

콘크리트 교량의 손상도 곡선 개발 Development of Fragility Curves of Concrete Bridges

김상훈* 김두기** 서형렬*** 김종인****
Kim, Sang-Hoon Kim, Doo Kie Seo, Hyeong-Yeol Kim, Jong-In

ABSTRACT

The fragility curves of seismic retrofitted bridges by steel jacketing of bridge columns and restrainers at expansion joints after the 1994 Northridge earthquake are developed. Fragility curves are represented by lognormal distribution functions with two parameters (fragility parameters consisting of median and log-standard deviation) and developed as a function of peak ground acceleration (PGA). Two parameters in the lognormal distribution are estimated by the maximum likelihood method. The sixty ground acceleration time histories for Los Angeles area developed for FEMA SAC project are used for the dynamic analysis of the bridges and a computer code is developed to calculate hysteretic parameters of bridge columns before and after steel jacketing. The effect of retrofit is expressed in terms of the increase of the median value of the fragility curve for the retrofitted bridge from that of the bridge before retrofit. The comparison of fragility curves of the bridges before and after column retrofit demonstrates that the improvement of the bridges with steel jacketing on the seismic performance is excellent for the damage states defined in this study. The comparison of fragility curves of the bridges before and after restrainers at expansion joints also shows the improvement in the seismic performance of restrained bridges for the severe damage states.

1. 서론

1989년 캘리포니아 Loma Prieta 지진, 1994년 캘리포니아 Northridge 지진, 그리고 1995년 일본 고베지진 등을 포함한 최근 파괴적인 몇몇 지진들은 주요 교량에 심각한 손상을 주었고, 이 손상

* (주)대우건설 차장

** 군산대학교 토목환경공학부 전임강사

*** 군산대학교 토목환경공학부 연구원

**** 대구대학교 건설환경공학부 교수

은 신설 및 보수교량의 내진 해석 및 설계 개념 등 기존의 관련 연구에 증대한 논의를 일으켰다.

2. 교각 및 상부구조의 보강

교량 경우에 특히 노후화된 교량의 경우, 콘크리트 교각은 일반적으로 횡방향 강도와 연성도가 축방향 강도에 비해 상대적으로 취약하다. 이러한 교각의 역학적 불균형은 주로 축방향 철근의 끝단과 접이음이 교각의 취약부위에 존재하기 때문이며, 이러한 취약점을 보강하기 위해 강재 jacketing, 강선 pre-stressing, 복합재료 jacketing 등을 포함한 많은 보강 방법들이 사용된다. 최근 복합재료 등을 이용한 방법들이 연구 되고는 있지만, 강재 jacketing은 미국 캘리포니아주에서 가장 일반적인 교각의 보강방법 중 하나이다.

강재 jacketing을 사용한 원형 교각의 보강방법은 원형 교각을 2개의 강판으로 둘러싼 후에 수직방향 이음매를 용접하고, 교각과 강판사이 고리형 간극에 무수축 모르타르로 충전한다(Chai et al., 1991). 교각의 양끝단과 강판 사이에는 5cm 가량의 틈을 만들어, 보강된 교각의 양 끝단에 큰 회전각이 발생되어도 강판과 기초 및 상부구조의 접촉에 의해 강판에 압축력이 작용하지 않도록 하며, 소성힌지 영역의 휨 내력이 과도하게 증대되거나 기초나 상부구조의 휨 모멘트나 전단력이 증대되는 것을 막는다. 강재 jacketing은 수동적으로 구속하는 방법으로, 콘크리트가 횡방향으로 팽창하려고 하면, 이를 구속하기 위해 강재 jacketing에 의한 콘크리트 내의 횡구속력이 발생한다. 여기서 횡구속력의 크기는 강판의 강도와 강성에 따라 다르다.

본 연구의 교량 해석에 사용한 강재 jacket의 두께는 다음 식을 사용하여 구하였다(Priestley et al., 1996).

$$t_j = \frac{0.18 (\epsilon_{cm} - 0.004) D f'_{cc}}{f_{yj} \cdot \epsilon_{sm}} \quad (1)$$

여기서 ϵ_{cm} 은 콘크리트의 최대 응력에 해당하는 변형도이고, ϵ_{sm} 은 강재 jacket의 최대 응력에 해당하는 변형도이고, D 는 원형 교각의 직경이고, f'_{cc} 은 구속 콘크리트의 압축강도이며, f_{yj} 는 강재 jacket의 항복응력이다.

본 연구에서는 강재 jacketing으로 보강된 교각의 비선형 지진해석을 위해 교각의 구속효과를 고려한 교각의 응력-변형도 곡선을 사용하였다(Priestley et al., 1996, 그림 1). 여기서 콘크리트의 구속은 콘크리트의 압축강도와 극한변형도를 증가시키는 것을 알 수 있다. 환경과 하중조건에 따라 구속 콘크리트에 관한 많은 응력-변형도 관계식이 있으나, 본 연구에서는 Priestley가 제안한 구속된 콘크리트 교각의 모든 단면형상과 모든 구속 수준에 대해 적용할 수 있는 응력-변형도 모델을 해석에 사용했다.

Jacketing이 아닌 횡방향 철근의 간격을 좁게하여 구속 콘크리트의 구속효과를 증가시킬 수도 있다(Chai et al., 1991). 즉, 교각의 파괴가 발생하기 전에 교각의 압축부위는 횡방향 철근층으로 인해 더 큰 압축응력과 압축 변형도를 지지할 수 있다. 그러나, 횡방향 철근층을 교각에 삽입하는 것은 신설 중인 교량은 가능할 지라도 기존의 교량에 대해 적용하는 것은 어렵다.

본 연구에서는 강진시 교량 상부구조의 신축이음장치에서 발생하는 충돌(pounding)을 고려하기 위해 비선형 Gap 요소를 사용하였고, 강진시 교량 상부구조의 낙교를 방지하기 위한 구속부재

(Restrainer)를 Hook 요소로 모형화하였다(그림 2).

3. 교량 해석

본 연구에서 해석에 사용한 교량은 길이가 242m인 5경간 콘크리트 교량으로 1개의 신축이음장치를 갖고 있다(그림 3). 상부구조는 높이가 동일한 21m 교각 4개로 지지되며, 각 교각은 직경 2.4m인 원형단면이고, 상부구조는 폭 13m, 높이 2.1m인 콘크리트 박스거더이다. 교각은 탄성영역으로 모형화 했으나, 교각의 양단은 탄소성영역으로 모형화 하였다(그림 4). 양단의 탄소성 영역은 비선형 회전 스프링과 강체 요소를 사용하여 모형화 하였고, 교각에서 형성된 소성힌지는 쌍일차(Bi-linear) 이력특성을 갖는다고 가정하였다. 신축이음장치의 양 끝단은 수평 및 회전방향으로는 서로 독립적인 변위를 갖지만, 수직방향으로는 서로 일체형으로 거동하여 동일한 수직변위를 갖는다. 그리고 2.54cm의 틈을 갖는 Gap 요소와 1.3cm의 틈을 갖는 Hook 요소를 사용하여 신축이음장치를 모형화 하였다. 즉, 신축이음장치 양 끝단이 줄어들 수 있는 최대 상대변위는 최대 2.54cm이고, 구속부재가 하중을 받지 않고 늘어날 수 있는 신축이음장치의 최대 상대변위는 1.3cm이다.

교량해석에 사용한 비선형 Gap 요소는 다음과 같은 성질을 갖는다.

- 틈(d_g)이 닫힐 때까지 힘을 받지 않는다.
- 틈이 없어진 후, 압축력 만을 갖는다.
- 비선형 힘-변형의 관계식은 다음과 같다.

$$f_g = \begin{cases} k_g (d + d_g) & \text{if } (d + d_g) > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (2)$$

여기서 f_g 는 충돌하중이고, k_g 는 충돌 후 신축이음장치의 강성이고, d 는 신축이음장치의 이동변위이며, d_g 는 Gap 요소의 벌어진 틈이다. Gap 요소에서의 수렴성을 확보하기 위해 k_g 는 인접한 교량 상부구조를 나타내는 요소의 강성보다 통상 1000배 미만이어야 한다. 또한, Gap 요소와 인접한 요소들의 크기를 Gap 요소의 크기와 비슷하게 세분화 하여 Gap 요소에서의 수렴성을 증가할 수 있다(S.H. Kim et al., 2003).

교량해석에 사용한 비선형 Hook 요소는 다음과 같은 성질을 갖는다.

- 구속부재와 상부구조와의 틈(d_h)이 닫힐 때까지 힘을 받지 않는다.
- 틈이 없어진 후, 구속부재는 압축력 만을 갖는다.
- 비선형 힘-변형의 관계식은 다음과 같다.

$$f_h = \begin{cases} k_h (d - d_h) & \text{if } (d - d_h) > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad (3)$$

여기서 f_h 는 구속부재의 부재력이고, k_h 는 구속부재의 강성이고, d 는 신축이음장치의 이동변위이며, d_h 는 Hook 요소의 벌어진 틈이다.

SAP2000 Nonlinear 유한요소 프로그램을 사용하여 비선형 지진해석을 수행하였다. 교각에 강재 jacket과 신축이음장치에 구속부재의 설치를 통해 교량의 내진 보강효과 해석을 통해 고찰하였다. FEMA(미연방재난관리청, Federal Emergency Management Agency)의 SAC 프로젝트에 사용된 60개의 Los Angeles 지진 시간이력을 사용하였다. 구조물의 비선형 응답을 나타내기 위해 연성요구도(ductility demand)를 사용하였으며, 연성요구도는 θ/θ_y 로 규정하였다. 여기서 θ 는 소성힌지에서의 교각의 회전각이고, θ_y 는 항복점에 해당하는 교각의 회전각이다.

교량의 비선형 응답 특성은 교각의 구속효과와 축하중을 고려한 모멘트-곡률 곡선 해석을 기초로 하였다. 강성저하를 고려하지 않는 쌍일차 직선으로 비선형 스프링의 모멘트-곡률곡선을 작성하였으며, Priestley 등이 제안한 방정식을 사용하여, 관련 변수들을 계산하였다(Priestley et al., 1996). 강재 jacketing 보강 전/후 교각의 모멘트-곡률 곡선을 그림5에 나타냈다. 여기서 강재 Jacketing 보강을 한 교각의 극한압축변형률에서의 곡률은 보수전보다 2.7배 증가하였다.

강재 jacketing으로 교각을 보강한 후, 신축이음장치에서의 상대변위와 교각 하단에서 회전 변위 응답이 줄어들었으나, 가속도는 반드시 줄어드는 경향을 나타내지는 않았다(그림 6-7). 이것은 Gap 요소와 Hook 요소의 강성(k_{Gap} 와 k_{Hook})이 신축이음장치의 개방과 폐쇄를 제한함으로써 변동이 큰 가속도 응답을 나타냈기 때문이다.

4. 손상도 해석

손상도 곡선을 2변수 대수정규분포함수의 형태로 나타냈고, 2변수(중간값과 대수 표준편차)는 Maximum likelihood 방법에 의해 구하였으며, 손상도 곡선이 교차하지 않도록 동일한 대수 표준편차를 사용하였다(Shinozuka et al., 2002).

본 연구에서 사용한 Likelihood 함수는 다음과 같다.

$$L = \prod_{i=1}^N [F(a_i)]^{x_i} [1 - F(a_i)]^{1-x_i} \quad (4)$$

여기서 $F(\cdot)$ 는 특정한 손상등급별 손상도 곡선이고, a_i 는 i 번째 교량이 받는 PGA 값이고, x_i 는 Bernoulli의 랜덤변수(Random Variable) X_i 를 나타내는 값으로, 교량이 $PGA = a_i$ 이 작용할 때, 손상 등급별로 손상을 받은 여부를 $x_i = 1$ 혹은 0 나타내고, N 은 교량의 수이다.

Lognormal 분포를 가정하면, $F(a)$ 는 다음과 같다.

$$F(a) = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{a}{c} \right)}{\zeta} \right] \quad (5)$$

여기서 a 는 PGA이고, $\Phi[\cdot]$ 는 표준 정규 분포 함수이다. 식 (5)에서 c 와 ζ 는 $\ln L$ 를 최대로 하는 c_0 와 ζ_0 이며, 다음 식으로부터 구한다.

$$\frac{d \ln L}{dc} = \frac{d \ln L}{d\zeta} = 0 \quad (6)$$

각각의 PGA에 해당하는 손상을 손상등급별로 합한 후, 앞서 언급한 maximum likelihood 방법을 사용하여 각각의 손상등급에 해당하는 교량의 손상도 곡선을 작성하였다.

Dutta & Handel은 교각의 손상등급을 5개로 나누어 제시하였고, 본 연구에서는 이를 사용하여 교량의 손상등급을 표 1과 같이 나누었다(Dutta & Handel, 2002). 계측된 60개의 지진을 사용하여, 손상도 곡선을 구하였다(표 2, 그림 8). 여기서 CASE I은 일반 교량, CASE II는 강재 Jacketing으로 교각을 보강한 교량, CASE III은 신축이음장치에 구속부재를 설치한 교량이다. 강재 Jacketing과 구속부재를 사용하여 내진보강을 한 교량이 일반 교량보다 확률적으로 적은 손상 받았다. 본 연구에서 정의한 교량의 손상은 교각손상, 신축이음장치에서의 낙교, 그리고 구속부재

의 파괴로 정의하였다. 교각 양단의 최대 연성요구도를 사용하여 교량과 교각의 손상을 5개의 손상등급으로 분류하였고, 이 중에서 상부구조의 낙교는 5번째 손상등급(붕괴)에 속하는 것으로 가정하였으며, 구속부재의 경우 구속부재의 항복과 파괴로 나누어, 각각 4번째(심각한 손상)와 5번째 손상등급(붕괴)에 속하는 것으로 가정하였다.

5. 결론

본 연구에서는 노후화된 콘크리트 교량의 지진에 의한 손상도 곡선을 구하는 방법을 제시하였다. 대상 교량은 5경간 콘크리트 교량이며, 손상도 곡선을 구하기 위해 교각의 손상과 상부구조의 낙교를 단계별 손상으로 가정하였다. 교각의 손상을 대수정규분포 함수로 가정하여 비선형 지진해석을 수행하였으며, Maximum Likelihood 방법을 사용하여 대수정규분포함수의 2변수를 구하였다. 또한, 강제 jacketing에 의한 콘크리트 교각의 보강 효과와 신축이음장치에 설치한 구속부재 (Restrainer)의 영향을 손상도 곡선을 통해 고찰하였다. 본 연구에서 제시한 교량의 손상등급별 손상도 곡선은 과거 지진을 토대로 작성한 것으로 교량의 실질적인 거동을 고려한 설계와 해석에 도움을 줄 수 있기를 기대한다.

참고문헌

1. Chai, Y.H., Priestley, M.J.N. & Seible, F. 1991. Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance. *ACI Structural Journal* Vol 8 (5): 572-584.
2. DesRoches, R. & Fenves, G.L. 2000. Design of Seismic Cable Hinge Restrainers for Bridges. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol 126(4): 500-509.
3. Dutta, A. & Mander, J.B. 2002. Rapid and Detailed Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges. *Technical Report at Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, NY, USA*.
4. Priestley, M.J.N., Seible, F. & Calvi, G.M. 1996. Seismic Design and Retrofit of Bridges. *John Wiley & Sons, Inc.:* 270-273.
5. SAP2000 v.7.44 User Manual. 2002. *Computer and Structure, CA, USA*.
6. Shinozuka, M., Feng, M.Q., kim, H.K., Ueda, T. 2002. Statistical Analysis of Fragility Curves. *Technical Report at Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, NY, USA*.
7. Kim, S.H. & Feng, M.Q. 2003. Fragility Analysis of Bridges under Ground Motion with Spatial Variation. *International Journal of Non-Linear Mechanics* Vol 38: 705 721.
8. Kim, S.H. & Shinozuka, M. 2003. Effects of Seismically Induced Pounding at Expansion Joints of Concrete Bridges. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol 129(11).

표 1. 교량의 보수 전/후의 한계상태

Damage state	Description	Drift Limits	Bridge	
			before	after
Almost no	First yield	0.005	1.00	1.00
Slight	Cracking, spalling	0.007	1.36	1.83
Moderate	Loss of anchorage	0.015	2.81	5.16
Extensive	Incipient column collapse	0.025	4.63	9.31
Complete	Column collapse	0.05	9.16	19.70

표 2. 교량의 손상 수치

Damage states	CASE I	CASE II	CASE III
Almost No	50	46	50
Slight	46	38	45
Moderate	35	22	34
Extensive	25	16	24
Collapse	18	15	12

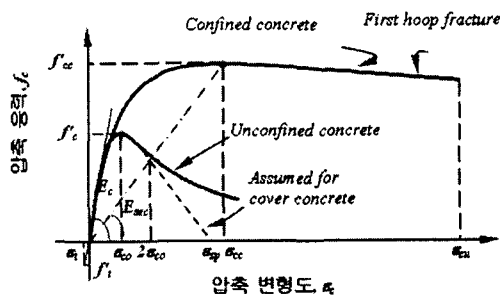


그림 1. 압축을 받는 콘크리트의 응력-변형도 모델

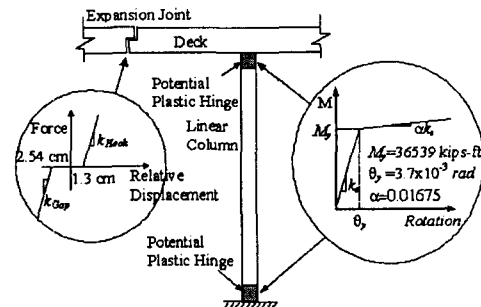


그림 4. 교량의 비선형 모형화

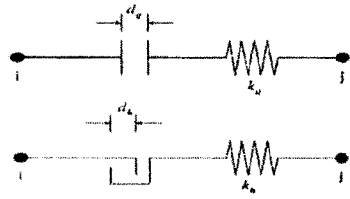


그림 2. Gap 요소와 Hook 요소

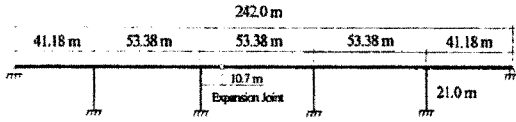


그림 3. 교량의 정면도

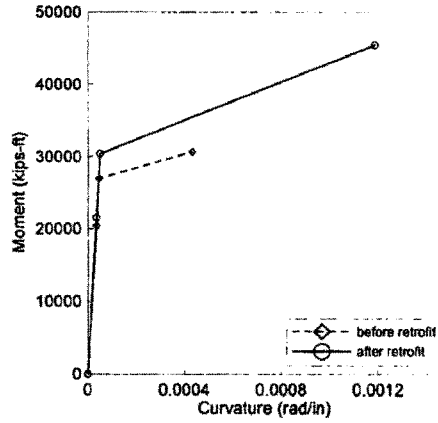


그림 5. 보강전/후의 교각의 모멘트-곡률 곡선

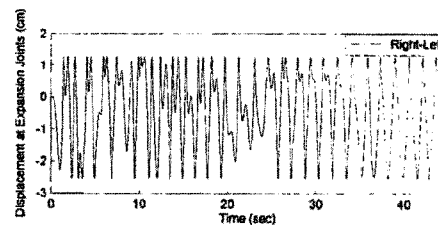
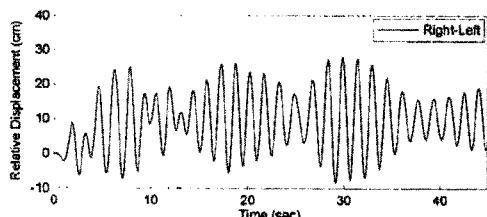


그림 6. 신축이음장치에서의 변위(Gap과 Hook 요소의 사용전/후)

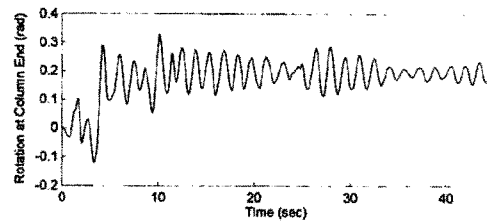
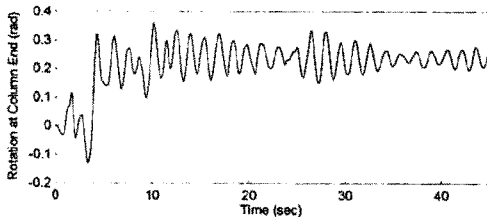
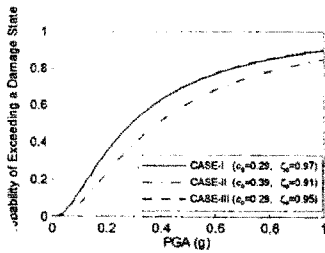
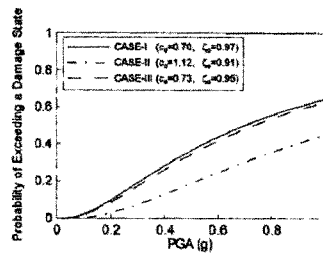


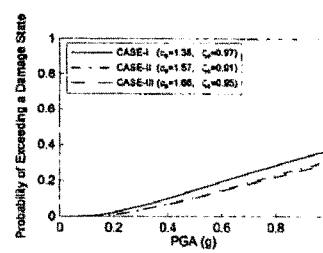
그림 7. 강재 Jacketing 전/후 교각 하단에서의 응답



(가) 손상등급 I



(나) 손상등급 II



(다) 손상등급 III

그림 8. 교량의 손상도 곡선