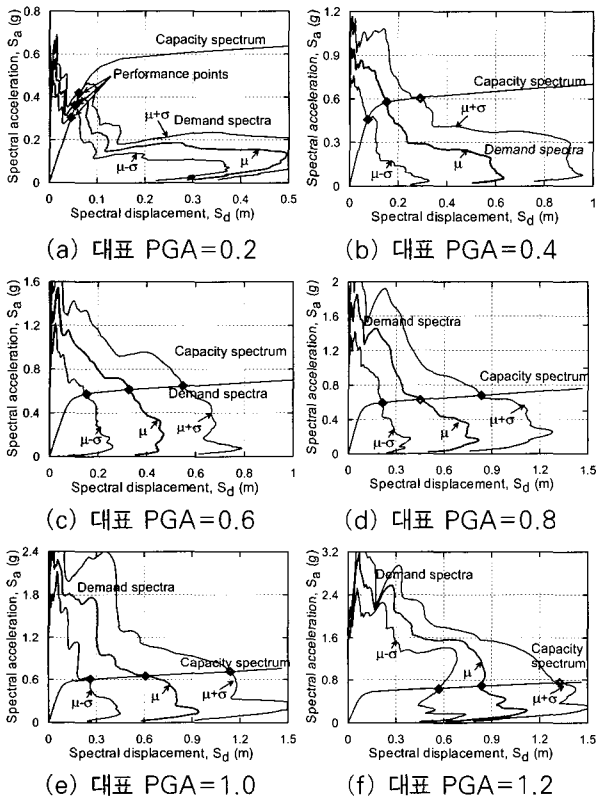


그림 8 CSM2에 의한 성능점

표 4 스펙트럴 변위의 확률값 (CSM1)

대표 PGA	Sd0(a)	Sd-(a)	Sd+(a)	c(a)	ζ(a)
0.2	0.0530	0.0445	0.0615	0.0377	0.8247
0.4	0.0784	0.0665	0.1121	0.0527	0.8912
0.6	0.1256	0.0735	0.2958	0.0814	0.9308
0.8	0.2113	0.1262	0.3728	0.1474	0.8483
1.0	0.2789	0.1247	0.5643	0.2021	0.8027
1.2	0.5737	0.4349	0.8164	0.3979	0.8554

표 5 스펙트럴 변위의 확률값 (CSM2)

대표 PGA	Sd0(a)	Sd-(a)	Sd+(a)	c(a)	ζ(a)
0.2	0.0530	0.0445	0.0615	0.0377	0.8247
0.4	0.1529	0.0732	0.2878	0.1109	0.8015
0.6	0.3259	0.1507	0.5472	0.2445	0.7580
0.8	0.4588	0.2174	0.8343	0.3363	0.7883
1.0	0.6122	0.2615	1.1355	0.4573	0.7639
1.2	0.8370	0.5724	1.3327	0.5791	0.8583

4.5 CSM3 및 CSM4에 의한 지진취약도분석

한편, CSM3과 CSM4에서는 60개의 지진이력자료에 대하여 각각 역량스펙트럼법을 적용하여 교각 상하부의 스펙트럴 변위를 산정하였으며, 그 값들을 이용하여 PGA에 대한 지진취약도를 분석하였다. 지진취약도 분석에 앞서 CSM3, CSM4로 구한 최대변위의 정확성을 검토하기 위해서, 역량스펙트럼법으로 구한 변위를 비선형시간이력해석(Nonlinear Time History Analysis, NTHA)으로부터 구한 변위와 비교하였다. 교량 상판에서의 수평변위에 대한 해석결과와 교각의 소성힌지에서의 회전변위에 대한 해석결과를 각각 비교하기 위해서 그림 9의 (a)와 (b)로 나누어 각각을 비교하였다. 교량 상판에서의 수평변위의 경우, 회전연성요구도가 2.0에 이르기 전까지는 비선형시간이력해석에 의한 최대변위와 일치하고, 회전연성요구도가 2.0보다 큰 경우, 즉 큰 지진에 의하여 비선형거동을 많이 하게 되는 경우에는 CSM3과 CSM4에 의하여 최대변위를 더 크게 산정하고 있으며, CSM3의 경우에는 과소평가하는 경우도 있음을 알 수 있다. 그러나 CSM4는 감소계수를 사용하지 않으므로써, 상판의 수평변위 산정 시에는 6배까지 과도하게 산정하는 경향을 보이고 있음을 알 수 있다. 상판의 수평방향 최대변위와는 달리 교각 소성힌지에서의 회전변위의 경우에는 과대평가의 정도가 상판에 비하여 50%정도 수준이며, 오히려 과소평가하는 경우도 많이 발생함을 알 수 있다. 특히 CSM3의 경우, 감소계수를 고려함으로써 과소평가하는 정도가 더 커짐을 알 수 있다. 내진성능평가와 같은 경우, 과도한 산정보다는 과소산정이 더 위험하므로, 이 예제 교량의 경우에는 보수적인 평가를 위하여 CSM4, 즉 감소계수를 적용하지 않는 것이 더 바람직한 방법임을 알 수 있다.

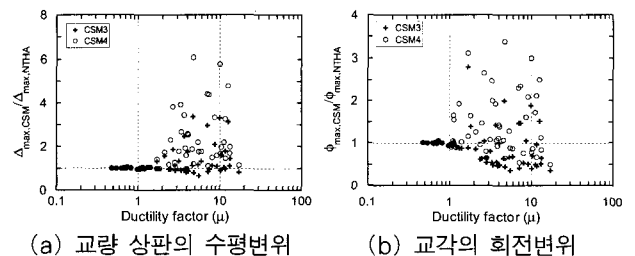


그림 9 역량스펙트럼에 의한 해석결과와 비선형시간이력해석의 결과 비교

CSM3과 CSM4에 의하여 60개의 지진자료에 대한 최대응답을 구하고, 그 결과로부터 2장에서 소개한 바 있는 지취약도 분석과정을 따라 대수정규분포함수로 표현한 지

진취약도 곡선을 구하였다. 이 경우, 지진취약도 곡선은 식 (1)과 같이 중간값과 대수표준편차로 나타낼 수 있는데, CSM3과 CSM4로부터 구한 지진취약도 곡선의 중간값과 대수표준편차를 비선형시간이력해석에 의한 결과와 함께 표 6에 정리하였다. 지진취약도 곡선을 대수정규분포 함수로 표현할 때, 중간값이 가지는 물리적인 의미는 다음과 같다. 즉, 중간값은 임의의 손상단계에 대한 중간값을 PGA로 갖는 지진이 발생할 때, 구조물의 손상이 임의의 손상단계에 이를 가능성이 50%라는 것을 의미한다. 이 예제교량의 경우, Moderate 손상에 대한 비선형시간이력해석에 의한 지진취약도 곡선의 중간값이 0.499g이므로, 0.499g의 지진에 대하여 구조물이 Moderate 손상을 입을 가능성이 50%임을 의미한다. 따라서 중간값이 클수록 지진의 확률적 안전성이 우수하다는 것을 의미하게 되는데, 표 6을 볼 때, CSM3에 의한 중간값들이 일관적으로 비선형시간이력해석에 의한 지진취약도의 중간값보다 10%~50% 이상 크게 산정하고 있다. 반면 CSM4의 경우, 시간이력해석에 의한 중간값에 비교할 때 -10%~15% 정도의 차이를 가지고 있어, 기존 연구 결과에 보다 근접한 결과를 얻을 수 있음을 보여주고 있다. 대수표준편차 역시 CSM3의 경우, 기존 연구결과와 20% 이상 차이가 있으나, CSM4의 경우 9% 정도의 차이를 보여주고 있어, 이 예제교량의 경우 CSM4가 CSM3보다 합리적인 결과를 얻을 수 있는 방법임을 알 수 있다.

표 6 CSM2에 의한 지진취약도 분석 결과

지진취약도분석방법		중간값(c)					대수표준편차(ζ)
		I	II	III	IV	V	
성능스펙트럼법	CSM3	0.281	0.413	0.679	0.869	1.369	0.780
	CSM4	0.289	0.333	0.455	0.597	0.927	0.697
비선형시간이력해석		0.250	0.346	0.499	0.584	0.880	0.640

비선형시간이력해석 및 CSM1, CSM2, CSM3, CSM4에 의하여 구한 예제 교량의 지진취약도 곡선을 그림 10에 나타내었다. 비선형시간이력해석에 의하여 구한 지진취약도 곡선을 기준으로 볼 때, CSM3과 CSM4에 의한 결과가 각각 감소계수에 대하여 같은 조건인 CSM1과 CSM2에 의한 결과보다 비선형시간이력해석에 의한 결과에 가까운 곡선을 얻을 수 있음을 알 수 있다. 이는 CSM1과 CSM2의 과정에서 대표 PGA를 기준으로 지진자료를 왜곡시켰기 때문으로 판단된다. 한편, 감소계수를 사용한 CSM1과

CSM3보다는 감소계수를 사용하지 않은 CSM2와 CSM4가 상대적으로 기존 연구결과에 더 가까운 지진취약도 곡선을 제공함을 알 수 있다. 예제 교량에 대한 지진취약도 분석결과를 볼 때, CSM4가 기준이 되는 비선형시간이력해석에 의한 지진취약도 곡선과 가장 근접한 결과를 제공하고 있으며, CSM2가 CSM4보다는 기준에서 멀어져 있지만 비교적 차이가 작은 결과를 제공하고 있음을 알 수 있다. CSM1과 CSM3은 지진취약도를 과소평가하게 되어 공학적인 관점에서 볼 때 바람직하지 않은 방법으로 판단된다.

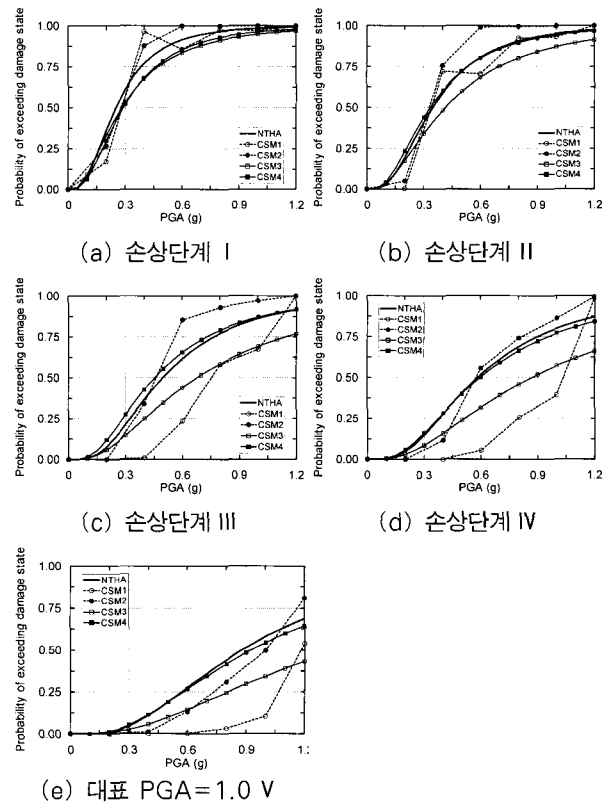


그림 10 예제교량의 지진취약도곡선

5. 결론

이 글을 통하여 교량의 내진성능을 확률적 지진안전성 분석, 즉 지진취약도 분석을 통하여 정량적으로 해석하는 절차 및 적용사례를 소개하였다. 또한 기존의 비선형시간이력해석에서의 소요시간을 줄여주기 위한 역량스펙트럼법의 적용방법 및 적용사례를 소개하였으며, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

- (1) 교량의 내진성능 분석에 있어서 교량 상부구조물 사이의 충돌을 고려하고, 또한 교각 하부의 지반조

건이 상이한 다경간 콘크리트 교량의 경우 동일한 입력지진을 사용하지 않고, 공간상의 상관관계를 고려한 지진을 사용함으로써 보수적인 내진성능 분석이 가능함을 알 수 있다. 특히 지반조건이 상이한 교량의 교각에 동일한 입력지진을 사용할 경우, 내진성능을 과대평가할 수 있는 위험이 있음을 보였다.

- (2) 교량의 내진성능 향상을 위한 여러 방법이 적용되고 있는데 이들 방법이 적용된 교량에 대하여 지진취약도 분석을 수행함으로써 내진성능 향상 정도를 정량적으로 분석할 수 있음을 확인하였다.
- (3) 시간이 많이 소요되는 비선형시간이력해석을 대신할 수 있는 방법으로 ATC-40에서 제한한 비선형정적해석법인 역량스펙트럼법을 사용하여 지진취약도를 분석하였다. 역량스펙트럼으로 분석한 지진응답은 비선형시간이력해석에 의한 지진응답과 어느 정도의 차이를 보이지만, 지진취약도 분석에 있어서 그 차이는 그리 크지 않은 것으로 분석되었다.

후기

이 기사는 저자들의 게재논문을 중심으로 재구성한 것으로, 내용 중 부족한 부분은 해당 논문을 참고하기 바라며, 이 논문들을 작성할 때 많은 도움을 주신 Univ. of California, Irvine의 Prof. Shinozuka와 Prof. M.Q. Feng, 그리고 목포대학교의 김호경 교수께 감사를 드립니다.

참고 문헌

1. 김상훈, 이진학, 김호경 (2004) "교량의 지진 취약도 해석시 사용되는 성능 스펙트럼 기법의 평가," 한국지진공학회 논문집, 제 8권 제 1호, pp.67~76
2. 김상훈, 김두기, 서형렬, 김종인 (2004) "내진보강된 콘크리트 교량의 손상도 곡선," 구조물진단학회논문집, 제 8권, 제 1호, pp.203~210
3. 김상훈 (2003) "다경간 콘크리트 교량의 지진 취약도," 한국지진공학회 논문집, 제 7권 제 6호, pp.35~47
4. 이진학, 김상훈, 윤정방, Shigeru Kushiyama (2004) "지진취약도 분석을 위한 확률밀도함수 보간 기법," 대한토목학회논문집, 제 24권 제 2-A호, pp.391~399
5. ATC (Applied Technology Council). (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Rep. No. SSC 96-01: ATC-40, 1, Redwood City, CA.

6. Chai, Y.H., Priestley, M.J.N. and Seible, F. (1991), "Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance," ACI Structural Journal, Vol. 8, No. 5, pp. 572-584.
7. Choi, E., DesRoches, R.; Nielson, B. (2004) "Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones," Engineering Structures, Vol. 26, No.2 pp.187-199.
8. Deodatis, G. (1996b). "Simulation of ergodic multivariate stochastic processes." J. Engrg. Mech., ASCE, Vol. 122, No. 8, pp. 778-787.
9. Deodatis, G. (1996c). "Non-stationary stochastic vector processes: Seismic ground motion applications." Probabilistic Engrg. Mech., Vol. 11, No. 3, pp. 149-167.
10. Dutta, A. and Mander, J.B. (1999), "Seismic fragility analysis of highway bridges," Proceedings of the Center-to-Center Project Workshop on Earthquake Engineering in Transportation Systems, Tokyo.
11. Kim, S.-H. (2002). "Fragility analysis of bridges under ground motion with spatial variation." Ph. D. Dissertation, Dept. of Civil Engineering, University of California, Irvine, CA, USA.
12. Kim, S.-H. and Shinozuka, M. (2003). "Effects of seismically induced pounding at expansion joints of concrete bridges." J. Engrg. Mech. ASCE, Vol. 129, No. 11.
13. Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. (1996), Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc.: 270-273.
14. SAC Draft Report (1997) Develop Suites of Time Histories, Project Task: 5.4.1, March 21, 1997.
15. Shinozuka, M., Deodatis, G., Saxena, V., Kim, H.-K. (1998). "Effect of spatial variation of ground motion on bridge response." Technical Report MCEER.
16. Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H.-K., and Kim, S.-H. (2000d). "Nonlinear static procedure for fragility curve development." J. Engrg. Mech. ASCE, Vol. 126, No. 12, pp. 1287-1295.
17. Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J., and Nagaruma, T. (2000c). "Statistical analysis of fragility curves." J. Engrg. Mech. ASCE, Vol. 126, No. 12, pp. 1224-1231.
18. Shinozuka, M., Kim, S.H., Kushiyama, S., and Yi, J.H.

- (2002) "Fragility curves for concrete bridges retrofitted by column jacketing," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 1, No. 2.
19. Song, J.-K., and Pincheira, J.A. (2000) "Spectral displacement demands of stiffness- and strength-degrading systems," *Earthquake Spectra*, Vol. 16, No.4, pp.817-851.
20. Yamaguchi, Naoya and Yamazaki, Fumio (2001) "Estimation of strong motion distribution in the 1995 Kobe earthquake based on building damage data," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol, 30, pp. 787-801.
21. Zheng, Y., Usami, T., and Ge, H. (2003) "Seismic response predictions of multi-span steel bridges through pushover analysis," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, pp. 1259-1274. 