

성능스펙트럼법에 의한 교량의 손상도 평가 Evaluation of Bridge Fragility by Capacity Spectrum Method

김호경* Shinozuka, Masanobu**
Kim, Ho-Kyung Shinozuka, Masanobu

ABSTRACT

This study examines the fragility curves of a bridge by Capacity Spectrum Method. A sample of 10 nominally identical but statistically different bridges and 80 ground-motion time histories are considered to account for the uncertainties related to the structural capacity and ground motion, respectively. The comparison of fragility curves by Capacity Spectrum Method with those by time-history analysis indicates that the agreement is excellent for the state of at least minor damage, but not as good for the state of major damage where nonlinear effects clearly play a crucial role. Overall, however, the agreement is adequate even in the state of major damage considering the large number of typical assumptions under which the analyses of fragility characteristics are performed.

1. 서론

교량이 일정 수준의 내진 안전성을 확보하고 있는지를 나타내기 위해 지진 손상도곡선(또는 취약도곡선)을 사용할 수 있다. 이는 다양한 지진동에 대해 주어진 구조물의 응답이 한계상태를 넘어 확률을 나타내는 곡선으로서 교량의 performance-based design의 기초자료로 활용될 수 있다. 손상도곡선을 도출하는 방법으로는 크게 지진현장의 손상데이터를 활용하는 방법과 수치해석을 수행하는 방법으로 대별할 수 있다. 본 연구에서는 후자의 방법에 초점을 맞추었다.

본 논문의 두 번째 저자는 비선형 시간영역 시뮬레이션 결과를 바탕으로 해석적 손상도곡선을 도출한 바 있다 (Shinozuka 등, 2000). 정의된 시간이력만 주어진다면 이와 같은 시뮬레이션이 정

* 목포대학교 토목공학과 조교수, 정회원

** Univ. of Southern California 토목공학과 교수

해를 줄 수 있지만 이에 소요되는 시간과 노력 면에서 단점을 가지고 있다.

최근 들어 지진응답평가를 위한 비선형 정적절차가 관심의 대상이 되고 있으며 본 연구에서도 이 중의 한 방법인 성능스펙트럼법(Capacity Spectrum Method, CSM) (ATC, 1996)을 사용하여 지진에 대한 손상도곡선을 도출하였으며 이 결과를 비선형 시간영역 시뮬레이션 결과와 비교 분석함으로써 제안된 방법의 적용성과 타당성을 검토하고자 하였다.

2. 대상교량 및 지진이력

본 연구에서 도출된 손상곡선을 비선형 시간영역 해석법에 의한 결과와 효과적으로 비교하기 위하여 Shinozuka 등 (2000)이 그의 연구에서 사용하였던 교량과 입력 지진을 동일하게 사용하였다. 교량은 미국 Memphis 지역의 대표적인 PC 연속교로서 주요 제원을 그림 1에 나타내었다. 교량 물성값의 변동성을 고려하기 위하여 Jernigan과 Hwang (1997)의 확률분포모델을 사용하여 “재료적 성질이 공칭적으로는 동일하지만 확률적으로 상이한” 10개의 교량을 생성하였다. 각각의 교량 모델을 샘플 교량 1, 2, ..., 10으로 구분하였다.

지진이력은 Hwang과 Huo (1996)가 생성한 지진 중 일부를 추출해 사용하였다. 지진의 강도 (M)와 거리(R)에 따라 8개의 그룹을 구성해 각 그룹마다 10개씩의 지진이력을 활용하였다. 8개의 그룹은 $M=6.5$ 에 대하여 $R=80\text{km}$ 와 100km , $M=7.0$ 에 대하여 $R=60\text{km}$ 와 80km , $M=7.5$ 에 대하여 $R=40\text{km}$ 와 60km , $M=8.0$ 에 대하여 $R=40\text{km}$ 와 60km 으로 구성하였다.

3. 성능스펙트럼법(CSM)

성능스펙트럼법의 가장 기본요소는 ‘demand’와 ‘capacity’이다. Demand는 교량에 가해지는 지진의 강도를 나타내며, capacity는 이 강도의 지진에 대한 교량의 저항능력을 나타낸다. 실제로 성능스펙트럼법은 세 가지 주요한 내용을 바탕으로 비선형 지진응답을 평가하는 바, 이는 ‘capacity spectrum’, ‘demand spectrum’과 ‘performance point’이다.

3.1 Capacity Spectrum

탄성한계를 넘어서 교량의 capacity를 결정하기 위한 방법으로서 push-over 해석법을 사용한다. Push-over curve는 교량에 수평하중을 점차 증가시키며 상부구조의 수평변위와 교각 하부의 저항 총 전단력을 각각 가로축과 세로축으로 도시함으로써 얻을 수 있다. 이를 capacity curve라고도 한다. 이 때 수평하중은 교량의 기본 모드 형상을 바탕으로 다음과 같이 재하할 수 있다 (ATC, 1996).

$$F_i = (w_i \phi_i / \sum_{i=1}^N w_i \phi_i) V \quad (1)$$

여기서, F_i 는 절점 $i(i=1,2,\dots,N)$ 에 대한 수평력, w_i 는 절점 i 의 분담 사하중, ϕ_i 는 절점 i 에 대한 기본 모드형상의 진폭, V 는 기초 전단력, 그리고 N 은 해석모델의 절점 수이다.

비탄성 영역에서의 주기는 구조물의 할선강도(secant stiffness)와 관계가 있으며 본 연구에서는 다음과 같이 push-over 해석 결과로부터 이를 추정하였다.

$$T = 2\pi \sqrt{(\sum_{i=1}^N w_i \delta_i^2) / (g \sum_{i=1}^N F_i \delta_i)} \quad (2)$$

여기서, T 는 교량의 기본 주기, δ_i 는 수평력에 의한 절점 i 에서의 수평변위, 그리고 g 는 중력가속도이다.

성능스펙트럼법을 사용하기 위해서는 capacity curve를 capacity spectrum으로 변환시켜야 한다. 앞서 언급한 바와 같이 capacity curve는 상부구조의 수평변위에 대한 지점의 총 전단반력을 도시하는 반면, capacity spectrum은 이 capacity curve를 ADRS(Acceleration-Displacement Response Spectra) 형식으로 나타내게 된다. 이 때 Spectral acceleration S_a 와 spectral displacement S_d 는 다음과 같이 모달 변수를 사용해 얻을 수 있다.

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha} \quad (3)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{girder}}{PF\phi_{girder}} = \frac{\theta_{pl}}{PF\phi_{pl}} \quad (4)$$

여기서, W 는 교량의 총 사하중, Δ_{girder} 는 상부구조의 수평변위, θ_{pl} 는 소성힌지의 회전변위, ϕ_{girder} 와 ϕ_{pl} 은 각각 상부구조와 소성힌지에 대한 기본 모드의 진폭, PF 와 α 는 기본 모드에 대한 모드 참여율과 모드 질량계수를 나타낸다.

Spectral displacement S_d 는 교량의 어느 위치에서의 변위를 취해도 좋다. 일반적으로는 상부구조의 수평변위를 취하는 것이 일반적이지만 본 연구에서는 교각하부의 소성힌지에 대한 연성지수를 함수로 손상도곡선을 도출하고자하므로 식 (4)에 나타낸 바와 같이 소성힌지의 회전량을 spectral displacement로 취하였다.

Push-over 해석은 범용 구조해석 프로그램인 DIANA 7.1 (DIANA 1999)로 수행되었다. 교각은

그림 2와 같이 강결요소와 소성힌지요소로 모델링하였다. 소성힌지의 비탄성 거동 특성을 얻기 위해 기동 해석프로그램인 COLx (COLx, 1993)를 사용하였다. 그림 3에는 ADRS 포맷에서의 10개 교량의 capacity curve를 나타내었다.

3.2 Demand Spectrum

일반적인 가속도 응답스펙트럼은 다음 식을 사용해 ADRS 포맷으로 바꿀 수 있다 (ATC, 1996).

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ag} \quad (5)$$

ATC-40 (1996)에 따르면, 비탄성 ADRS는 일정가속도구간과 일정속도구간에 대하여 각각 다음 감소계수 SR_A 와 SR_V 를 곱함으로써 얻을 수 있다.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \geq \text{표1의 값} \quad (6)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \geq \text{표1의 값} \quad (7)$$

여기서, β_{eff} 는 5% 구조감쇠를 포함한 유효 점성감쇠로서 다음 식으로 표현된다.

$$\beta_{eff} = x\beta_0 + 5 = \frac{63.7x(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (8)$$

여기서, β_0 는 capacity spectrum의 hysteresis loop 면적에 관계된 등가 점성감쇠이며, x 는 β_0 산정에 내포된 불확실성을 보상하기 위한 감쇠보정계수로서 ATC-40 (ATC, 1996)에서는 구조거동 유형(structural behavior type)에 따라 표 2와 같이 정의하였다. 또한 d_y 와 a_y 는 bilinear capacity spectrum의 소성점 좌표이며 d_{pi} 와 a_{pi} 는 i 번째 시도된 performance point의 좌표다.

3.3 Performance Point

교량의 최종 비선형 응답을 나타내는 performance point는 capacity spectrum과 감소된 demand spectrum의 교점으로 정의된다. 이 교점을 얻기 위해서는 반복계산법이 필요하며 구체적인 내용

은 ATC-40 (ATC, 1996)를 참고한다.

4. 손상곡선

Shinozuka 등 (2000)은 비선형 시간영역 해석법에 따라 교량의 손상곡선 도출법을 제안한 바 있다. Maximum likelihood법에 따라 lognormal 분포의 median과 log-standard deviation을 결정하고 이로부터 Memphis 교량에 대한 지진 손상도곡선을 도출하였다.

본 연구에서는 이에 대한 대안으로서 앞서 언급한 성능스펙트럼법에 의한 손상곡선 도출법을 제안하고자 하였다. 이를 위해 우선 80개의 지진이력을 미리 구분된 대표 PGA 즉, 0.10, 0.15, 0.20, ..., 0.40에 대해 가장 가까운 값으로 스케일링하였다. 이렇게 구분된 각 PGA 그룹에 대해 가속도별 응답스펙트럼 값의 평균과 표준편차를 산정 하였다. 이러한 방법을 통해 평균 (m)과 평균 \pm 표준편차 ($m \pm \sigma$) ADRS를 얻었다.

여기에 교량의 capacity curve를 겹쳐 그려 m 과 $m \pm \sigma$ ADRS들에 대한 변위를 산정 하였으며 이를 각각 $\overline{S_d}(a)$ 와 $\overline{S_d}(a) \pm \sigma_d(a)$ 라 정의하였다. 참고로 PGA=0.25g에 대한 $\overline{S_d}(a)$ 산정 예를 그림 4에 나타내었다.

손상곡선에 대하여 lognormal 분포를 가정하면, 이에 관계된 2 변수 즉, median과 log-standard deviation은 다음 식으로부터 구할 수 있다.

$$\overline{S_d}(a) = c(a) \exp\left[\frac{\{\zeta(a)\}^2}{2}\right] \quad (9)$$

$$\{\sigma_d(a)\}^2 = \{\overline{S_d}(a)\}^2 [\exp\{\{\zeta(a)\}^2\} - 1] \quad (10)$$

교량의 손상상태의 척도는 교각 소성현지의 연성지수 (ductility factor)를 사용하였다. 모든 교각에서 소성현지의 연성지수가 1.0을 넘으면 (at least) minor damage, 2.0을 넘으면 major damage로 정의하였다. 각 손상상태에 해당하는 한계 spectral 변위는 다음 식으로 구할 수 있다.

$$d_i = \frac{\theta_{pi}/\theta_y}{PF\phi_{pi}/\theta_y} = \frac{(\text{ductility demand})_{\text{damage}}}{(PF\phi_{pi})_{\text{damage}}/\theta_y} \quad (11)$$

여기서, $(X)_{\text{damage}}$ 는 주어진 손상상태에서의 X 값이며, θ_y 는 소성현지의 항복회전량이다.

샘플교량 j 가 손상상태의 변위 d_i 를 넘어설 확률은 다음과 같다.

$$P[S_d(a) \geq d_i] = P_j(a, d_i) = 1 - \Phi\left[\frac{\ln\left(\frac{d_{i,j}}{c_{j,i}(a)}\right)}{\xi_{j,i}(a)}\right] \quad (12)$$

PGA 값이 a 일 때의 손상확률은 K 개의 교량에 대한 값을 모두 고려하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$F(a, d) = \frac{\sum_{j=1}^K P_j(a, d)}{K} \quad (13)$$

그림 5와 6에는 각각 minor damage와 major damage에 대한 Memphis 교량의 손상곡선을 나타내었다. 실선은 Shinozuka 등 (2000)이 제안한 시간영역 해석법에 의한 결과이며 기호로 표시한 것이 성능스펙트럼법에 의한 결과이다. 성능스펙트럼법에서는 구조거동유형 (structural behavior type)의 각 경우를 각각 구분하여 검토하였다.

검토 결과에 따르면, minor damage에 대해서는 성능스펙트럼법에 의한 손상곡선이 비선형 시간영역 해석법과 거의 일치함을 알 수 있었다. 반면 비선형 거동이 주가 되는 major damage에 대해서는 두 방법의 차이가 나타남을 알 수 있었다. 시간영역해석법에서 사용한 소성힌지의 비탄성 모델이 이상적인 거동을 가정하였지만, 성능스펙트럼에서 이를 고려하기 위한 등가감쇠계수는 실제 콘크리트 구조물의 거동을 고려하며 특히 반복하중에 의한 강도저하 등을 감안하므로 이러한 점들이 차이를 유발하는 것으로 생각할 수 있다. 특히 본 연구에서 사용된 교량의 고유주기를 감안할 때 응답스펙트럼의 일정변위구간에 해당하지만 ATC-40 (ATC, 1996)의 경우, 감쇠감소계수를 일정가속도 및 일정속도구간에 대해서만 규정하였으므로 향후 다른 지진이력을 사용하여 이를 재확인해 볼 필요성이 있다고 생각된다.

5. 결론

본 연구에서는 성능스펙트럼법에 의한 교량의 손상곡선 도출기법을 제안하였고 이에 따라 도출된 손상곡선을 기존의 시간영역 해석법에 의해 유도된 것과 비교 검토하였다. 탄성영역에서의 결과는 두 방법이 거의 동일한 결과를 주었지만 비탄성 효과가 증가할수록 성능스펙트럼법이 시간영역 해석법에 의한 결과보다 더 적은 손상확률을 줄일 수 있었으며 향후 성능스펙트럼의 비선형 응답평가에 대한 보다 심화된 연구가 필요함을 확인할 수 있었다. 그러나 교량의 손상곡선 도출에 사용된 여러 가지 가정과 변수 등을 감안할 때 성능스펙트럼법에 의한 교량의 손상곡선 도출결과가 만족할만한 수준임을 알 수 있었다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단의 '97 후반기 해외 post-doc. 연수 지원사업으로 수행되었습니다.

참고문헌

1. Applied Technology Council (ATC) (1996), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings," Rep. No. SSC 96-01: ATC-40, Redwood City, CA.
2. COLx user's manual (1993), California Department of Transportation (Caltrans), Sacramento, CA.
3. DIANA user's manual-Release 7.1 (1999), TNO Building and Construction Research, Delft, The Netherlands.
4. Hwang, H. M., and Huo, J.-R. (1996), "Simulation of Earthquake Acceleration Time Histories," Technical Report, Center for Earthquake Research and Information, University of Memphis, Memphis.
5. Jernigan, J. B., and Hwang, H. M. (1997), "Inventory and Fragility Analysis of Memphis Bridges," Technical Report, Center for Earthquake Research and Information, University of Memphis, Memphis.
6. Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J. H., and Nagamura, T. (2000), "Statistical Analysis of Fragility Curves," Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 126, No. 12, pp. 1224-1231.

표 1 감소계수의 최소 허용값

구조거동유형	SR_A	SR_V
A	0.33	0.50
B	0.44	0.56
C	0.56	0.67

표 2 감쇠 수정계수

구조거동유형	β_0	α
A	\leq	1.0
	$>$	$1.13 - 0.008\beta_0 \geq 0.77$
B	\leq	0.67
	$>$	$0.845 - 0.007\beta_0 \geq 0.53$
C	모든 값에 대하여	0.33

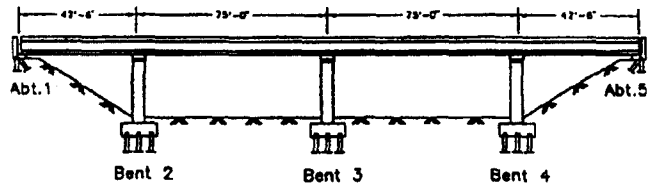


그림 1 Memphis 교량

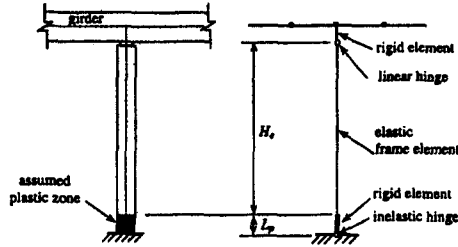


그림 2 교각의 비탄성 해석 모델

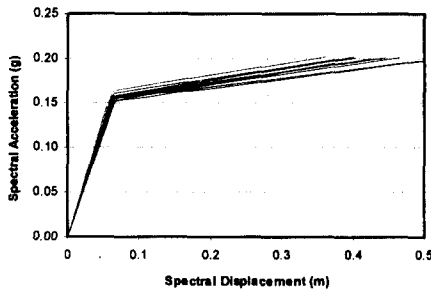


그림 3 샘플교량의 성능스펙트럼

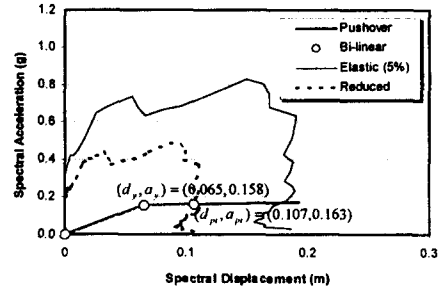


그림 4 Performance Point 산정 예

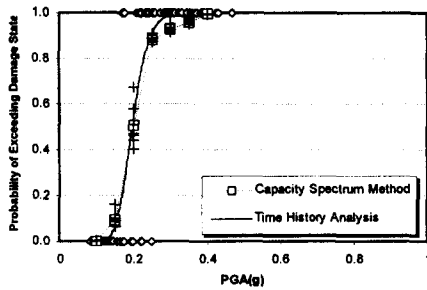


그림 5 손상곡선 (Minor Damage)

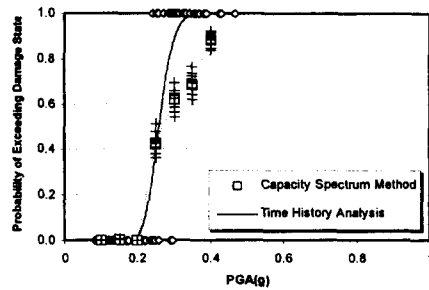


그림 6 손상곡선 (Major Damage)