

## 철근콘크리트 교량 교각의 손상상태에 따른 지진취약도 해석

전정문\* · 신재관\*\* · 심재엽\*\*\* · 이도형\*\*\*\*

Jeon, Jeong Moon\*, Shin, Jae Kwan\*\*, Shim, Jae Yeob\*\*\*, Lee, Do Hyung\*\*\*\*

### Seismic Fragility Analysis of Reinforced Concrete Bridge Piers According to Damage State

#### ABSTRACT

In the present study, a total of 275 tested specimens (149 of non-seismically designed and 126 of seismically designed) for reinforced concrete bridge piers with circular section have been investigated in order to suggest drift limits probabilistically according to damage states in seismic fragility analysis. Thus, quantitative damage states of the piers have been evaluated depending on details of the piers. Nonlinear time-history analyses have been conducted for a damaged bridge in terms of using the suggested drift limits. Then, seismic fragility analysis for a reinforced concrete bridge structure has been conducted using both suggested and existing drift limits. Comparative analyses have revealed that median values by the suggested limits is smaller than those by the existing limits. This implies that seismic performance of the structure can be overestimated when the existing limits are used.

**Key words** : Drift limit, Probability and statistics, RC bridge pier, Nonlinear time-history analysis, Seismic fragility analysis

#### 초 록

본 연구에서는 지진취약도 해석에 사용되는 손상상태에 따른 수평변위한계값을 구조물의 항복 및 극한변위에 따라 확률통계적으로 새롭게 제안하기 위하여 국내외에서 실험된 원형단면의 철근콘크리트 교각 총 275본(비내진 149본, 내진 126본)의 실험데이터를 조사하였고 각 상세에 따른 교각의 정량적인 손상상태를 평가하였다. 이후 제안된 수평변위한계값에 따른 실제 교량구조물에 대한 비선형 시간이력해석을 수행한 후 그 결과를 토대로 지진취약도 해석을 통해 기존의 제안된 수평변위한계값들과의 차이를 비교분석하였다. 비교분석 결과, 제안된 값에 의한 중앙값이 기존의 값에 의한 중앙값보다 작게 나타났다. 이는 기존의 수평변위한계값으로 지진취약도 해석시 구조물의 성능을 과다 평가할 수도 있음을 나타낸다.

**검색어** : 수평변위한계, 확률과 통계, 철근콘크리트 교량 교각, 비선형 시간이력해석, 지진취약도 해석

## 1. 서론

지진재해는 일반적으로 피해규모가 크고 피해지역이 광범위하며, 특히 도시화, 산업화가 발달된 곳에서의 지진발생은 피해의 대형화로 사회경제적으로 심각한 손실을 미칠 수 있지만 지진하중 자체의 불확실성 때문에 지진재해를 정확히 평가하기란 매우 어렵다. 따라서 이러한 지진하중 자체의 불확실성을 고려하기 위한 확률론적 내진성능평가 방법인 지진위험도 해석이나 지진취약도 해석에 관한 연구가

\* 정회원 · 배재대학교 건설환경철도공학과 박사후연구원 (Paichai University · jmj@pcu.ac.kr)

\*\* 정회원 · 배재대학교 건설환경철도공학과 석사과정 (Paichai University · sinkang33@pcu.ac.kr)

\*\*\* 정회원 · 배재대학교 건설환경철도공학과 석사과정 (Paichai University · secret@pcu.ac.kr)

\*\*\*\* 정회원 · 교신저자 · 배재대학교 건설환경철도공학과 교수 (Corresponding Author · Paichai University · dohlee@pcu.ac.kr)

Received July 2, 2014/ revised August 4, 2014/ accepted October 21, 2014

활발히 수행되고 있다. 이중 지진취약도 해석은 지반운동의 크기 지수(예를 들어, PGA, PGV, PGD, SA, SV, SI 등)에 따른 손상 발생의 확률을 표현한 것으로, 1980년대 초 원자력발전소의 확률론적 지진 안전성 분석을 위하여 개발되었다. 최근에는 미국, 일본 등을 중심으로 일반 토목구조물에도 적용한 연구가 활발히 수행되고 있으며, 국내에서도 교량구조물 및 빌딩구조물 등에 대한 지진취약도 해석이 활발히 수행되어 왔고, 그 연구 사례가 점차 증가하는 추세에 있다. Koh et al. (2003)은 소성손상모형에 기초한 손상지수를 제안하였고, 이를 이용해 지진하중에 대한 손상확률을 계산함으로써 지진취약도 해석 및 지진위험도 평가를 수행하였으며, Yi et al. (2004)은 면진교량에 대해 교각의 회전연성도, 교량받침의 변위, 손상모형 등의 다양한 손상지수를 통하여 지진취약도 분석을 수행하였고, 또한 지진의 평균재현주기를 사용하여 확률밀도함수 보간 기법을 이용한 지진취약도 분석 등도 제안하였다. Kim et al. (2004)은 서로 다른 네 가지 방법의 성능 스펙트럼 기법을 통해 구해진 취약도 곡선들을 비선형 시간이력해석 방법에 의해 구해진 취약도 곡선과 비교분석하였고, Kim et al. (2008)은 상이한 지반특성이 FCM 교량의 내진성능에 미치는 영향을 지진취약도 분석방법으로 평가하여 그 결과를 분석하였다.

일반적으로 교량 구조물에 대해 지진취약도 해석을 실시할 경우, 지진취약도 곡선을 유도하기 위해서는 구조물의 손상상태를 결정하는 기준이 필요하며 이 값을 어떻게 결정하느냐에 따라서 지진취약도 해석 결과가 상이하게 나타난다. 위에서 기술된 국내에서 이루어진 지진취약도 해석은 대부분의 경우 Dutta (1999)와 미연방재난관리청(Federal Emergency Management Agency, FEMA)에서 개발되어진 피해예측시스템 HAZUS (Hazard U.S. Multi-Hazard, 1999)에서 제시한 수평변위한계(drift limit)값을 사용하고 있다. 하지만 이 값은 철근콘크리트 부재 실험의 결과로부터 시각적 손상에 따라 제시된 값으로 연구자의 주관이 개입되어 있는 한계가 있다. 따라서 본 연구에서는 국내외에서 실험된 원형단면의 철근콘크리트 교각을 비내진 및 내진 상세에 따라 실험데이터를 나누어 각 상세에 따른 교각의 정량적인 손상상태를 비교분석하여 손상상태의 수평변위한계값을 구조물의 항복 및 극한변위에 따라 확률통계적으로 새로이 제안한 후 지진취약도 해석을 통해 기존의 수평변위한계값과의 차이를 조사하였다.

## 2. 변위한계에 따른 기존 손상상태 분석

지진취약도 함수에서 손상상태(damage state)란 구조물의 손상 정도를 예측하는 가장 합리적인 방법이며, 과거 지진에 대한 구조물의 손상과 관련한 통계적 해석이라고 할 수 있다. HAZUS (1999)에서는 비내진(non seismically designed; 이하 NSD)교량과 내진

Table 1. Drift Limits Suggested by HAZUS (1999)

Damage state	Drift limits		Displacement limits (m)
	NSD	SD	
2	0.005	0.010	0.050
3	0.010	0.025	0.100
4	0.020	0.050	0.175
5	0.050	0.075	0.300

Table 2. Damage States Proposed by Dutta (1999)

Damage state		Description	Drift limits	
			NSD	SD
1	No	First yield	0.005	0.008
2	Slight	Cracking, Spalling	0.007	0.010
3	Moderate	Loss of anchorage	0.015	0.025
4	Extensive	Incipient column collapse	0.025	0.050
5	Complete	Column collapse	0.050	0.075

(seismically designed; 이하 SD)교량에 대한 여러 가지 손상상태를 예측하기 위해 손상상태를 수평변위한계값과 거더 교량의 변위한계(displacement limit)로 다음 Table 1과 같이 나타냈다. 수평변위한계값은 약한 교각과 강한받침으로 이루어진 교량에 대한 값으로 철근콘크리트 교량 교각에 대한 실험결과로부터 도출되었으며, 변위한계는 약한 받침과 강한 교각으로 이루어진 거더 교량에 대한 값이다.

한편, Dutta (1999)는 교각의 관점에서 교각의 손상을 5개 등급으로 나누어 Table 2와 같이 제시하였다. Dutta (1999)가 제시한 수평변위한계값은 주로 내진설계된 도로 교량의 지진취약도 곡선을 유도하기 위해 사용한 값으로, 손상상태 2(이하 DS2)-4(이하 DS4)등급의 경우에 HAZUS (1999)에서 제시한 비내진교량에 대한 수평변위한계값의 최대 150%를 나타내었다.

위와 같이 지진취약도 해석시 손상을 결정하는 중요한 인자인 손상상태의 정의는 대부분 실험을 통해 제안하여왔다. 하지만 철근콘크리트 교각의 경우 많은 요인이 복합적으로 작용하여 구조물의 성능을 나타내므로 손상상태의 정확한 평가기준을 산정하기란 매우 어렵다. 따라서 본 연구에서는 다양한 변수를 포함하는 실험데이터를 조사하여 실제 철근콘크리트 교각의 손상상태를 최대한 합리적으로 예측할 수 있도록 구조물의 항복 및 극한변위에 따라 제안하고자 하였다.

## 3. 기존 실험데이터 분석

### 3.1 국내외 분석 대상 실험체

손상상태에 따른 수평변위한계값을 새롭게 제시하기 위해 국내외에서 실험되어진 총 275본의 원형단면 철근콘크리트 교각 실험체

에 대해 콘크리트강도, 축방향철근강도, 축방향철근비, 횡방향 구속 철근강도, 횡방향 구속철근비, 축력비, 형상비 등을 조사하였다 (Jeon, 2013). 이중 비내진 상세를 갖는 실험데이터의 수는 총 149본, 내진 상세를 갖는 실험데이터는 126본으로 나타났으며 비내진과 내진 상세는 실험데이터의 횡철근비가 KCI (2012) 제21 장 내진설계 특별 고려 사항에서 제안한 횡철근비를 기준으로 제안된 값보다 작은 경우를 비내진 상세로 그리고 제안된 철근비 값보다 큰 경우와 실험체에 보강띠철근을 갖는 경우에는 내진상세 로 규정하였다. 실험체의 각 변수 범위는 Table 3에 나타내었다.

### 3.2 항복변위와 극한변위의 정의

철근콘크리트 교각의 항복 및 극한변위에 따라 수평변위한계값 을 결정하기 위해서는 교각의 항복변위와 극한변위에 대한 정확한

Table 3. Range of Parameters for Columns Considered

Parameters	Range	
	NSD	SD
Section diameter, D (mm)	150~1520	150~1200
Height, L (mm)	525~9140	525~6100
Aspect ratio, (L/D)	1.50~7.33	1.5~10.0
Concrete compressive strength, $f_{co}$ (MPa)	15.7~64.8	16.5~90.0
Yield stress of longitudinal reinforcement, $f_{yl}$ (MPa)	240~565	294~547
Longitudinal reinforcement ratio, $\rho_l$ (%)	0.005~0.032	0.0075~0.0370
Yield stress of transverse reinforcement, $f_{yh}$ (MPa)	200~600	200~1000
Volumetric ratio of transverse reinforcement, $\rho_s$ (%)	0.0012~0.0172	0.0054~0.0367
Axial force ratio, $(P/f_{co} \cdot A_g)$	0.00~0.39	0.00~0.43

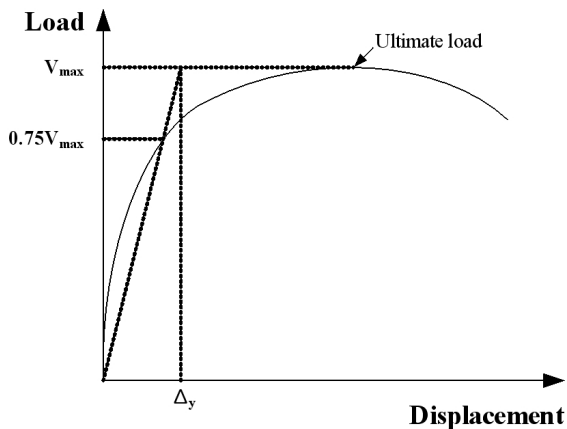


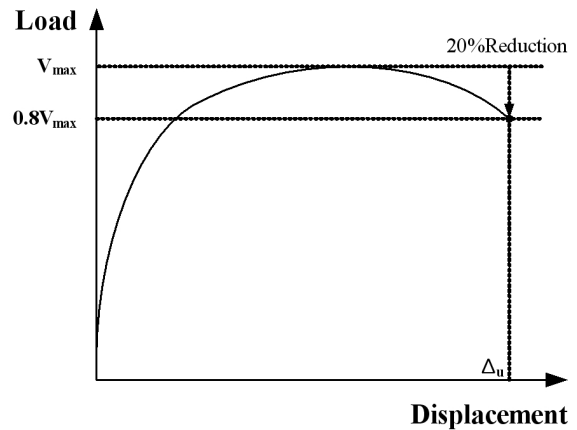
Fig. 1. Definition of Yield Displacement

기준이 필요하다. 본 연구에서는 항복변위를 탄성범위에서 균열에 의한 강성 저하를 고려하기 위하여 활선강성(secant stiffness)을 사용하는 방법으로 Fig. 1에 나타난 바와 같이 최대하중의 75%를 지나는 활선과 최대하중의 교점을 항복변위로 정의하였다(Priestley et al., 1996).

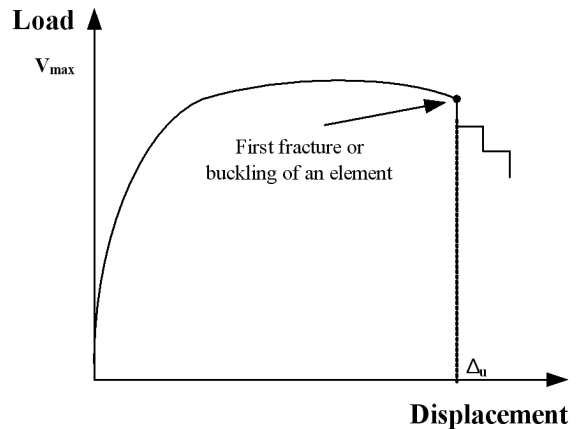
극한변위의 정의는 여러 가지 방법이 제안되고 있으나, 본 연구에서는 Figs. 2(a) and 2(b)에 나타난 바와 같이 실험체가 최대하중에 도달한 후, 최대하중에서 하중이 20% 감소하거나, 축방향철근 또는 횡방향 구속철근이 파단 또는 좌굴된 변위를 극한 변위로 정의하였다(Park, 1991; Priestley et al., 1996).

### 3.3 실험데이터의 손상상태 분석

본 연구에서는 내진 및 비내진 상세를 갖는 원형단면 철근콘크리트 각 실험체에 대해 손상상태를 DS2부터 DS5까지 4단계로 나누었고 DS2에 해당하는 손상상태는 3.2절에서 제시한 항복변위를 초과한 경우로 정의하였으며 DS4에 해당하는 손상상태는 3.2절에



(a) In Terms of Strength



(b) In Terms of Reinforcement Fracture

Fig. 2. Definition of Ultimate Displacement

서 제시한 극한변위를 초과한 상태로 정의하였다. Fig. 3은 비내진 실험체의 DS2와 DS4에 대한 히스토그램과 정규분포곡선을 비교하여 나타낸 것이며 Fig. 4는 내진 실험체의 DS2와 DS4에 대한 히스토그램과 정규분포곡선을 비교하여 나타낸 것이다.

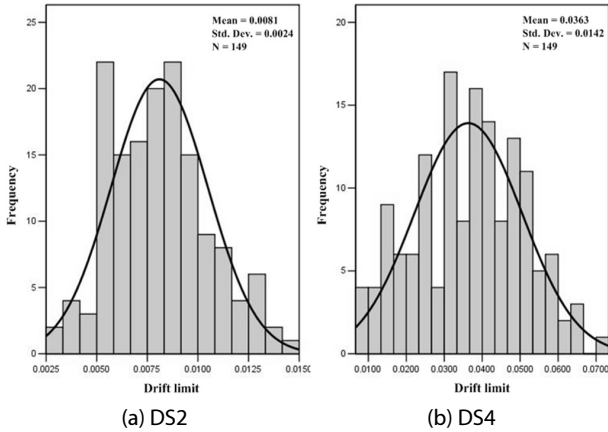


Fig. 3. Histogram and Normal Distribution for NSD Test Specimens

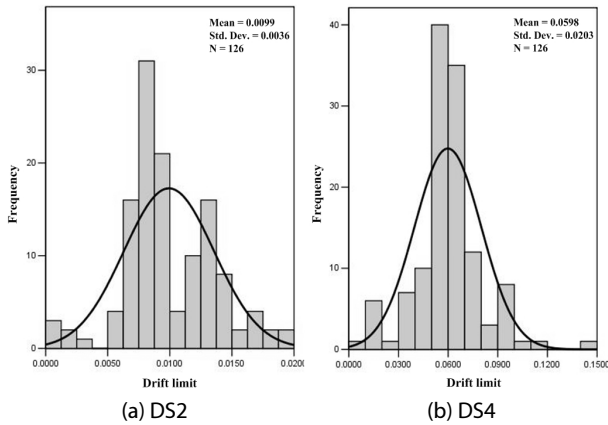


Fig. 4. Histogram and Normal Distribution for SD Test Specimens

### 3.4 정규분포곡선에 대한 정규성 검증

3.3절에서 구한 실험데이터의 정규분포곡선에 대해 확률통계해석 프로그램인 SPSS (statistical package for the social sciences) 프로그램을 이용하여 내진 및 비내진 상세를 갖는 실험체의 각각에 대한 정규성을 검정하였다. 일반적으로 표본수가 30을 넘는 경우 중심극한정리에 의해 정규성을 갖는다고 가정할 수 있지만 본 논문에서는 SPSS 프로그램에서 지원하는 Kolmogorov-Smirnov test, Shapiro-Wilk test를 사용하여 정규성 검정을 추가로 검토하였으며 정규성 검정시 유의확률이 0.05보다 크면 정규분포라 할 수 있다. Table 4는 비내진 실험데이터의 DS2와 DS4 손상단계에 대한 정규성 검정이며 Table 5는 내진 실험데이터의 DS2와 DS4 손상단계에 대한 정규성 검정이다.

Table 4에 나타낸 바와 같이 비내진 실험데이터의 정규성 검정을 수행 한 결과에서는 Kolmogorov-Smirnov test, Shapiro-Wilk test 결과 모두 유의확률이 0.05보다 크므로 비내진 실험데이터의 자료는 정규성을 가지는 것으로 나타났다. 따라서 확률 예측정도에 대한 신뢰도가 높은 것으로 평가되었다.

Table 5에 나타낸 바와 같이 내진 실험데이터의 정규성 검정을 수행 한 결과에서는 Kolmogorov-Smirnov test, Shapiro-Wilk test 결과 모두 유의확률이 0.05보다 작으므로 내진 실험데이터의 자료는 정규성을 갖지 못하는 것으로 나타났다. 이는 내진 상세로 인해 구조물의 성능예측에 대한 불확실성이 그만큼 커졌다는 것을 나타내므로 추후 내진 상세를 갖는 실험체에 대한 실험데이터를 더욱 추가하여 내진 구조물의 성능에 대한 검증과 개선작업이 계속적으로 이뤄져야 할 것으로 판단된다.

### 3.5 신뢰지수를 통한 수평변위한계 제안

3.3절에서 SPSS를 통해 구한 정규분포곡선의 아래 면적에 해당하는 신뢰구간을 이용하여 새로운 수평변위한계값을 Table 6과 같이 제안하였으며 신뢰지수는 정규분포곡선의 아래 면적 중 평균

Table 4. Normality Test of the Experimental Data with Non Seismic Details

	Kolmogorov-Smirnov			Shapiro-Wilk		
	Statistics	Degrees of freedom	Significance probability	Statistics	Degrees of freedom	Significance probability
DS2	0.065	149	0.200	0.985	149	0.099
DS4	0.052	149	0.200	0.986	149	0.140

Table 5. Normality Test of the Experimental Data with Seismic Details

	Kolmogorov-Smirnov			Shapiro-Wilk		
	Statistics	Degrees of freedom	Significance probability	Statistics	Degrees of freedom	Significance probability
DS2	0.155	126	0.000	0.962	126	0.001
DS4	0.118	126	0.000	0.936	126	0.000

Table 6. Proposed New Drift Limit According to Probability and Statistics

Damage state		Description	Drift limits	
			NSD	SD
2	Slight	First yield	0.005	0.006
3	Moderate	Loss of anchorage	0.010	0.015
4	Extensive	Incipient column collapse	0.015	0.040
5	Complete	Column collapse	0.040	0.070

Table 7. Comparison of Drift Limits

Damage state	HAZUS(1999)		Dutta(1999)		Proposed		Percentage(%)			
	NSD	SD	NSD	SD	NSD	SD	NSD	SD	NSD	SD
	H1	H2	D1	D2	P1	P2	P1/H1*100	P2/H2*100	P1/D1*100	P2/D2*100
1	-	-	0.005	0.008	-	-	-	-	-	-
2	0.005	0.010	0.007	0.010	0.005	0.006	100	70	71	60
3	0.010	0.025	0.015	0.025	0.010	0.015	100	60	67	60
4	0.020	0.050	0.025	0.050	0.015	0.040	75	80	60	80
5	0.050	0.075	0.050	0.075	0.040	0.070	80	93	80	93

값을 기준으로 실험데이터 값이 많이 포함되고 해석결과가 보수적으로 평가되도록 고려하여 제안하였다. 본 연구에서는 DS2 손상상태의 경우, 신뢰지수를 비내진 0.69로 수평변위한계값이 0.005부터 0.010까지, 내진은 0.78로 수평변위한계값이 0.006부터 0.015까지 제안하여 실험데이터 값이 제안된 손상단계 사이에 있을 확률을 높였다. 또한, DS4 손상상태의 경우에는 신뢰지수를 비내진 0.54로 수평변위한계값이 0.015부터 0.040까지, 내진은 0.53으로 수평변위한계값이 0.040부터 0.070까지 제안하여 평균 이상의 신뢰구간의 면적을 상당 부분 배제하고 제안하여 교량의 상판낙고 및 붕괴와 같은 심각한 손상에 대한 안전을 고려하였다. 항복변위와 극한변위로 정의되지 않는 DS3와 DS5 손상상태의 경우, DS3의 손상상태는 DS2와 DS4 손상상태 사이의 값으로 사용하였으며 DS5의 손상상태는 DS4 손상상태를 초과한 경우로 정의하였다.

제안된 수평변위한계값과 교량구조물에서 지진취약도 해석을 실시할 경우 가장 많이 쓰이는 HAZUS (1999) and Dutta (1999)가 제시한 수평변위한계값을 비교하여 Table 7에 나타내었다.

Table 7에서 알 수 있는 바와 같이 제안된 수평변위한계값은 손상상태 DS2~DS5의 경우에 HAZUS (1999)에서 제시한 비내진 교량에 대한 수평변위한계값의 최대 75%였으며 내진교량의 경우에는 60%로 나타났다. 또한, Dutta (1999)가 제시한 비내진 및 내진교량에 대한 수평변위한계값의 경우에는 최대 60%로 나타났다. 즉, 본 연구에서 제안된 수평변위한계값은 기존의 널리 사용되는 HAZUS (1999) and Dutta (1999)가 제시한 수평변위한계값보다 작게 결과값을 나타냈다.

#### 4. 지진취약도 곡선

##### 4.1 수치해석적 분석에 의한 지진취약도 곡선

수치해석적 분석에 의한 지진취약도 분석은 여러 방법에 의하여 분석될 수 있는데, 최근에는 Shinozuka et al. (2000)이 제안한 방법이 가장 널리 사용되고 있다. Shinozuka et al. (2000)은 지진취약도 함수를 대수정규분포함수(log-normal distribution function)로 표현하고, 대수정규분포함수의 중앙값(median value)과 대수표준편차(log-standard deviation)를 최우도추정법(maximum likelihood estimation, M.L.E)에 의하여 추정하는 것을 제안하였다. 이 방법은 최우도 함수를 정의하는 방법에 따라 세 가지 방법이 있지만 본 연구에서는 각기 다른 손상상태에 대한 지진취약도 곡선이 서로 교차하는 경우가 발생할 수 있는 현상을 방지하기 위하여 각 손상단계별로 중앙값은 최우도 함수를 사용하여 추정하되, 대수표준편차는 모든 샘플 교량의 모든 손상단계별 자료를 이용하는 공통대수표준편차(common log-standard deviation)를 사용하는 방법을 사용하여 지진취약도 곡선을 작성하였다.

##### 4.2 최우도법을 이용한 지진취약도 해석

임의의 지진에 의한 구조물의 손상단계를  $N_{state}$  까지 고려하는 경우, 손상단계 개수만큼의 지진취약도 곡선을 얻을 수 있으며 최대지반가속도(PGA)가  $a_i$ 인 임의의 지진에 대하여 구조물이 미리 정의된 각 성능한계  $E_k$ 를 초과할 확률, 즉 지진손상 가능성을 Eq. (1)과 같이  $F_j(a_i, c_j, \zeta)$ 로 나타내고, 다음과 같이 정의할 수 있다.

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

여기서,  $\Phi$ 는 누적확률분포함수를 의미하고,  $c_j$ 와  $\zeta$ 는 손상지수  $j$ 에 대한 대수정규분포함수의 중앙값과 공통대수표준편차이며, 손상상태는  $j = 1, 2, \dots, N_{state}$ 로 나타내었다. 지진발생 후 교량의 상태를  $E_i$ 로 정의하면, 교량의 손상이  $E_k$ 와  $E_{k+1}$  사이에 있을 확률  $P_{ik} = P(a_i, E_k)$ 은 지진취약도 곡선을 이용하여 구할 수 있다. 만약, 손상단계를 minor, moderate, major의 세 단계로 나누는 경우,  $i$ 번째 교량이 지진을 겪은 후 상태는 손상이 없는 상태, minor손상을 가진 상태, moderate손상을 가진 상태, major손상을 가진 상태의 네 가지 경우가 가능하게 된다. 여기서, minor, moderate, major에 대한 지진취약도 곡선을 각각  $F_1(\cdot)$ ,  $F_2(\cdot)$ ,  $F_3(\cdot)$ 라고 하고, 지진발생 후 교량의 상태를 손상이 없는 상태, minor손상을 가진 상태, moderate손상을 가진 상태, major손상을 가진 상태로 나눌 때, 각 상태를  $E_1$ ,  $E_2$ ,  $E_3$  그리고  $E_4$ 로 정의하면,  $j$ 번째 지진손상상태에 대한 지진취약도 곡선은 다음의 Eq. (2)와 같이 정의할 수 있다.

$$P_{i1} = P(a_i, E_1) = 1 - F_1(a_i; c_1, \zeta) \quad (2)$$

$$P_{i2} = P(a_i, E_2) = F_1(a_i; c_1, \zeta) - F_2(a_i; c_2, \zeta)$$

$$P_{i3} = P(a_i, E_3) = F_2(a_i; c_2, \zeta) - F_3(a_i; c_3, \zeta)$$

$$P_{i4} = P(a_i, E_4) = F_3(a_i; c_3, \zeta)$$

그리고 최우도 함수는 다음 Eq. (3)과 같이  $i$ 번째 교량이 지진

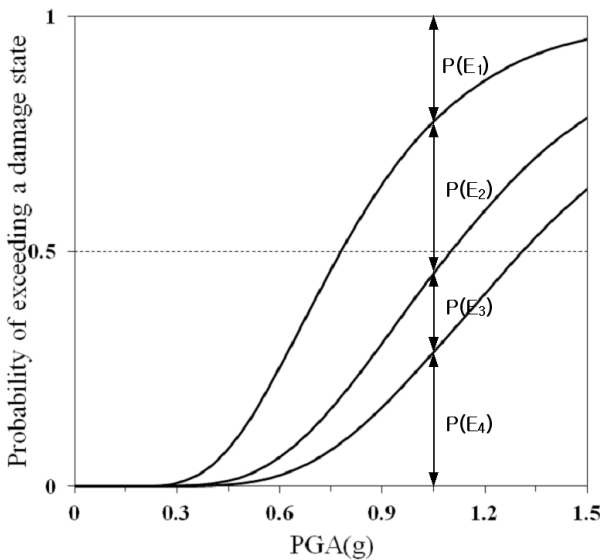


Fig. 5. An Example of Fragility Curves

발생 후 어떤 상태에 있는 지를 판단한 후, 해당되는 확률만을 증가시킬 수 있도록 구성한다.

$$L(c_1, c_2, c_3, \zeta) = \prod_{i=1}^n \prod_{k=1}^4 P_k(a_i; E_k)^{x_{ik}} \quad (3)$$

여기서,  $x_{ik}$ 는  $PGA(g) = a_i$ 인 지진에 대하여  $i$ 번째 교량이  $E_k$ 의 지진손상상태가 발생할 경우에는  $x_{ik} = 1$ 이고 그렇지 않을 경우에는  $x_{ik} = 0$ 의 값을 가진다. 위와 같은 최우도 함수로부터 다음의 Eq. (4)를 이용하여  $c_j$ 와  $\zeta$ 를 계산할 수 있다.

$$\frac{\partial \ln L(c_1, c_2, c_3, \zeta)}{\partial c_j} = \frac{\partial \ln L(c_1, c_2, c_3, \zeta)}{\partial \zeta} = 0 \quad (j = 1, 2, 3) \quad (4)$$

Fig. 5에서는 3개의 손상단계에 대한 취약도를 도식화하여 나타내었으며,  $E_1$ ,  $E_2$ ,  $E_3$  그리고  $E_4$ 는 각각의 no, minor, moderate, major손상상태를 나타낸다.

### 5. 비선형 정적 및 동적해석 프로그램 ZeusNL

지진하중을 받는 철근콘크리트 교량 교각의 지진응답을 조사하기 위하여 비탄성 재료거동을 따르는 단면의 파이버(fiber) 요소해석에 기초를 둔 비선형 구조해석 프로그램인 ZeusNL (Elnashai et al., 2001)이 사용되었다.

ZeusNL (Elnashai et al., 2001)은 2차원 및 3차원 강구조, 철근콘크리트 구조 및 합성구조의 정적 및 동적 비선형해석을 수행할 수 있고, 재료의 비탄성 효과뿐만 아니라 지진하중 등에 의한 대변형(large deformation)으로 인한 기하학적 비선형 효과 또한 고려되어져 있다.

정적해석의 경우, 힘과 변위하중 모두 독립적 혹은 비례적으로 작용시킬 수 있을 뿐만 아니라, 변위 및 가속도 시간이력을 지지점에 작용시켜 정적시간이력을 해석을 수행할 수 있다. 아울러 작용된 하중의 형태가 각각의 해석단계마다 변화하는 적응 정적(adaptive static pushover) 해석기능을 포함하고 있는데, 이는 작용하중에 따른 강성의 감소, 그에 따른 구조물 주기의 증가를 정확하게 묘사할 수 있는 장점이 있다.

동적해석의 경우, 고유진동수와 고유형상을 얻기 위해서 필요로 되는 고유치 해석의 경우, Lanczos (1950) 알고리즘이 사용되었고, 시간이력 해석의 경우, Newmark (1959)나 Hilber-Hughes-Taylor 알고리즘(Broderick et al., 1994)을 사용하여 수치적분을 수행한다. 또한 많은 다양한 단면형태들이 존재하고 각각의 단면들은 많은 수의 모니터링 요소로 나뉘어져 구조물의 비탄성 응답해석을

수행하게 되는데, 이용 가능한 요소, 재료거동 모델 그리고 다양한 단면에 대한 자세한 언급은 ZeusNL (Elnashai et al., 2001)참고문헌에서 찾아볼 수 있다.

## 6. 지진취약도 해석을 위한 교량의 비선형 시간이력해석

본 연구에서 제안된 수평변위한계값과 기존의 수평변위한계값의 차이를 검토하기 위해서 지진하중을 받는 철근콘크리트 교량 교각의 비선형 시간이력해석을 수행하였다. 해석대상 교량은 1994년 1월 17일에 발생한 미국 Northridge 지진에 의하여 심하게 손상을 입은 I-10 고가도로의 La Cienega-Venice Boulevard 부분의 램프교량인 Collector Distributor 36 (Broderick and Elnashai, 1995)이다.

### 6.1 대상교량 및 해석모델

수행된 비선형 시간이력해석에 사용된 철근콘크리트 교량은 앞에서 언급된 것처럼 산타모니카에 있는 La Cienega-Venice Boulevard undercrossing의 램프구조물인 Collector Distributor 36으로서, 이 교량구조물의 상부구조는 세 개의 셸로 이루어진 박스거더로 구성되어 있고, 하부구조는 여러 개의 교각으로 이루어진 Bent 5, 그리고 단일교각으로 이루어진 Bent 6, 7 그리고 8, 및 벽 구조로 이루어진 Bent 9로 구성되어 있다. 모든 교각은 지름이 1,219mm인 원형의 철근콘크리트 단면으로 이루어져 있으며, 교각의 축방향철근은 기초까지 연속적이었고, 교각과 상부구조

사이의 연결부 또한 연속적이었다. 대상교량에 대한 자세한 언급은 Lee and Elnashai (2002)의 논문에서 찾아볼 수 있다.

대상교량의 일반 구조도는 Fig. 6에서 보여주고 있다. 이 해석모델은 3차원 파이버(fiber)모델을 사용하여 교각의 윗부분과 아랫부분에는 비교적 짧은 비탄성 요소 그리고 중간부분에는 비교적 긴 비탄성 요소를 사용하여 소성힌지 구간이 비교적 정확하게 고려되도록 모델링을 수행하였다. 노스리지 지진이 오전 4시 31분에 일어난 관계로 인하여 상부구조에 활하중은 무시하였고, 작용중으로는 상부구조와 하부구조의 단면으로부터 얻어진 자중만을 고려하여 해석을 수행하였다. 아울러 해석모델에서 사용된 콘크리트 재료모델의 경우, ZeusNL (Elnashai et al., 2001)에서 이용가능한 Martinez-Rueda and Elnashai (1997)에 의해서 개발된 주기하중하에서의 심부구속 및 구속되지 않은 콘크리트의 응력-변형률 관계식을 선택하였고, 단면내의 철근은 bilinear 모델을 선택하여 모델링하였다.

### 6.2 대상교량의 손상형태

교각들 중에서 가장 심한 손상을 입은 교각은 교각 6이었다. 교각 6은 심한 균열과 함께 교각의 중간높이 부분에서 완전한 콘크리트의 박리가 발생했으며, 심부콘크리트가 심하게 파괴되었다. 거의 모든 축방향철근에 좌굴이 발생하였고 횡방향 보강철근은 모두 파괴되었지만 상부구조와 교대에는 손상의 정도가 아주 미비하였다. 교각 6의 손상형태는 Fig. 8에서 보여주고 있다.

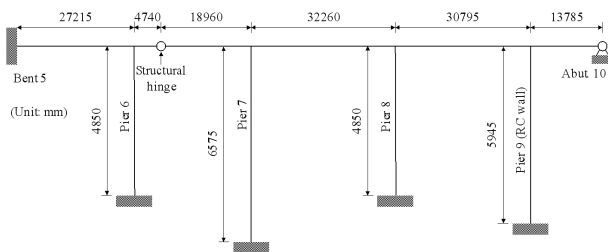


Fig. 6. Layout of the Bridge Under Consideration

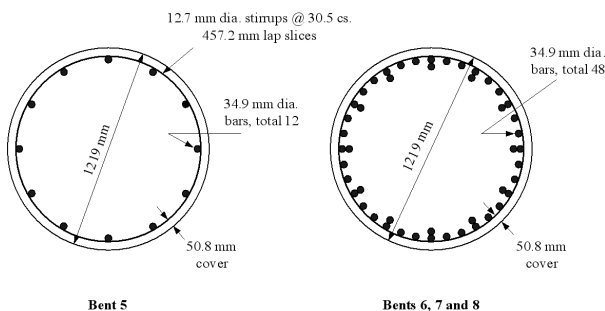


Fig. 7. Cross-Sections of Piers

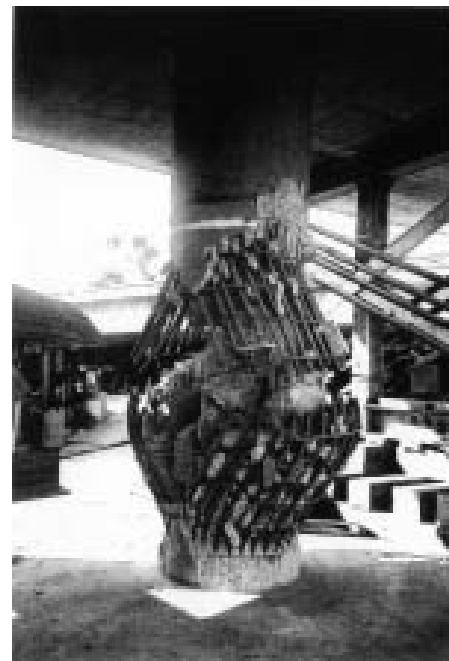


Fig. 8. Description of Damage of Pier 6

### 6.3 입력지진파의 종류 및 응답스펙트럼

비선형 시간이력해석은 특정 입력지진에 대한 구조물의 응답을 구하는 것으로서, 지진의 크기, 지속시간, 주파수 특성 등에 있어 많은 불확실성을 포함하고 있다. 따라서 구조물의 지진취약도 해석을 위해서는 충분한 수의 입력지진을 이용할 필요가 있다. 미국의 경우에는 The SAC Steel Project (2002)를 통하여 제안된 지진자료가 있으나, 우리나라의 경우 이러한 목적의 지진자료가 없는 실정이고, 지진파 계측자료 또한 부족한 실정이다. 실제 I-10 교량은 최대지반가속도(PGA) 0.883g에서 DS4 손상단계에 해당하는 손상을 입은 교량으로서 본 연구에서는 국외에서 기록된 다양한 지진파들 중에서, 25개의 지진파를 선택한 후 최대지반가속도의 분포가 0.1~1.5g까지 0.1g의 간격으로 스케일 조정하여 교축직각 방향요소에 대해 비선형 시간이력해석을 수행하였다. 감소비 5%에 대응하는 각 지진파의 응답스펙트럼은 Fig. 9에 입력지진파의 종류는 Table 8에 각각 나타내었다. Fig. 9에서 알 수 있는 바와 같이,

본 연구에서 선택한 25개의 지진파들은, 최대 증폭에서의 최대 스펙트럴 가속도 및 대응 주기가 비교적 고르게 분포되어 있어 본 연구의 비교해석에 합리적인 영향을 미칠 것으로 판단된다.

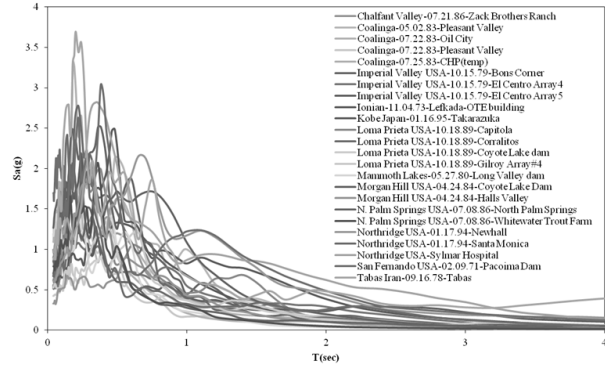


Fig. 9. Response Spectrum of Input Motions

Table 8. Selected Input Ground Motions

EVENT	DATE	STATION	MI	SOIL	Transverse component		T(sec)	SI(cm/sec)	
					PGA(g)	A/V(g/m/s)			
E01	Chalfant Valley, USA	07/21/86	Zack Brothers Ranch	6.3	deep broad	0.447	1.211	0.20	174
E02	Coalinga, USA	05/02/83	Pleasant Valley	6.7	deep broad	0.592	0.983	0.50	236
E03	Coalinga, USA	07/22/83	Oil City	6.0	stiff	0.866	2.052	0.18	180
E04	Coalinga, USA	07/22/83	Pleasant Valley	6.0	deep broad	0.602	1.730	0.20	107
E05	Coalinga, USA	07/25/83	CHP(temp)	5.3	deep broad	0.733	1.949	0.26	143
E06	Gazli, Uzbekistan	05/17/76	Gazli	6.4	very soft	0.720	1.148	0.13	224
E07	Imperial Valley, USA	10/15/79	Bons Corner	6.6	deep broad	0.775	1.688	0.18	207
E08	Imperial Valley, USA	10/15/79	El Centro Array#4	6.6	deep broad	0.485	1.297	0.19	195
E09	Imperial Valley, USA	10/15/79	El Centro Array#5	6.6	deep broad	0.519	1.107	0.11	189
E10	Ionian, Greece	11/04/73	Lefkada-OTE Building	5.3	soft	0.525	0.921	0.50	224
E11	Kobe, Japan	01/16/95	Takarazuka	6.9	soft deep	0.694	0.814	0.24	323
E12	Loma Prieta, USA	10/18/89	Capitola	6.9	deep narrow	0.529	1.449	0.26	212
E13	Loma Prieta, USA	10/18/89	Corralitos	6.9	stiff	0.644	1.167	0.30	185
E14	Loma Prieta, USA	10/18/89	Coyote Lake dam	6.9	rock	0.484	1.219	0.65	152
E15	Loma Prieta, USA	10/18/89	Gilroy Array#4	6.9	deep broad	0.417	1.075	0.42	133
E16	Mammoth Lakes, USA	05/27/80	Long Valley dam	6.2	rock	0.921	3.187	0.07	108
E17	Morgan Hill, USA	04/24/84	Coyote Lake Dam	6.2	rock	1.298	1.606	0.30	306
E18	Morgan Hill, USA	04/24/84	Halls Valley	6.2	deep narrow	0.312	0.792	0.55	140
E19	N. Palm Springs, USA	07/08/86	North Palm Springs	5.9	deep broad	0.694	2.053	0.18	120
E20	N. Palm Springs, USA	07/08/86	Whitewater Trout Farm	5.9	deep narrow	0.612	1.943	0.36	129
E21	Northridge, USA	01/17/94	Newhall	6.6	deep broad	0.590	0.607	0.32	413
E22	Northridge, USA	01/17/94	Santa Monica City Hall	6.6	deep broad	0.883	2.118	0.22	181
E23	Northridge, USA	01/17/94	Sylmar-Olive View Med FF	6.6	deep broad	0.843	0.650	0.34	411
E24	San Fernando, USA	02/09/71	Pacoima Dam	6.6	stiff	1.226	1.090	0.36	391
E25	Tabas, Iran	09/16/78	Tabas	7.7	deep narrow	0.852	0.702	0.20	318



본 연구에서는 또한, 비선형 시간이력해석에 앞서 대상교량구조물의 고유치해석을 수행하였다. 교축직각 방향, 교량상부구조(deck) 및 교축방향에서, 첫 번째 모드에 대응되는 고유주기는 각각 0.32초, 0.17초 및 0.10초로 나타났다.

비선형 시간이력해석에서 교각 6, 7 그리고 교각 8의 동적응답으로 인한 최대 수평변위한계값을 나타내며 지진하중의 세기가 커질수록 동적응답으로 인한 교각들의 손상분포가 비례하여 증가하는 것을 알 수 있었다.

### 6.4 교량구조물의 비선형 시간이력응답

5.1절에 설명된 해석모델에 대해, 25개의 지진파를 선택한 후 최대지반가속도의 분포가 0.1~1.5g까지 0.1g의 간격으로 스케일 조정하여 비선형 시간이력해석을 수행하였다. Fig. 10은 수행된

### 7. 지진취약도 분석

실제 지진하중에 의해 가장 심한 손상을 입은 교각 6에 대하여 비선형 시간이력해석을 통해 수평변위한계값을 구하였으며, 해석

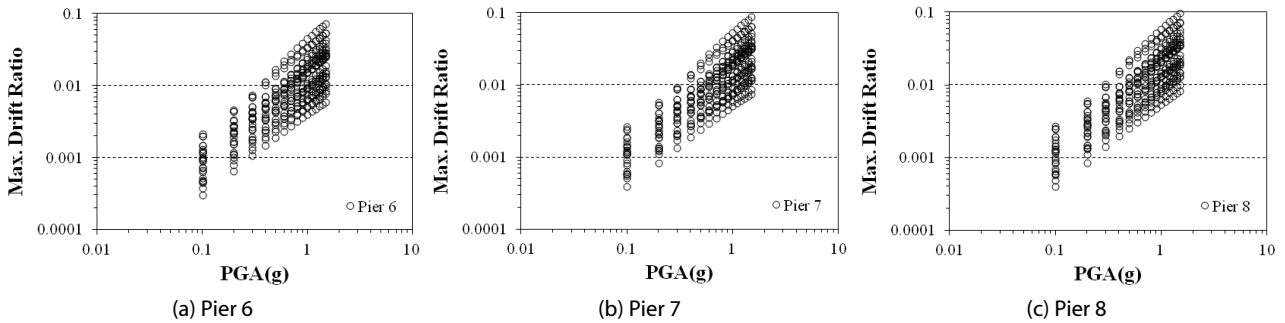


Fig. 10. Drift Ratio Distribution in Term of PGA

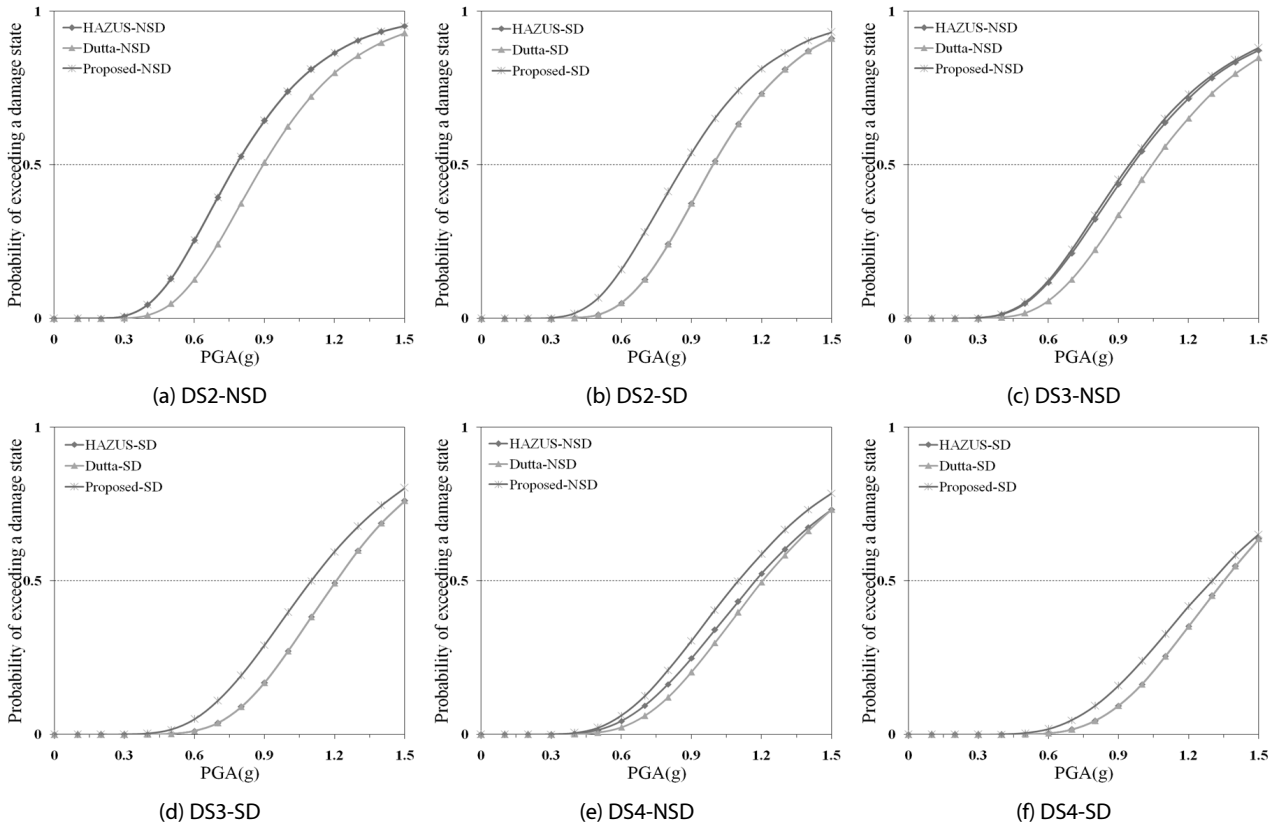


Fig. 11. Fragility Curves

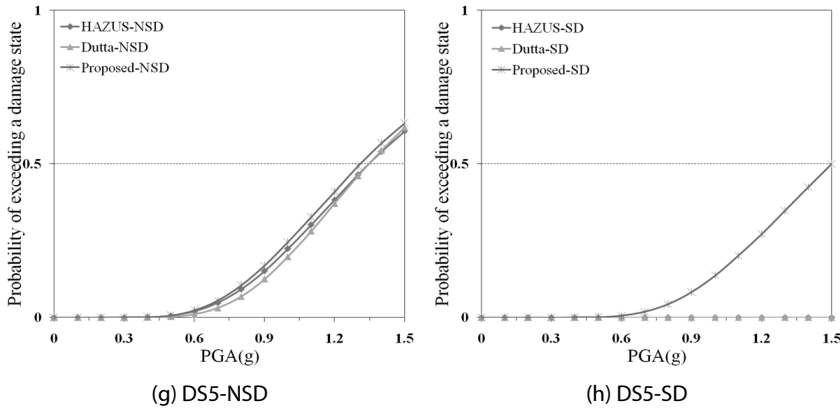


Fig. 11. Fragility Curves (continue)

Table 9. Comparison of Median and Standard Deviation Values

Damage state	HAZUS (NSD)		Dutta (NSD)		Proposed (NSD)		HAZUS and Dutta (SD)		Proposed (SD)	
	Median (g)	Standard deviation	Median (g)	Standard deviation	Median (g)	Standard deviation	Median (g)	Standard deviation	Median (g)	Standard deviation
DS2	0.78	0.39	0.89	0.35	0.78	0.39	0.99	0.31	0.87	0.37
DS3	0.96		1.04		0.94		1.21			
DS4	1.17		1.21		1.10		1.35			
DS5	1.35		1.35		1.31		-			

결과를 이용하여 교각 6에 대하여 각 손상상태별 지진취약도 곡선을 Fig. 11에 작성하여 나타내었다. 또한 교각 6에 대한 각 손상단계별 중앙값 및 표준편차는 Table 9에 각각 나타내었다.

Fig. 11 and Table 9에서 확인할 수 있는 바와 같이 지진취약도 분석결과, 본 연구에서 제안된 수평변위한계(drift limit)값으로 작성된 지진취약도 해석결과와 Dutta (1999) and HAZUS (1999)에서 제시한 수평변위한계값으로 구한 교량 교각의 지진취약도 해석 결과를 비교하면 비내진의 경우에는 Dutta (1999)가 제시한 수평변위한계로 구한 중앙값이 가장 크게 나타났다. 또한 DS2 손상단계에서는 HAZUS (1999)와 본 연구에서 제안된 수평변위 한계값이 같게 나왔지만 손상단계가 높아질수록 HAZUS (1999)의 중앙값이 크게 나타나는 것을 확인할 수 있었다. 내진의 경우에도 본 연구에서 제안된 수평변위한계값이 HAZUS (1999)와 Dutta (1999)보다 중앙값을 작게 평가하였으며 최대 13%정도 작게 나왔다. 이는 결과적으로 HAZUS (1999) and Dutta (1999)가 제시한 수평변위한계값이 기존 구조물의 성능을 높게 평가하는 것으로서 구조물의 내진성능 평가 및 내진 보강시 구조물의 성능을 과다 평가하는 경우를 나타낼 수도 있다. 따라서 정확한 손상단계에 대한 정의를 내리기 위해 많은 실험데이터의 축적과 추가적인 비교해석 연구가 수행되어야 할 것으로 사료된다.

본 연구에서 사용된 교량은 PGA 0.883g에서 심한손상을 입을

교량이지만 취약도 해석의 결과값은 심한손상을 나타내는 중앙값이 모두 1.1g 이상을 나타내었다. 이는 현재의 지진취약도 해석방법이 실제 구조물의 거동과는 확연히 다른 손상을 예측하는 것으로서 실제 교량구조물의 현실적이며 실제적인 지진취약도 해석에 대한 추가적인 연구가 수행되어야 할 것으로 사료된다.

## 8. 결론

본 연구에서는 지진취약도 해석에 가장 큰 영향을 미치는 손상상태에 따른 수평변위한계값을 구조물의 항복 및 극한변위에 따라 확률통계적으로 새롭게 제안하기 위해 국내·외에서 수행된 총 275개(비내진 149개, 내진 126개)의 원형기둥 실험 결과를 사용하여 원형 철근콘크리트 교각에 대한 새로운 수평변위한계값을 제시하였으며 결과는 다음과 같다.

- (1) 제안된 수평변위한계값은 손상상태 DS2~DS5의 경우에 HAZUS (1999)에서 제시한 비내진교량에 대한 수평변위한계값의 최대 75%였으며 내진교량의 경우에는 60%로 나타났다. 또한, Dutta (1999)가 제시한 비내진 및 내진교량에 대한 수평변위한계값의 경우에는 최대 60%로 나타났다. 이는 HAZUS (1999) and Dutta (1999)가 제시한 수평변위한계값이 기존 구조물의

성능을 높게 평가하는 것으로서 구조물의 내진성능 평가 및 내진 보강시 구조물의 성능을 과다 평가하는 경우를 나타낼 수도 있다. 따라서 정확한 손상단계에 대한 정의를 내리기 위해 많은 실험데이터의 축적과 추가적인 비교해석 연구가 수행되어야 할 것으로 사료된다.

- (2) 취약도 분석 결과 본 연구에서 제안된 수평변위한계값으로 작성된 취약도 곡선은 HAZUS (1999) and Dutta (1999)가 제시한 수평변위한계값으로 작성된 취약도 곡선에 비해 중앙값이 최대 13%정도 작게 나타났으며 또한 모든 손상구간에 대한 중앙값도 HAZUS (1999) and Dutta (1999)의 수평변위 한계값으로 작성된 중앙값보다 작게 평가하는 것으로 나타났다.
- (3) 본 연구에서 해석에 사용된 교량은 실제적으로 PGA 0.883g에서 교각 붕괴에 가까운 손상을 입는 교량이지만 취약도 해석의 결과 값은 Moderate도 넘지 않는 손상을 입는 것으로 나왔다. 이는 현재의 지진취약도 해석 방법이 실제 구조물의 거동과는 확연히 다른 손상을 예측하는 것으로서 실제 교량구조물의 현실적이며 실제적인 지진취약도 해석에 대한 추가적인 연구가 수행되어야 할 것으로 사료된다.

## 감사의 글

이 논문은 2011년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 연구임(No. 2011-0028552).

## References

- Broderick, B. M. and Elnashai, A. S. (1995). "Analysis of the failure of interstate 10 freeway ramp during the northridge earthquake of 17 January 1994." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, pp. 188-208.
- Broderick, B. M., Elnashai, A. S. and Izzuddin, B. A. (1994). "Observations on the effect of numerical dissipation on the nonlinear dynamic response of structural systems." *Engineering Structures*, Vol. 16, pp. 51-62.
- Dutta, A. (1999). *On energy based seismic analysis and design of highway bridges*, Ph.D. Thesis, State University of New York at Buffalo.
- Elnashai, A. S., Papanikolaou, V. and Lee, D. H. (2001). *ZeusNL - A program for inelastic dynamic analysis of structures*, MAE Center, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA.
- HAZUS99 (1999). *User's manual*, Washington, D. C. : Federal Emergency Management Agency.
- Hilber, H. M., Hughes, T. J. R. and Taylor, R. L. (1977). "Improved numerical dissipation for time-integration algorithms in structural dynamics." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 5, pp. 283-292.
- Jeon, J. M. (2013). *Damage evaluation of RC bridge piers by seismic fragility analyses*, Ph.D. Thesis, University of Paichai
- Kim, J. C., Byeon, J. S. and Shin, S. B. (2008). "Seismic fragility analysis of a FCM bridge considering soil properties." *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, Vol. 12, No. 3, pp. 37-44.
- Kim, S. H., Yi, J. H. and Kim, H. K. (2004). "Evaluation of capacity spectrum methods for seismic fragility analysis of bridges." *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, Vol. 8, No. 1, pp. 67-76.
- Koh, H. M., Lee, J. H. and Kang, J. W. (2003). "Seismic damage evaluation of reinforced concrete pier based on a plastic damage model." *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 23, No. 5, pp. 1029-1039.
- Korea Concrete Institute (2012). *Concrete design code and commentary*, Kimoonang Publishing Company (in Korean).
- Lanczos, C. (1950). "An iteration method for the solution of the eigenvalue problem of linear differential and interral operators." *Journal of Research of the National Bureau of Standards* 45, pp. 255-282.
- Lee, D. H. and Elnashai, A. S. (2002). "Inelastic seismic analysis of RC bridge piers including flexure shear-axial interaction." *Structural Engineering and Mechanics, An International Journal*, Vol. 13, No. 3, pp. 241-260.
- Martines-Rueda, J. E. and Elnashai, A. S. (1997). "Confined concrete model under cycling loading." *Materials and Structures*, Vol. 30, pp. 139-147.
- Newmark, N. M. (1959). "A method for computation for structural dynamics." *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 85, No. 3, pp. 67-94.
- Park, R. (1991). "Ductility of structural concrete." *IABSE Colloquium*, Stuttgart.
- Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*, John Wiley & Sons Inc., New York.
- Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H. K. and Kim, S. H. (2000). "Nonlinear static procedure for fragility curve development." *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126, No. 12, pp. 1287-1295.
- The SAC Steel Project. (2002). *Suites of earthquake ground motions for analysis of steel moment frame structures*, Available at: [http://nisee.berkeley.edu/data/strong\\_motion/sacsteel/ground\\_motions.html](http://nisee.berkeley.edu/data/strong_motion/sacsteel/ground_motions.html).
- Yi, J. H., Kim, S. H., Yun, C. B. and Kushivama, S. (2004). "PDF interpolation technique for seismic fragility analysis." *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 24, No. 2A, pp. 391-399.