



철근콘크리트 교각의 연성 능력에 따른 지진취약도

정영수^{1)*} · 박창영¹⁾ · 박지호¹⁾

¹⁾중앙대학교 토목공학과

Seismic Fragility Analysis of RC Bridge Piers in Terms of Seismic Ductility

Young-Soo Chung^{1)*}, Chang-Young Park¹⁾, and Ji-Ho Park¹⁾

¹⁾Dept. of Civil Engineering, ChungAng University, Ansung 456-756, Korea

ABSTRACT Through lessons in recent earthquakes, the bridge engineering community recognizes the need for new seismic design methodologies based on the inelastic structural performance of RC bridge structures. This study represents results of performance-based fragility analysis of reinforced concrete (RC) bridge. Monte carlo simulation is performed to study nonlinear dynamic responses of RC bridge. Two-parameter log-normal distribution function is used to represent the fragility curves. These two-parameters, referred to as fragility parameters, are estimated by the traditional maximum likelihood procedure, which is treated each event of RC bridge pier damage as a realization of Bernoulli experiment. In order to formulate the fragility curves, five different damage states are described by two practical factors: the displacement and curvature ductility, which are mostly influencing on the seismic behavior of RC bridge piers. Five damage states are quantitatively assessed in terms of these seismic ductilities on the basis of numerous experimental results of RC bridge piers. Thereby, the performance-based fragility curves of RC bridge pier are provided in this paper. This approach can be used in constructing the fragility curves of various bridge structures and be applied to construct the seismic hazard map.

Keywords performance-based fragility curve, continuous bridge, damage state, damage probability

1. 서 론

최근 전 세계적으로 지진에 의하여 수많은 사상자 및 막대한 경제적 손실(인도네시아 수마트라 (2005. 3. 28), 일본 미야기현 (2005. 12. 17))을 입은 바 있으며, 국내에서도 중소규모의 지진발생(경북울진 (2004. 5. 29), 경남거제 (2005. 6. 20))으로 인하여 철근콘크리트 구조물의 내진안전성 확보를 위한 지진 해석 및 설계 기술에 관한 관심이 한층 고조되고 있다. 주요한 사회기반 시설물인 교량, 댐, 원자력 발전소 등과 같은 구조물은 지진으로 인하여 붕괴 또는 기능상의 손상이 발생하면 사회적으로 엄청난 재앙을 야기할 수 있는 매우 중요한 기간 시설이다. 이들 중 교량은 지진 발생시 각종의 크고 작은 피해 복구를 위해서 필수적인 구조물로서 이들의 내진 안전 성 확보가 매우 절실히 요구된다. 특히, 지진은 그 발생 특성상 예측이 불가능한 확률론적 발생 특성을 가지고 있다. 임의의 위치에 설계 시공된 구조물이 특정한 기간 동안 지진에 의하여 기능 수행 수준 또는 붕괴 방지 수준을 초과할 횟수를 확률론적으로 표현하는 방법, 즉 그 구조물이 임의의 크기의 지진에 대한 취약성과 그러한 크기의 지진이

발생할 확률을 이용하여 평가하는 것이 바람직하다. 이러한 사회기반 시설물의 내진 안전성 평가는 사회적으로 지진에 의한 인명의 손실을 예방하기 위해서 시급히 해결해야 할 중요한 과제이다. 즉, 신뢰할 만한 평가 지표를 구성하여 구조물별 내진 취약도 분석을 통한 지진 여유도를 갖는 것은 경제적인 관점에서도 매우 중요한 문제이다.

지진 하중을 받는 철근콘크리트 구조물의 안전성도 통상적인 내하성 평가 방법의 하나인 하중과 저항의 관계로부터 평가할 수 있다. 그러나 극심한 자연재해인 지진 하중은 강도, 진동수, 및 재하 시간 등으로 표현되고 있으며, 진앙지로부터 구조물의 위치까지 전달되는 과정에서 지반 조건 등의 많은 요인들에 의해서 지진동이 확대되는 현상이 발생한다. 이런 이유로 지진 하중 효과를 수학적으로 정확하게 모델링하기는 쉽지 않으며 모델링 과정에서 많은 불확실성을 내포하게 된다. 또한, 지진하중을 받는 철근콘크리트 구조물의 내진 저항성도 재료의 비선형 특성으로 인하여 수학적 모델링 과정에서 많은 불확실성을 포함하게 된다. 따라서 지진하중과 구조물의 내진 저항력을 확률 변수로 취급하여 지진 하중 효과가 저항력을 초과하는 확률을 계산함으로써 구조물의 지진 취약도를 평가할 수 있다. 이러한 방법은 특정 지진에 의해 다양한 불확실성을 내포하고 있는 구조물의 내진 성능을 확률적으로 평가하는 방안으로서 내진 성능 평가

*Corresponding author E-mail : chung47@cau.ac.kr

Received September 11 2006, Accepted December 30, 2006

©2007 by Korea Concrete Institute

에 매우 유용하게 사용할 수 있다.

지진취약도 곡선은 통상적으로 지반 운동의 크기, 즉 최대지반가속도, 최대지반속도, 평균재현주기 등에 따른 손상 발생의 확률을 표현한 것으로, 지진 발생의 불확실성을 충분히 고려할 수 있도록 가능한 많은 수의 지진 자료를 이용하여 지진 해석을 수행하는 것이 바람직하다. 이러한 지진 취약도 분석은 미국에서 원자력발전소의 확률론적 지진 안정성 분석을 위하여 개발된 것으로서 1991년 미국 원자력 규제위원회에서는 내진 성능검토 지침으로 발표한 NUREG-1407¹⁾을 통하여 구조물 및 기기의 지진취약도 분석 기법을 새롭게 정비한 바 있다. 그리고 콘크리트 프레임구조에 대한 Ajay Singhal et al²⁾의 지진 취약도 분석 방법, 비선형 해석을 통하여 교량 구조물에 대한 취약도 곡선을 작성한 Shinozuka et al³⁾.등 각종 구조물의 지진 취약도에 관한 연구가 증가 추세에 있다. 즉, 지진 취약도 분석은 주로 최대지반가속도(Peak Ground Acceleration, PGA)를 중심으로 연구가 이루어졌으나, 최근에는 최대지반가속도와 최대지반속도에 대한 지진취약도 분석 및 비교가 행해졌으며⁴⁾, 지진의 평균재현주기를 이용한 지진취약도 분석 등도 제안된 바 있다⁵⁾. 또한 교량의 경우, 교각의 회전연성도, 교량받침의 변위, 손상모형 등의 다양한 손상지수를 통하여 지진취약도 분석을 수행하고 있으며⁶⁾, 또한 내진 보강된 교량에 대한 지진 취약도 분석 등도 수행된 바 있다⁷⁾. 최근 국내에서도 각종 구조물의 지진 취약도 해석에 관한 연구 사례가 증가 추세에 있다.

본 연구에서는 교량의 내진 안전성 평가 수단으로 사용될 수 있는 성능 기반 지진취약도 곡선을 개발하였다.

대상 교량에 지진하중 작용시 발생하는 균열 및 반복하중으로 인한 비선형성을 고려하기 위하여 IARCC⁸⁾ 및 SAP2000/Nonlinear⁹⁾ 프로그램을 사용하였다. 특히, 지진 하중에 의한 구조물의 정량적인 손상도를 국내외 실험 결과를 분석한 단계별 성능기반 손상도를 제시하였다. 또한, 지진취약도 평가 변수로서 변위 연성도 및 곡률 연성도를 사용하여 대상 교량 구조물의 교량 시스템 및 국부적인 지진취약도를 평가하였다.

2. 철근콘크리트 교각의 지진손상도

2.1 손상도의 정의

세계 도처에서의 지진((Chi-Chi, Taiwan (1999) Northridge, California (1994) Kobe, Japan (1995))으로 인한 철근콘크리트 교각의 붕괴 및 심각한 손상 등을 국내에서도 철근콘크리트 교각의 내진 안전성 확보에 관한 많은 관심을 일으키고 있다. 특히, 국내의 연구 결과^{10,12)}에서는 1992년 내진설계가 도입되기 이전에 시공된 교각의 경우에는 심부구속철근의 부족, 주철근의 겹침이음 등에 기인하여 내진연성도가 부족한 것으로 조사되고 있다. 또한, 1992년 내진설계가 도입된 이후에 시공된 교각의 경우에도 소성한지구간에 과도한 심부구속철근의 배근으로 인하여 콘크리트 타설의 어려움 등을 초래하여 왔다. 심부구속 철근 및 주철근 등을 포함한 다양한 설계인자들이 철근 콘크리트 교각의 내진 성능에 미치는 영향을 정량적으로 파악하기 위하여 국내외에서는 많은 준정적 및 유사동적 실험이 수행되었다. Table 1은 본 연구의 분석을 위하여

Table 1 Experimental data for RC columns

Reference paper	Number of column	Diameter (mm)	Height (mm)	Sectional longitudinal steel ratio (%)	Volumetric confinement steel ratio (%)	Axial force ratio $P/f_{ck}A_g$
Budek et al. ¹³⁾	1	457	2415	2.5	0.82	0.15
Dodd et al. ¹⁴⁾	9	200	800, 1400, 2000	1.62	0.46~1.06	0.04~0.06
Esmaily et al. ¹⁵⁾	1	406	1829	1.17	0.52	0.30
Ghee et al. ¹⁶⁾	1	400	1000	3.20	1.02	0.20
Kim et al. ¹⁷⁾	7	1200	4800	1.01, 2.02	0.23, 0.47	0.07
Lee et al. ¹⁸⁾	7	400	1700	1.26	0.79~1.32	0.1~0.3
Lee et al. ¹⁹⁾	15	400	1700	1.26	0.79, 0.99	0.1~0.3
Lee et al. ²⁰⁾	4	400, 1200	1400~3000	1.01, 1.26	0.23, 0.4	0.07~0.2
Kowalskyet al. ²¹⁾	9	610	1525	1.85	1.85	0.04
Lehman et al. ²²⁾	2	610	2440	0.75	0.70	0.07
Naito et al. ²³⁾	1	717	3188	2.13	1.00	0.05
Priestley et al. ²⁴⁾	1	610	1829	0.53	0.30	0.06
Wong et al. ²⁵⁾	1	400	800	3.20	1.45	0.19
Chung et al. ²⁶⁾	4	500	2032	1.10	0.37, 0.73	0.09, 0.15
Chung et al. ²⁷⁾	7	500	1882	1.16	0.23~0.96	0.1, 0.15
Chung et al. ²⁸⁾	5	600	1500, 2100	1.55	0.23~1.06	0.10
Chung et al. ²⁹⁾	5	600	2400	1.13	0.19~0.78	0.1~0.2
Total	80	200~1200	800~3000	0.53~3.20	0.19~1.85	0.04~0.30

사용한 철근콘크리트 교각에 대한 준정적 실험 결과를 정리한 것이며, 이를 기초로 5단계의 손상단계는 Fig. 1에 보인 철근콘크리트 교각의 준정적 실험에 의한 손상 형태를 기본으로 하여 Table 2와 같이 정의하였다. 즉, 손상 단계는 손상없음(almost no damage), 경미손상(minor damage), 보통손상(moderate damage), 심한손상(major damage), 파괴(collapse)의 5단계로 구분하였다.

2.2 손상 단계별 변위연성도

본 연구에서는 Table 1에 나타낸 실험 결과를 바탕으로 손상도에 따른 변위연성도를 조사하였다. 손상도에 따른 변위연성도 $\mu_{\Delta,u}$ 는 다음 식(1)과 같이 정의할 수 있다.

$$\mu_{\Delta,i} = \alpha_i \times \mu_{\Delta,u} \quad (1)$$

여기서, i 는 손상단계, α_i 는 손상단계별 손상도 계수, $\mu_{\Delta,u}$ 는 극한변위연성도이다. 본 연구에서의 손상도는 국내외의 실험 결과를 분석하여 박창규 등³⁰⁾이 제안한 식(2)를 사용하였다. 변위연성도는 교각의 내진 성능 평가 시점에서의 잔존 심부구속철근비, 주철근비 및 축하중비 등을 변수로 식(2)와 같이 제시하였다.

$$\mu_{\Delta,u} = 1 + \frac{\rho_{s,r}}{0.42\beta + 0.46\gamma^{1.5}} \quad \text{for circular section (2)}$$

Table 2 Description of damage state

Damage state		Damage description in RC bridge pier
I	Almost no damage	Almost no damage
II	Minor damage	Minor cracking in the plastic hinge region
III	Moderate damage	Yielding of rebar and minor spalling of cover concrete due to inelastic response
IV	Major damage	Major spalling of cover concrete and buckling of rebar
V	Collapse	Buckling or fracture of longitudinal bars and collapsing of piers

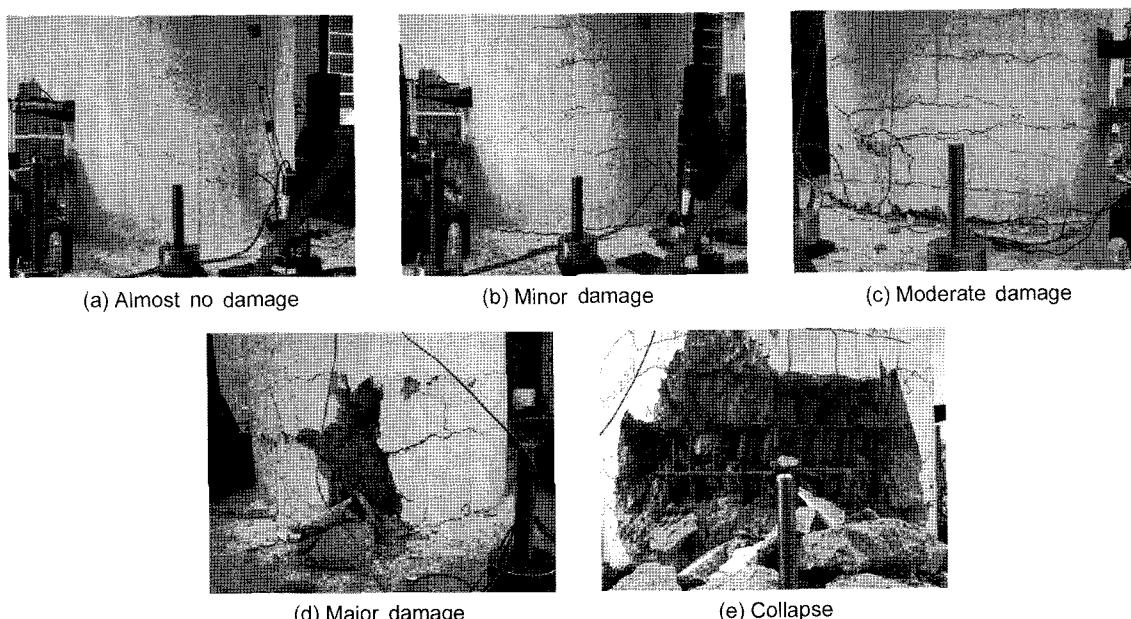


Fig. 1 Experimental damage states

$$\text{여기서, } \beta = \frac{f_{c,r}}{f_{yhr}} (A_r - 1) \frac{P}{f_{c,r} A_{g,r}}, \gamma = (\rho_{lr} - 0.01) \left(\frac{P}{f_{c,r} A_{g,r}} \right)$$

이다. $f_{c,r}$ =콘크리트의 잔존 압축강도, f_{yhr} =심부구속철근의 잔존 항복강도, $A_{g,r}$ =콘크리트의 잔존 단면적, ρ_{lr} =잔존 주철근비를 나타낸다.

α_i 는 Table 1에서 나타낸 실험 결과를 이용하여 Table 2와 같은 손상 상태를 조사하였다. 이를 위해 실험 결과에서 도출된 손상 단계별 변위연성도는 식 (2)의 결과, $\mu_{\Delta,u}$ 와의 비를 조사하였다. 이 결과에 대한 통계처리 결과는 Table 3과 같다. Table 3에서 알 수 있듯이 손상 단계가 클수록 큰 표준편차를 보이며 이는 초기 손상(almost no., minor damage states)단계는 일정한 변위연성도에서 일어나고 있음을 의미한다. 다음으로 손상도 계수, α_i 를 일반화된 식으로 나타내기 위하여 손상단계를 $i = 1, 2, 3, 4, 5$ 단계로 정의하여 선형회귀분석을 수행하였다. 각 손상단계별 손상도 계수의 선형회귀분석 결과, $\alpha_1 = 0.042$,

Table 3 Statistics results of damage coefficient, α_i

Damage states	I	II	III	VI	V
Min. value	0.015	0.076	0.229	0.459	0.650
Max. value	0.150	0.408	1.170	1.482	2.202
Mean	0.059	0.175	0.558	0.885	1.171
Standard deviation	0.035	0.073	0.274	0.337	0.436

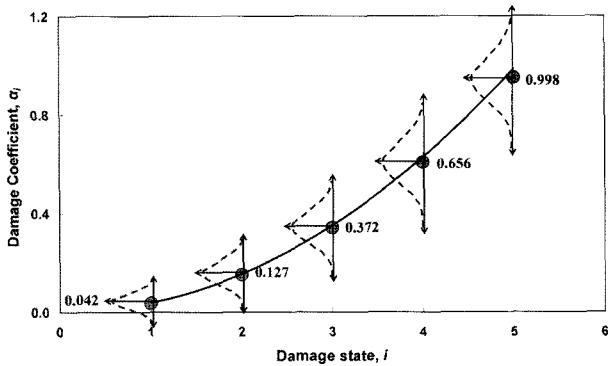


Fig. 2 Linear regression results of damage coefficient in terms of damage states

$\alpha_2 = 0.127$, $\alpha_3 = 0.372$, $\alpha_4 = 0.656$, $\alpha_5 = 0.998$ 이며 Fig. 2와 같이 α_i 는 i^2 에 비례함을 알 수 있다. 마지막으로 교각의 내진 성능의 주요 인자인 형상비, 주철근 및 심부 구속철근의 강도, 주철근 및 심부구속철근비, 그리고 축하중비의 영향도를 다중회귀분석을 통하여 검토한 바 형상비, 철근의 항복강도비, 주철근비, 구속철근비 및 축하중비가 가장 상관관계가 높은 것으로 조사되었다. 이들 영향 인자 중 α_i 와 상관도가 가장 높은 최적의 관계식을 반복법을 이용하여 도출하였다. 결과적으로 철근콘크리트 교각의 내진성능에 미치는 영향이 큰 형상비, 철근의 항복강도비, 주철근비, 구속철근비 및 축하중비를 변수로 하여 식 (3)과 같이 도출하였다.

$$\alpha_i = \left[0.029 + 0.00361 \left(\frac{D}{H} \right)^{\frac{1}{3}} f_{yl} \rho_l \sqrt{\frac{f_{ck} A_g}{P}} \right] \times i, \quad i = 1, 2, 3, 4, 5 \quad (3)$$

여기서, D , H 는 각각 교각의 직경 및 유효높이이며 f_{yl} , f_{yf} 는 주철근 및 구속철근의 항복강도이다. ρ_l , ρ_s 는 주철근 및 구속철근비, f_{ck} 는 콘크리트의 압축강도, A_g 는 교각의 총단면적, P 는 축력이다.

2.3 손상단계별 곡률연성도

철근콘크리트 교각의 파괴는 주로 소성힌지 구간의 국부적인 파괴에 기인한다. 따라서 소성힌지 구간의 국부손상을 나타내기 위해 본 연구에서는 곡률연성도를 사용하였으며 변위연성도의 함수로 나타내었다. 곡률연성도와 변위연성도의 관계는 탄성 거동과 비탄성 거동으로 구분하여 표현할 수 있으며, 탄성 거동의 경우, 즉 변위연성도가 1미만인 경우에는 식 (4)와 같이 표현할 수 있다.

$$\mu_{\Delta,i} = \mu_{\phi,i} \quad \text{for } i = 1, 2 \quad (4)$$

한편, 비탄성 거동의 경우, 즉 변위연성도가 1이상인 경우에는 Priestley et al.³¹⁾ 및 손혁수³²⁾ 등이 변위연성도와 곡률연성도의 관계를 교각의 직경, 높이, 소성힌지 길이 등을 이용하여 각각 다음 식 (5) 및 (6)과 같이 제안하였다.

$$\mu_{\phi,i} = \frac{\mu_{\Delta,i}}{3 \frac{L_p}{H} \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{H} \right)} \quad \text{for } i = 3, 4, 5 \quad (5)$$

$$\mu_{\phi,i} = \frac{\mu_{\Delta,i} - 0.5 \left(0.7 + 0.75 \frac{D}{H} \right)}{0.2 \left(1.1 + \frac{D}{H} \right)} \quad \text{for } i = 3, 4, 5 \quad (6)$$

여기서, H =교각의 높이, L_p =소성힌지 구간의 길이로서 Priestley 등³¹⁾은 식 (7)과 같이 제안한 바 있고, 일본 도로교시방서³³⁾에서는 식 (8)를 사용하고 있다.

$$L_p = 0.08H + 0.22f_y d_b \quad (\text{MPa, mm}) \quad (7)$$

$$L_p = 0.2H - 0.1D \quad (8)$$

식 (5)~(8)들을 검증하기 위하여 식(5)와 (7)의 조합, 식 (5)와 (8)의 조합, 및 식 (6)의 세 경우를 정영수¹⁰⁾등의 실험 결과와 비교 검토하였다. Fig. 3은 비교 검토 결과로서 실험 결과와 가장 유사한 식 (5)와 (7)의 조합을 본 연구의 지진취약도 분석에 사용하였다.

3. 철근콘크리트 교량의 비선형해석

3.1 해석 대상 교량

본 연구를 위한 해석 대상 모델은 현재 국내에서 용이한 개방감 확보로 많이 시공되는 일반적인 교량 형식으로 선정하였다. Fig. 4와 같이 6경간 연속교로 상부구조는 가설 공법이 용이한 강합성 상형(steel box girder)이며 교량의 하부구조는 높이 13.5 m, 지름 2.5 m의 원형 RC 교각으로 구성되었다. 교량의 받침형식은 Fig. 4(b)와 같이 구성되었으며 교축직각방향 1점 고정방식이다³⁴⁾. 교각 하부의 소성힌지구간에서의 단면 형태는 3.2절의 Fig. 5에 나타내었다.

3.2 교각의 모멘트-곡률 관계

지진하중 작용시 교량은 비선형 거동을 하게 되고 상

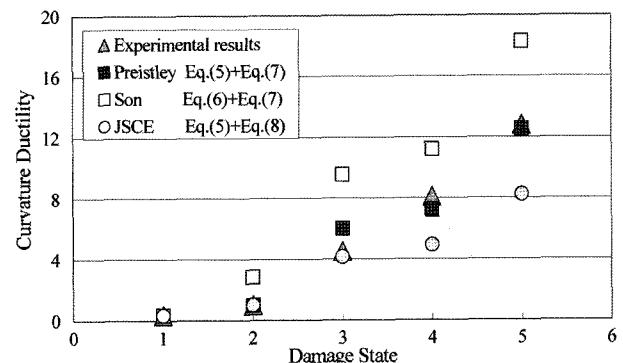


Fig. 3 Comparative curvature ductilities in terms of five damage states

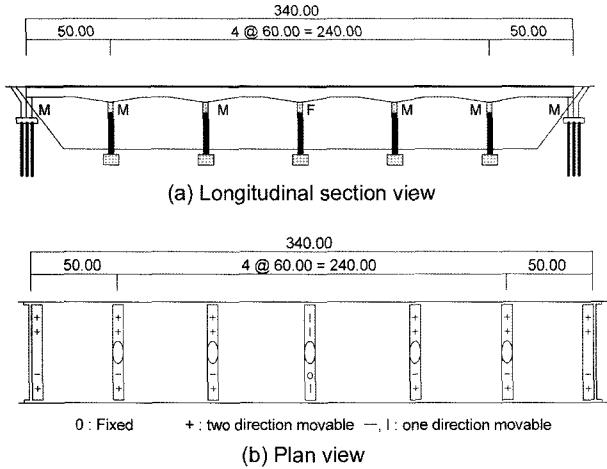


Fig. 4 Bridge model (unit : m)

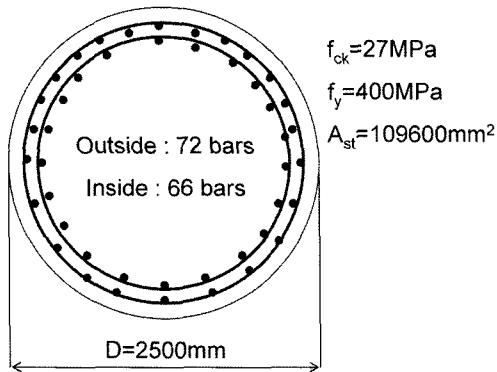


Fig. 5 Cross section of piers

부구조와 활절(hinge)로 연결된 교각의 경우에는 하부에 소성힌지(plastic hinge)가 발생하여 지진에 의한 손상이 집중된다. 본 연구에서는 Fig. 5 같은 소성힌지에서의 비선형 거동 특성을 모멘트-곡률 관계로 정의하였다. 교각의 소성힌지구간의 모멘트-곡률 관계는 심부구속철근 및 축하중 등을 고려하여 계산하였으며 프로그램 IARCC^{8,12)}를 이용하였다. 사용된 교각의 모멘트-곡률관계는 Fig. 6 같이 Bilinear curve 모델로 정의하였다. 초기강성 $k_0 = 2.215 \times 10^{13}$ (N-mm/rad), 항복강도 $M_y = 4.209 \times 10^{10}$ (N-mm), 항복곡률 $\psi_y = 0.0019$ (rad)으로 조사되었다.

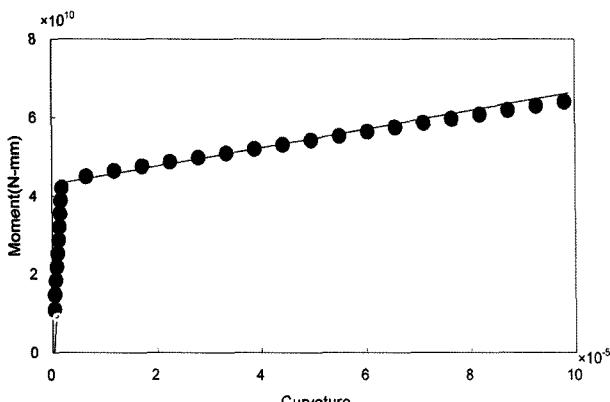


Fig. 6 Moment-curvature relationship

3.3. 입력 지진파

확률론적 지진위험도 평가를 위해서는 많은 수의 지진 자료가 필요하나 국내의 경우 지진 자료가 부족한 실정이다. 따라서 국내의 지반 조건을 고려한 일부의 설계용 담스펙트럼이 주어져 있으나, 본 연구에서는 임반 위에 시공되는 기초를 가정하여 교량의 내진 취약도 분석을 수행하였다. 일반적으로 인공지진은 포락함수와 가우시안 함수, $g(t)$ 의 곱으로 얻어진다. 포락함수는 합성형을 이용하였으며 Monte-Carlo Technique을 이용하여 $g(t)$ 를 다음 식 (9)와 같이 구할 수 있다.

$$g(t) = \sqrt{2} \sum_{k=1}^N \sqrt{G(\omega_k) \Delta \omega} \cdot \cos(\omega_k t - \Phi_k) \quad (9)$$

여기서, Φ_k 는 위상각(random phase angle), $\omega_k = k \Delta \omega$, $G(\omega_k) = 2S(\omega_k)$ (one-sided power spectrum), $\omega_u = N \Delta \omega$ (upper cut-off frequency)이다. Kanai-Tajimi spectrum, $S(\omega)$ 는 다음 식 (10)과 같이 표현된다.

$$S(\omega) = S_0 \times \frac{1 + 4\zeta_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g} \right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g} \right)^2 \right]^2} + 4\zeta_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g} \right)^2 \quad (10)$$

여기서, ω_g =지반 특성주파수, ζ_g =감쇠계수, S_0 =Gaussian white noise이다. Chung et al.³⁵⁾은 최대지반가속도를 다음 식 (11)과 같이 사용하였다.

$$PGA = \alpha_g S_0^{\frac{1}{2}} \quad (11)$$

여기서, $\alpha_g = P_g \left[\pi \omega_g \left(\frac{1}{2\zeta_g} + 2\zeta_g \right) \right]^{\frac{1}{2}}$, P_g =peak factor이며 경험적으로 3을 사용하였다. 본 논문에서 사용한 인공지진파 산출프로그램은 하나의 입력데이터를 이용하여 다수의 지진을 산출하게 되며 이때 각각의 지진에 대한 랜덤변수(random variable)는 자연 발생되는 random seed값을 이용하였으며 IMSL subroutine을 사용하였다. 본 연구에서는 인공지진은 0.001 g ~ 0.98 g의 범위내에서 유사한 물리적 특징을 갖는 100개의 지진파를 생성하였다. Fig. 7은 0.17 g와 0.395 g의 PGA를 갖는 인공지진파의 예이다.

3.4 비선형 시간이력해석

본 연구에서는 비선형 시간이력해석을 위하여 구조해석 범용프로그램 SAP2000 nonlinear을 이용하였다. 중앙 고정(fixed)교각의 하부에 Fig. 5와 같이 소성힌지를 구성하였으며 소성힌지의 위치는 기준의 연구 결과¹⁰⁾에 따라 기초상부로부터 0.25D의 위치로 정의하였다. 교각은 Fig. 8과 같이 프레임(frame)요소로 모델링하고 소성힌지는 Fig. 6과 같은 Bilinear curve로 정의되는 모멘트-곡률관계를 갖는 Nllink요소를 사용하였다. Fig. 9는 Fig. 4와 같

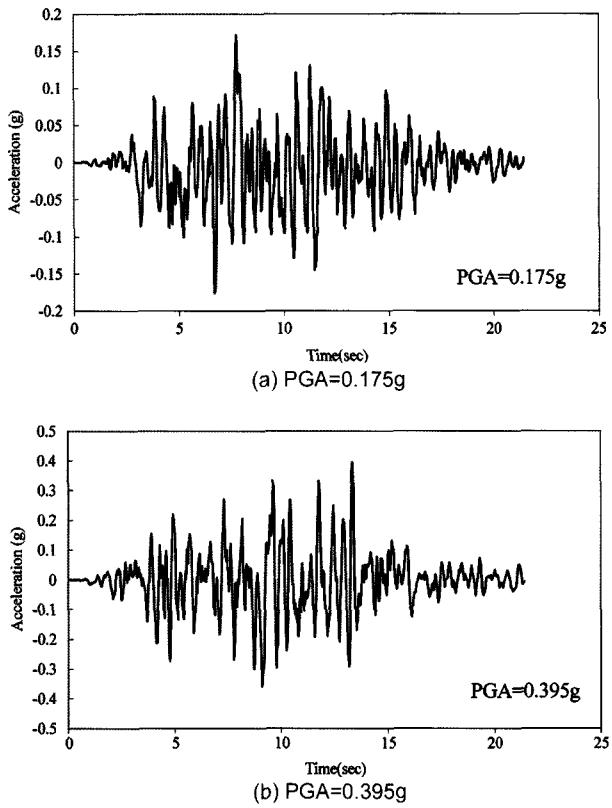


Fig. 7 Time history of artificial earthquake

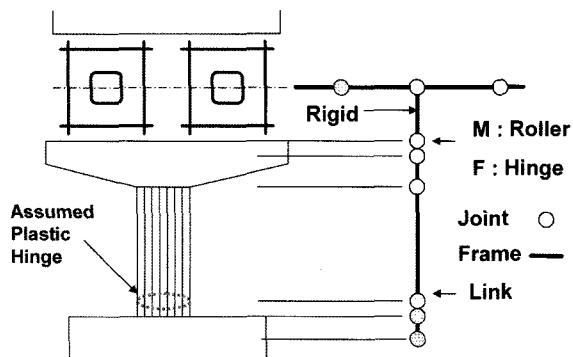


Fig. 8 Modeling of pier

은 6경간 연속교에 대한 비선형 시간이력해석 결과이다. Fig. 9(a)는 중앙 고정(fixed) 교각의 입력지진에 따른 교각상부 변위이며 Fig. 9(b)는 중앙 고정(fixed) 교각의 하부 소성힌지에서 입력지진에 따른 곡률을 나타내었다.

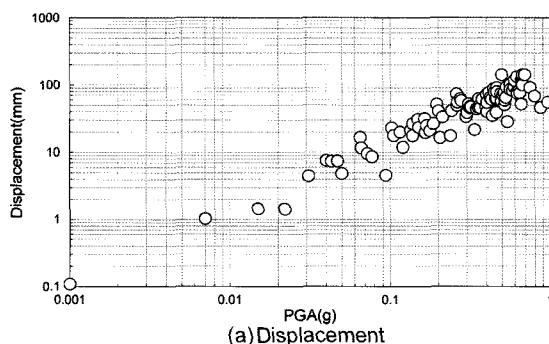


Fig. 9 Nonlinear response of bridge pier

PGA의 증가에 따라 변위 및 곡률의 증가는 선형대수관계(lognormal distribution)를 보이는 것으로 조사되었다.

4. 지진취약도 분석

4.1 지진 취약도 해석 방법

대상 철근콘크리트 구조물의 지진 취약도 곡선은 크게 4단계 과정을 통하여 구할 수 있다. 즉, 첫 번째로는 입력 지진 하중의 산출이다. 지진하중은 진앙지에서 해석 대상 구조물의 위치까지 도달하는 과정 중에 지반조건에 따라 지진동이 확대되는 현상이 발생한다. 본 연구에서는 해석 대상 교량이 위치한 지역의 지반 상태를 고려한 지진을 산출하여 지진 하중으로 이용하였다. 두 번째 단계로는 해석 대상 교량의 비선형 시간이력해석 결과이다. 철근콘크리트 교량의 입력 지진하중별 비선형 시간 이력해석을 통하여 구조물의 최대 변위 값 및 최대 곡률 값을 산출하여 이를 값들의 크기에 따른 입력 지진별 해석된 구조물의 손상도 수준을 평가하는 것이다. 특히, 철근콘크리트 교량의 지진 하중에 의한 파괴형태는 5단계의 손상도 수준인 손상없음(almost no damage), 경미손상(minor damage), 보통손상(moderate damage), 심한손상(major damage), 파괴(collapse)의 5단계의 손상도 수준으로 설정하였다. 세 번째 단계는 지진취약도 변수들인 변위연성도 및 곡률 연성도를 손상도 수준별로 정량적인 지수(index) 값들을 제시하는 것이다. 즉 이들 지진 취약도 지수 값들은 Table 1의 실험 결과를 분석하여 2.2 및 2.3을 통하여 Table 4에 제시하였다. 마지막 단계는 2단계의 비선형해석 결과와 3단계의 지진취약도 지수 값들의 비교 평가를 통하여 해석된 구조물의 시스템 및 국부적인 지진 취약도를 평가하는 것이다. 즉, 입력 지진을 이용한 비선형 시간이력해석을 수행하고, 그 결과를 정의된 손상도 범위를 통하여 손상도 수준을 결정한다. 각각의 PGA별 손상도 수준이 결정되면 최대우도법(maximum likelihood method)을 이용하여 각 손상도 수준별 PGA 값들의 중앙값(median)과 대수 표준편차(log-standard deviation)을 구한 후, 이들 값들을 이용하여 Fig. 10과 같이 누적확률분포로 각 손상도 수준별 확률 그래프를 작성한다.

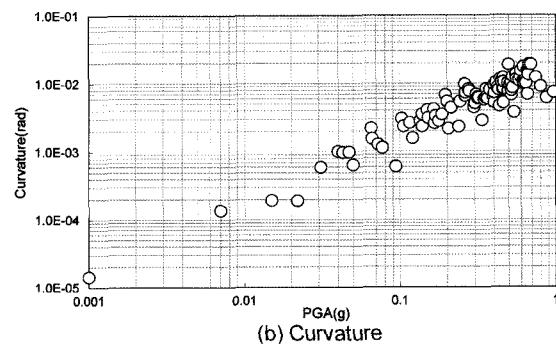


Table 4 Damage state coefficient, displ. and curvature ductility in terms of damage state

Fragility criteria	Nonseismic pier			Seismic pier		
	α	μ_{DIA}	$\mu_{DI\phi}$	α	μ_{DIA}	$\mu_{DI\phi}$
Volumetric confinement steel ratio(%)	0.6			1.26		
$\mu_{\Delta u}$	3.72			8.38		
Damage state	I	0.054	0.201	0.201	0.041	0.344
	II	0.216	0.804	0.804	0.164	1.374
	III	0.485	1.807	3.821	0.369	3.093
	IV	0.862	3.207	8.744	0.656	5.498
	V	1.348	5.015	15.088	1.025	8.591
						27.640

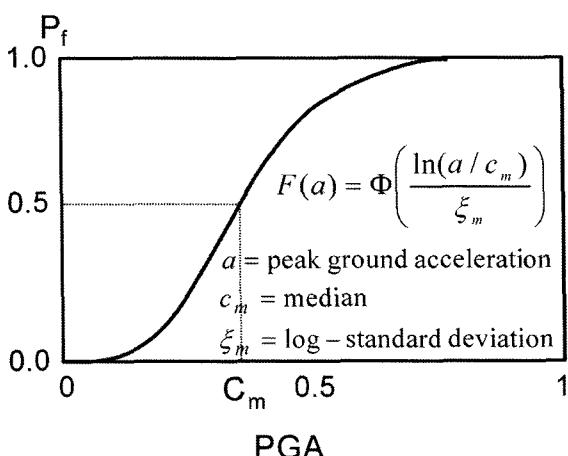


Fig. 10 Probability curve

4.2 PGA에 따른 지진취약도 해석

Shinozuka et al.^{7,36)}은 PGA에 대한 교량 구조물의 지진취약도 곡선을 로그정규분포 함수를 이용하여 표현한 바 있다. 또한 실제 지진에 의하여 손상된 구조물을 조사하여 경험적 지진취약도 평가를 수행하여 로그정규분포로 표현한 지진취약도 곡선의 타당성을 밝힌 바 있다. 이때 PGA의 중앙값(median value)과 대수표준편차(log-standard deviation)는 최대우도법(maximum likelihood)에 의하여 계산하였으며, 각기 다른 손상 상태에 대한 지진취약도 곡선이 서로 교차되는 것을 방지하기 위하여 손상도 수준별 같은 값의 공통 대수표준편차를 사용하여 합리적인 지진취약도 곡선을 제시한 바 있다. 본 논문은 최근 활발한 연구^{7,36,37)}를 수행하고 있는 PGA별 지진취약도 분석 기법을 이용하여 지진 취약도 곡선을 제시하였다.

4.3 취약도 해석 방법

임의의 지진에 의한 구조물의 손상단계를 N_{max} 까지 고려하는 경우, N_{max} 개의 지진취약도 곡선을 얻을 수 있다. 그러나 지진취약도 곡선은 지진취약도 해석시 손상도 수준별 각각 다른 대수표준편차를 사용할 경우 손상단계별 지진취약도 곡선이 서로 교차하는 현상이 발생할 수 있

다. 그러나 모든 손상도 수준별 대수 표준편차를 같은 값을 사용함으로써 이러한 불합리한 현상을 방지할 수 있다. $PGA = a_i$ 인 임의의 지진에 대하여 구조물이 성능 한계 E_k 를 초과할 확률, 즉 지진손상 가능성을 $F_k(a_i; c_k; \zeta_k)$ 로 식 (12)와 같이 나타내고, 이를 지진취약도라 할 때, Fig. 11과 같이 손상이 E_k 와 E_{k+1} 사이에 $P_{ik} = P(a_i; E_k)$ 일 확률은 지진취약도 곡선을 이용하여 식 (13)과 같이 구할 수 있다.

$$F_k(a_i; c_k; \zeta_k) = \Phi\left[\frac{\ln(a_i/c_k)}{\zeta_k}\right] \quad (12)$$

$$\begin{aligned} P_{ik} &= P(a_i; E_k) = \\ &1 - F_k(a_i; c_k; \zeta_k) && \text{for } k = 0 \\ &F_k(a_i; c_k; \zeta_k) - F_{k+1}(a_i; c_{k+1}; \zeta_k) && \text{for } k = 1, 2, \dots, N_{state}^{-1} \\ &F_{N_{state}}(a_i; c_{N_{state}}; \zeta_k) && \text{for } k = N_{state} \end{aligned} \quad (13)$$

그리고 우도함수(likelihood function)는 Fig. 11과 같이 다음 식 (14)로 정의할 수 있다.

$$L(c_1, c_2, \dots, c_{N_{state}}, \zeta) = \prod_{i=1}^{N_{state}} \prod_{k=0}^{N_{state}-1} P_k(a_i; E_k)^{x_{ik}} \quad (14)$$

여기서, x_{ik} 는 $PGA = a_i$ 인 지진에 대하여 구조물에 E_k 의 손상이 발생한 경우 1의 값을 가지고, 그렇지 않은 경우에는 0의 값을 가진다. 위와 같은 Likelihood 함수로부터 다음의 식 (15)를 이용하여 c_k 와 ζ 를 구할 수 있다

$$\frac{\partial \ln L(c_1, c_2, \dots, c_{N_{max}}, \zeta)}{\partial c_j} = \frac{\partial \ln L(c_1, c_2, \dots, c_{N_{max}}, \zeta)}{\partial \zeta} \quad (15)$$

$$k = 1, 2, 3, \dots, N_{state}$$

4.4 구속철근비에 따른 손상계수 및 손상연성도

본 연구에서는 교각의 내진 성능에 따른 손상도를 파악하기 위하여 심부구속철근비가 각기 다른 두 종류의 교각에 대한 지진손상도를 분석하였다. 이를 위하여 소성한지 구간에서의 횡구속철근비가 비내진 설계된 철근 콘크리트 교각($\rho_s = 0.6\%$)과 내진 설계된 교각($\rho_s = 1.26\%$)에 대한 극한 변위연성도, 변위 및 곡률연성도, 손상도

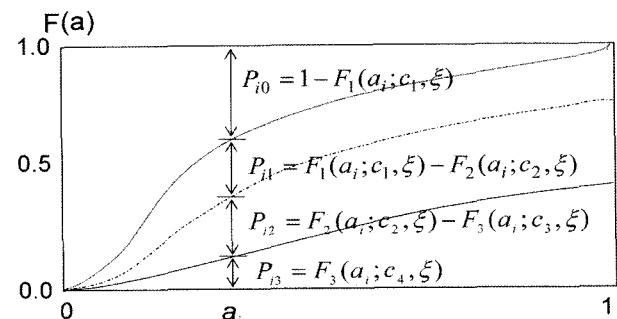


Fig. 11 Schematics of fragility curves

계수를 식 (2) 및 식 (3)에 따라 Table 4와 같이 구하였다. 한편, Table 5는 교각의 내진성능을 고려하지 않은 기준의 손상 상태에 대한 정의이다. 교각의 손상은 교각의 내진 성능에 따라 그 손상정도가 달리 정의되어야 함에도 불구하고 Dutta et al.³⁸⁾은 교각의 높이에 따른 변위비(drift limits)로 정의하였다. 또한, HAZUS³⁹⁾에서도 교각의 상세에 따른 내진성능을 고려하지 않고 곡률연성도의 범위만으로 손상 상태를 정의하였다.

4.5 취약도 해석 결과 분석

4.5.1 변위연성도

다음 Fig. 12(a, b)는 내진 및 비내진 설계된 교각에 대한 취약도 해석 결과를 보이고 있다. Table 4에서 보인 바와 같이 교각의 심부구속철근비에 따라 각 손상 단계에서 변위연성도의 차이를 보이고 있다. 이러한 손상 단계의 정의와 4.2의 취약도 해석 방법에 따른 취약도 곡선(fragility curve)을 Fig. 13에 나타내었다. 손상없음(almost no.) 및 경

미손상(minor)과 같은 초기 손상 단계에서의 파괴확률 50%를 나타내는 중간 값(median value)은 차이가 없으나 보통 손상(moderate), 심한손상(major) 및 파괴(collapse)에 이르기까지 손상 단계가 증가할수록 큰 차이를 보이고 있다. 특히, 파괴 단계에서 내진 시험체의 경우 50% 파괴확률을 갖는 PGA는 1.09 g로 조사되었으나 비내진 시험체의 경우 50% 파괴확률을 갖는 PGA는 0.41 g로 나타났다. 이는 동일한 지진하중하에서 비내진 설계된 교각의 피해가 더 큰 것과 같은 결과이다. 두 경우 모두 초기 손상 단계 almost no, minor 손상 단계에서는 동일한 파괴확률로 나타나 두 손상 단계는 동일한 곡선으로 표현되었다.

4.5.2 곡률 연성도

지진 발생시 교량의 파괴는 교각하부의 소성힌지구간에 손상이 집중된다. 이러한 국부손상은 교량 전체의 파괴로 이어지므로 곡률연성도를 이용한 교량의 취약도 분석이 필수적이다. Fig. 14는 교각의 내진 성능에 따른 손상 단계별 곡률연성도를 나타내었다. Fig. 15는 이에 따

Table 5 Drift limits and curvature ductility in terms of damage state

Damage state	Description of damage states	Dutta & Mander ³⁸⁾ (drift limits)	HAZUS ³⁹⁾ (curvature ductility)
Almost no.	First yield	0.005	$\mu_\phi < 1$
Slight	cracking and spalling	0.007	$1 < \mu_\phi < 5$
Moderate	Loss of anchorage	0.015	$5 < \mu_\phi < 10$
Extensive	Incipient column collapse	0.025	$10 < \mu_\phi < 20$
Complete	Column collapse	0.050	$20 < \mu_\phi$

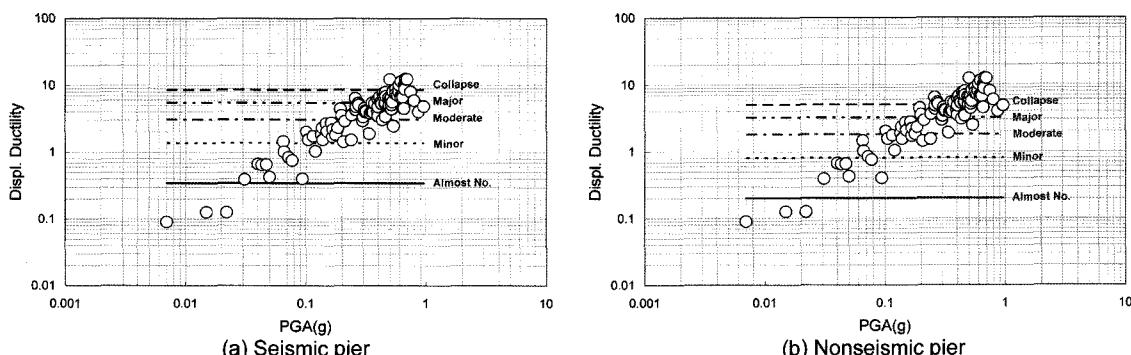


Fig. 12 Displacement ductility distribution in terms of PGA

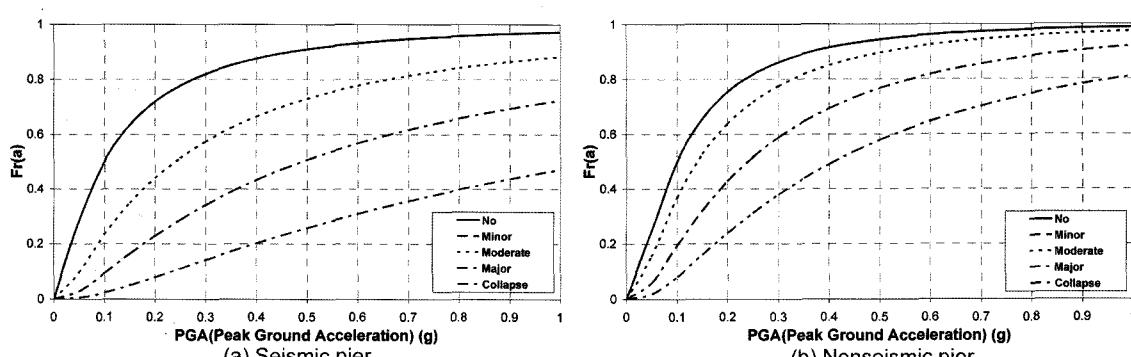


Fig. 13 Fragility curves based on displacement ductility

른 취약도 곡선을 나타내었다. 교각의 내진 상세 즉, 심부구속철근비에 따라 Table 4에서 와 같이 손상 단계별 곡률연성도가 다르게 조사되었다. 이러한 차이로 인하여 큰 파괴확률의 차이를 보이고 있다. 비내진 교각의 경우 보통손상(moderate)이 50% 발생확률을 갖는 PGA는 0.39g로 조사되었으나 내진 교각의 경우 1.2g로 약 3배의 차이를 보이고 있다. 또한, 본 연구에서의 비선형 시간이력해석의 결과 곡률연성도가 내진교각의 경우 심한 손상(major)이상의 손상 상태는 발생되지 않는 것으로 조사되었으며 비내진 교각의 경우 파괴(collapse)에 도달하지는 않는 것으로 조사되었다.

다음 Fig. 16은 Dutta et al.³⁸⁾이 정의한 교각의 높이에 따른 변위비(drift limits)로 정의된 손상 상태에 따른 결과이다. 이 결과는 Figs. 12 및 13과 비교하면 비내진 설계된 교각의 결과와 손상없음, 경미손상, 보통손상 및 심

한손상 단계에서는 거의 유사하다. 다만, 파괴 단계에서는 다소 큰 50% 손상확률을 갖는 PGA를 보이고 있다. 이러한 결과는 Dutta et al.의 손상 정의가 임의의 지진 하중에서 비내진 설계된 교량과 같은 내진취약도를 보이는 것으로 내진 설계된 교량이라면 과소평가하는 것으로 평가된다. Fig. 17은 HAZUS³⁹⁾에서 정의한 곡률연성도의 범위를 기준으로 한 손상 상태에 의한 결과이다. Fig. 14 와 같이 입력된 지진하중의 범위에서는 심한손상 이상의 손상 상태에 도달하지 않았다. Fig. 17은 Fig. 14 (a) 및 15(a)와 유사한 결과는 보이고 있다. 다만, 경미한 손상 단계에서 50%로 손상확률이 0.58g로 약 2.5배 큰 값을 보인다. 즉, HAZUS의 손상도 정의에 따른 결과는 내진 설계된 교량보다 큰 지진취약도를 나타내고 있는 것으로 평가된다.

변위를 기준으로 한 손상단계를 이용한 지진취약도 분

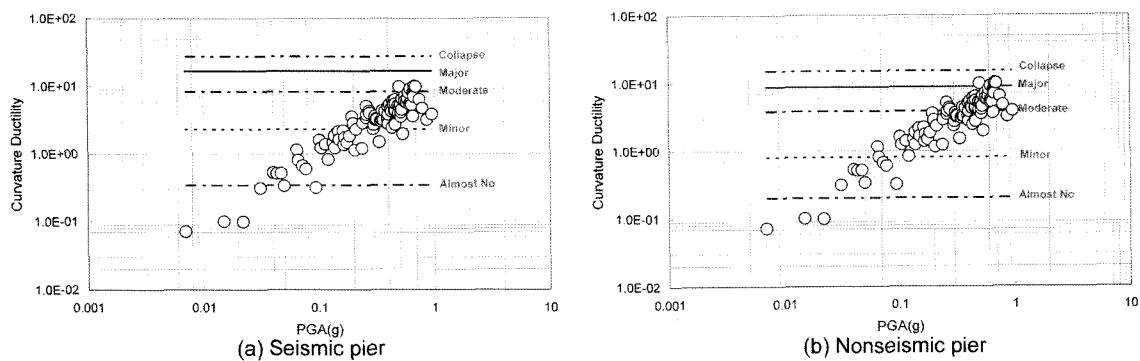


Fig. 14 Curvature ductility distribution in terms of PGA

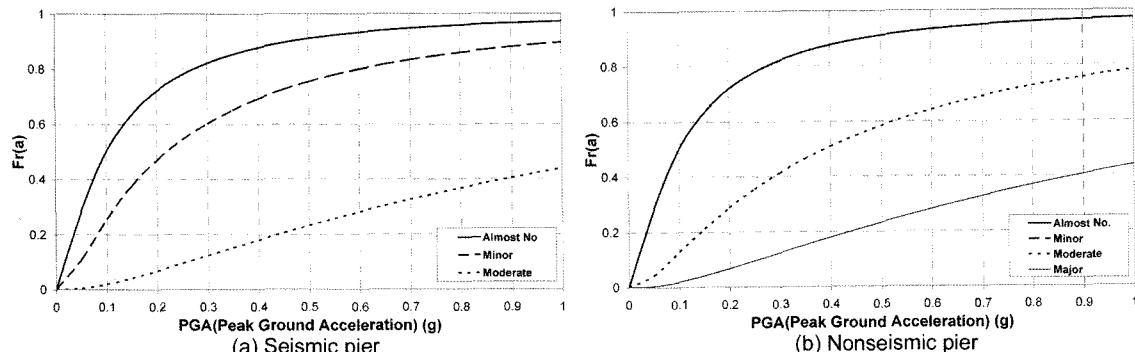


Fig. 15 Fragility curves based on curvature ductility

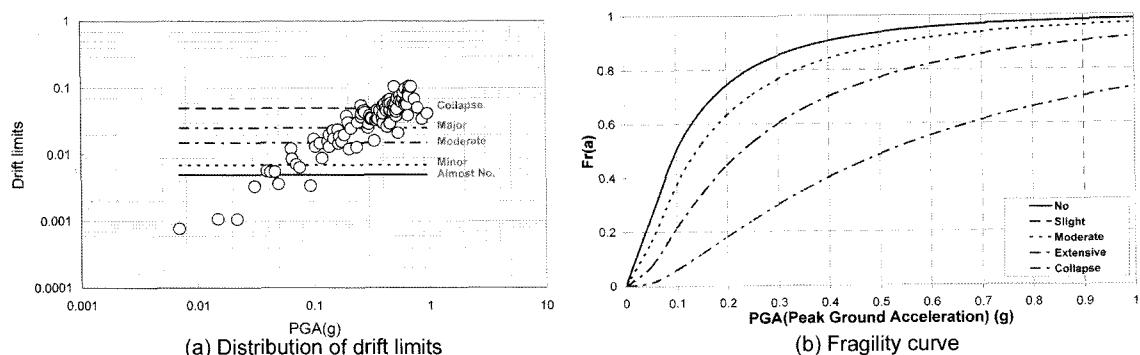


Fig. 16 Analysis results by Dutta's damage definition

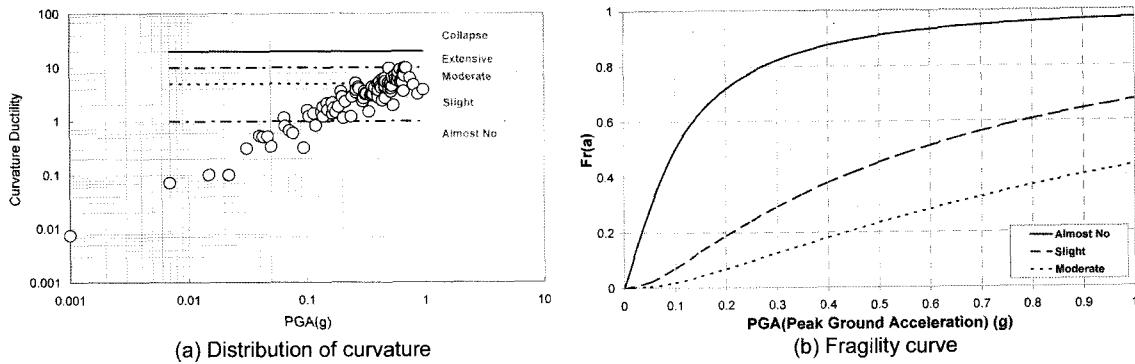


Fig. 17 Analysis results by HAZUS's damage definition

Table 6 Median and standard deviation

Damage state	Proposed								Dutta & Mander ³⁸⁾		HAZUS ³⁹⁾	
	Displ.				Curvature				Median	SD	Median	SD
	Seismic		Non-seismic		Seismic		Non-seismic					
	Median	SD	Median	SD	Median	SD	Median	SD				
(I) Almost no.	0.10		0.10		0.10		0.10		0.10		0.10	
(II) Minor	0.10		0.10		0.22		0.10		0.10		0.58	
(III) Moderate	0.24		0.14		1.20		0.39		0.14		1.20	
(IV) Major	0.49		0.24		-		1.20		0.23		-	
(V) Collapse	1.09		0.41		-		-		0.52		-	

석 결과가 교각의 소성한지구간에서의 국부손상을 고려 한 곡률을 기준으로 얻은 지진취약도에 비해 큰 손상확률을 가지는 것으로 평가된다. Table 6에 각 손상단계 정의 및 손상단계별 중간값(median value)과 대수표준편차(log-standard deviation)를 나타내었다.

5. 결 론

본 연구에서는 교각의 내진성능에 기초한 손상 기준을 구하고 이를 토대로 교량의 지진취약도를 분석하는 방법을 확률밀도함수를 이용하여 제안하였다. 본 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

- 제안된 지진취약도 곡선에 따라 예제교량에 대한 지진피해확률을 구하였으며 교량에 대한 지진피해도를 정량적으로 평가 할 수 있음을 알 수 있었다. 특히, 본 연구에서는 기존의 실험적 연구 결과를 바탕으로 보다 합리적인 손상도 정의와 관련된 변위 및 곡률연성도를 제시하였으며 보다 합리적인 취약도 분석 방법을 제시하였다.
- 연구 결과에 따르면 제안된 손상정의에 따른 손상도는 변위를 기준으로 한 취약도 분석 결과가 곡률연성을 기준으로 한 취약도 분석 결과에 비해 큰 손상확률을 보이는 것으로 조사되었다.
- 본 연구의 취약도 분석 방법은 교량의 지진위험도를 실현 자료에 근거한 교각의 내진성능에 기초하여 합리적인 지진손상도를 평가할 수 있는 것으로 판단되며 현재 공용중인 교량에 대한 지진피해도를

조사함으로서 교량의 내진보강에 대한 기초 자료로 활용할 수 있을 것으로 기대된다.

감사의 글

이 연구는 2005년도 중앙대학교 학술연구비(교수 연구년 연구비) 지원에 의하여 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

참고문헌

- NRC, NUREG-1407, *Procedural and Submittal Guidance for the Individual Plant Examination of External Events (IPEEE) for Severe Accident Vulnerabilities*, Final Report, June 1991.
- Ajay, Singhal., Anne, S., Kiremidjian., "Method for Probabilistic Evaluation of Seismic Structural Damage", *Journal of Structural Engineering*, 1996, pp.1459~1467.
- Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J., and Naganuma, T., "Statistical Analysis of Fragility Curves", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.126, No.12, 2000, pp.1224~1231.
- Kazi, R. Karim, and Fumio Yamazaki, "Effect of Earthquake Ground Motions on Fragility Curves of Highway Bridge Piers Based on Numerical Simulation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.30, 2001, pp.1839~1856.
- 이진학, 김상훈, 윤정방, Shigeru Kushiyama, "지진취약도 분석을 위한 확률밀도함수 보간 기법", 대한토목학회 논문집, Vol.24, No.2A, 2004, pp.391~399.
- 이진학, 윤진영, 김상훈, 윤정방, "지진취약도 분석을 통

- 한 면진교량의 지진위험도 평가”, 대한토목학회 정기학술대회 논문집, Vol. A, 2004, pp.230~235.
7. S. H. Kim., and Masanobu, Shinozuka, “Development of Fragility Curves of Bridges Retrofitted by Column Jacketing”, *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol.19, 2004, pp.105~112.
 8. 이대형, 박창규, 정영수, “겹침이음 및 보강된 철근콘크리트 교각의 내진성능평가를 위한 Macro모델”, 대한토목학회논문집, Vol.25, No.5A, 2005, pp.857~864.
 9. Computer and Structures, *SAP2000/Nonlinear Users Manual Version 8*. Berkley, CA, USA, Computer and Structures, 2002.
 10. 정영수, 이재훈 등, 철근콘크리트 교각의 심부구속방법 개선 연구, 한국도로공사 연구보고서, 2002.
 11. 박창규, 정영수, 고성현, 이재훈, “주철근 겹침이음된 실물교각의 횡구속 정도에 따른 내진성능 평가”, 콘크리트학회 논문집, Vol.16, No.5, 2004, pp.687~696.
 12. 이대형, 원형 콘크리트 교각의 내진성능 평가에 관한 이론 및 실험적 연구, 중앙대학교 박사학위 논문, 1999.
 13. Budek, A. M., Priestley, M. J. N., and Lee, Chin Ok, “Seismic Design of Columns with High-Strength Wire and Strand as Spiral Reinforcement”, *ACI Structural Journal*, Vol.99, No.5, 2002, pp.660~670.
 14. Dodd, Lawrence L. and Cooke, Nigel, “Capacity of Circular Bridge Columns Subjected to Base Excitation”, *ACI Structural Journal*, Vol.97, No.2, 2001, pp.297~308.
 15. Esmaeily, Asad and Xiao, Yan, “Behavior of Reinforced Concrete Columns Under Variable Axial Loads”, *ACI Structural Journal*, Vol.101, No.1, 2004, pp.124~132.
 16. Ghee, Ang Beng, Priestley, M. J. N., and Paulay, T., “Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns”, *ACI Structural Journal*, Vol.86, No.1, 1989, pp.45~59.
 17. 김훈, 정영수, 이재훈, 최진호, 조준상, “준정적실험에 의한 실물 원형교각의 내진성능평가를 위한 실험연구”, 한국콘크리트학회 봄 학술발표회 논문집, Vol.14, No.1, 2002, pp.941~946.
 18. 이재훈, 배성용, 윤석구, “나선철근교각의 내진성능 실험”, 대한토목학회논문집, Vol.21, No.1-A, 2001, pp.109~121.
 19. 이재훈, 석상근, 윤석구, “원형띠철근 교각의 내진성능에 관한 실험적 실험”, 대한토목학회논문집, Vol.22, No.1-A, 2002, pp.159~170.
 20. 이재훈, 고성현, 이대형, 정영수, “반복 횡하중을 받는 원형교각의 휨-전단 거동”, 콘크리트학회 논문집, Vol.16, No.6, 2004, pp.823~832.
 21. Mervyn J. Kowalsky, M.J., and Nigel Priestley, “Improved analytical Model for Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns in Seismic Regions”, *ACI Structural Journal*, Vol.97, No.3, 2000, pp.388~396.
 22. Lehman, Dawn E., Gookin, Sharon E., Nacamuli, Adrian M., and Moehle, Jack P., “Repair of Earthquake-Damaged Bridge Columns”, *ACI Structural Journal*, Vol.98, No.2, 2001, pp.233~242.
 23. Clay J. Naito, Jack P. Moehle, and Khalid M. Mosalam, “Evaluation of Bridge Beam-Column Joint under Simulated Seismic Loading”, *ACI Structural Journal*, Vol.99, No.1, 2002, pp.62~71.
 24. Priestley, M. J. N. and Benzoni, Gianmario, “Seismic Performance of Circular Columns with Low Longitudinal Reinforcement Ratios”, *ACI Structural Journal*, Vol.93, No.4, 1996, pp.1~12.
 25. Wong, Yuk-Lung, Paulay, T., and Priestley, M. J. N., “Response of Circular Reinforced Concrete Columns to Multi-Directional Seismic Attack”, *ACI Structural Journal*, Vol.90, No.2, 1993, pp.180~190.
 26. 정영수, 이강균, 한기훈, 이대형, “유리섬유보강 원형철근 콘크리트 교각의 내진성능에 관한 준정적 실험연구”, 콘크리트학회 논문집, 11권, 5호, 1999, pp.107~118.
 27. 정영수, 박종협, 박희상, 조창백, “섬유보강 원형 철근콘크리트 교각의 내진성능 향상에 관한 유사동적 실험”, 콘크리트학회 논문집, Vol.14, No.2, 2002, pp.180~189.
 28. 정영수, 박진영, 이지영, “FRP 나선근 RC 교각의 내진성능 평가(II)-밴드형 FRP-”, 대한토목학회 논문집, Vol.23, No.5A, 2003, pp.947~954.
 29. Chung, Young Soo, Park, Chang Kyu, and Lee, Eun Hee, “Seismic Performance and Damage Assessment of Reinforced Concrete Bridge Piers with Lap-spliced Longitudinal Steels,” *Structural Engineering and Mechanics*, Vol.17, No.1, 2004, pp.99~112.
 30. 박창규, 철근콘크리트 교각의 내진성능평가를 위한 심부구속철근비에 관한 연구, 중앙대학교 박사학위 논문, 2005, pp.109~124.
 31. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons Inc., New York., 1996, pp.307~310.
 32. 손혁수 심부구속철근 요구량에 따른 철근콘크리트 교각의 내진설계방법에 관한 연구, 영남대학교 박사학위 논문, 2002, pp.153~160.
 33. Japan Road Association, *Specification for Highway Bridges*, Japan, 1996.
 34. 한국도로공사, 고속도로 교량의 내진설계편람, 2000, pp.II-1~II-10.
 35. Y. S. Chung, M. Shinozuka, and C. Meyer, *Automated Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*, Technical Report NCEER-88-0024, 1988. pp.III-1~III-4.
 36. Shinozuka, M., M. Q. Feng, H. K. Kim, and S. H. Kim, “Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development”, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.126, No.12, 2000, pp.1287~1295.
 37. 김상훈, Masanobu Shinozuka, 김종인, “지진으로 인한 교통망 피해추정 기법”, 한국지진공학회 논문집, Vol.8, No.3, 2004, pp.43~51.
 38. Dutta A. and Mander J. B., “Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges”, *Proceeding of the Center-to-Center Project Workshop on Earthquake Engineering in Transportation Systems*, Tokyo, 1999.
 39. Hazus, *Earthquake Loss Estimation Methodology*, Technical Manual, National Institute of Building for the Federal Emergency Management Agency, Washington(DC), 1997.

요 약 최근 세계 각 지역의 지진피해를 계기로 철근콘크리트 교량 구조물의 비탄성 거동 능력에 기초한 새로운 내진설계법의 필요성이 대두되었다. 본 연구는 철근콘크리트 교량에 대한 성능에 기초한 취약도 해석 결과를 제시하였다. 철근콘크리트 교량의 비선형 시간이력해석을 위해 몬테칼로시뮬레이션(Monte carlo simulation) 기법이 이용되었다. 취약도 곡선을 산출하기위해 로그정규분포(log-normal distribution)를 보이는 두 변수를 이용하였으며 이러한 취약도 변수는 철근콘크리트 교각의 손상을 각각의 손상 기준에 따라 최대우도법(maximum likelihood method)을 이용하여 산출하였다. 취약도 곡선을 산출하기위하여 5종의 손상 상태를 교각의 내진성능에 가장 큰 영향을 미치는 변위연성도와 곡률연성도로 제시하였다. 각각의 손상 상태는 여러 실험 결과를 토대로 연성도를 이용하여 정량적으로 제시하였다. 따라서, 본 연구에서는 철근콘크리트 교각의 성능에 기초한 취약도 곡선을 제시하였다. 이러한 취약도 분석 기법은 다양한 교량 구조물의 지진에 의한 손상확률을 도출할 수 있으며 나아가 지진 재해도를 작성할 수 있을 것으로 판단된다.

핵심용어 : 성능기초 취약도 곡선, 연속교, 손상상태, 손상확률