



지진 진동수에 따른 교량의 내진성능기반 취약도 해석 방법

이대형^{1)*} · 정영수²⁾ · 양동욱²⁾

¹⁾경북도립대학 토목과 ²⁾중앙대학교 토목공학과

Fragility Analysis Method Based on Seismic Performance of Bridge Structure considering Earthquake Frequencies

Dae-Hyoung Lee,^{1)*} Young-Soo Chung,²⁾ and Dong-Wook Yang²⁾

¹⁾Dept. of Civil, Gyeongbuk Provincial College, Yechon 757-807, Korea

²⁾Dept. of Civil Engineering, ChungAng University, Ansung 456-756, Korea

ABSTRACT This paper presents a systematic approach for estimating fragility curves and damage probability matrices for different frequencies. Fragility curves and damage probability indicate the probabilities that a structure will sustain different degrees of damage at different ground motion levels. The seismic damages are to achieved by probabilistic evaluation because of uncertainty of earthquakes. In contrast to previous approaches, this paper presents a method that is based on nonlinear dynamic analysis of the structure using empirical data. This paper presents the probability of damage as a function of peak ground acceleration and estimates the probability of five damage levels for prestressed concrete (PSC) bridge pier subjected to given ground acceleration. At each level, 100 artificial earthquake motions were generated in terms of soil conditions, and nonlinear time domain analyses was performed for the damage states of PSC bridge pier structures. These damage states are described by displacement ductility resulting from seismic performance based on existing research results. Using the damage states and ground motion parameters, five fragility curves for PSC bridge pier with five types of dominant frequencies were constructed assuming a log-normal distribution. The effect of dominant frequencies was found to be significant on fragility curves.

Keywords : fragility curve, displacement ductility, curvature ductility, frequency

1. 서 론

최근 세계적으로 지진에 의한 막대한 인명 및 경제적 손실로 인하여 철근콘크리트구조물의 내진안전성확보를 위한 해석 및 설계 기술에 관한 관심이 한층 고조되고 있다. 교량은 지진발생시 피해 복구를 위해서 필수적인 구조물로서 이들의 내진안전성 확보가 매우 절실히 요구된다. 또한, 교량구조물의 손상도 평가는 내진보강, 재난 방지 대책 수립, 경제적 손실 평가 및 교량의 구조적인 손상도를 평가하는데 중요한 기준이 된다.¹⁾ 이러한 시설물의 내진안전성 평가는 사회적으로 지진에 의한 인명의 손실을 예방하기 위해서 시급히 해결해야 할 중요한 과제로서 신뢰할 만한 손상지표를 이용한 내진취약도 분석은 경제적인 관점에서 매우 중요한 문제이다. 지진하중을 확률변수로 취급하여 지진하중효과가 내진저항력을 초과하는 확률을 계산함으로써 구조물의 손상정도를 평

가하는 지진취약도 곡선은 임의의 지진에 의한 다양한 구조물의 내진성능을 확률적으로 평가하는 방안의 하나로 내진성능평가에 매우 유용하게 사용할 수 있다.

본 연구에서는 교량의 내진안전성 평가수단으로 사용될 수 있는 성능 기반 지진취약도 곡선을 개발하였다. 기존의 연구 결과를 토대로 손상기준을 정의하였으며 손상기준은 심부구속철근비, 주철근비, 축하중비에 따라 각각의 손상정도를 다르게 평가하였다.

설계지진 가속도는 위험도계수, 중요도계수, 지반계수 등을 이용하여 정의하고 있으며 지반에 따라 특정지역에 맞는 지진동을 이용하도록 규정하고 있다. 그러므로 실제 지진동의 진동수가 구조물에 미치는 영향을 정량적으로 평가할 필요가 있다. 본 연구에서는 불확실한 지진동의 고유진동수에 따른 손상정도를 취약도 곡선을 통하여 손상확률을 구하는 것이다. 대상구조물은 상부구조는 프리스트레스 콘크리트 구조로 시공되고 하부구조는 철근콘크리트 교각으로 시공된 교량을 선택하였다. 교각은 현행 내진설계기준²⁾에 의해 설계된 교량이다. 입력 지진동은 0.5 Hz, 1 Hz, 2 Hz, 4 Hz 및 8 Hz의 고유진동수를 갖는 각각 100개의 인공지진파를 산출하여 이들의 영향을

*Corresponding author E-mail : dhlee@gpc.ac.kr

Received October 28, 2008, Revised February 11, 2009

Accepted March 10, 2009

©2009 by Korea Concrete Institute

비교분석하였다. 대상 교량에 지진하중 작용시 발생하는 균열 및 반복하중으로 인한 비선형성을 고려하기 위하여 IARCC^{3,4)} 및 SAP2000/Nonlinear⁵⁾ 프로그램을 사용하였다. 특히, 지진하중에 의한 구조물의 정량적인 손상도를 국내의 실험 결과⁶⁾를 분석한 단계별 성능기반 손상도를 이용하였다. 또한, 지진 취약도 평가 변수로서 변위연성도 및 곡률연성도를 사용하여 대상 교량 구조물의 교량 시스템 및 국부적인 지진 취약도를 평가하였다.

2. 취약도 곡선 산출 방법

Fig. 1은 취약도 곡선 산출을 위한 과정을 나타내었다. 지반의 특성 및 최대가속도 등을 고려한 인공지진파를 생성하여 대상교량의 비선형 시간이력 해석의 입력지진파로 이용한다. 대상교량을 모델링할 경우 정적해석을 통하여 교각의 단면특성 (모멘트-곡률 관계)을 해석하여 교각의 소성힌지부의 강성으로 입력한다.

본 연구에서는 기존의 실험 결과를 비교분석하여 구속철근비, 주철근비 및 축하중비에 따라 동일한 변위가 발생하더라도 서로 다른 손상단계에 도달할 것이므로 이를 반영하기 위하여 성능기반 손상지수를 산출하였다. 동적 해석을 이용하여 얻은 변위 및 곡률을 교각의 단면특성 (모멘트-곡률 관계)에서 얻은 항복변위 및 항복곡률로 나누어 PGA별 최대연성도를 구하고 손상단계별 변위 및 곡률연성을 비교하여 취약도 곡선을 산출한다. 취약도 곡선을 이용하여 최대지반가속도, 입력지진동의 진동수 특성에 따른 손상확률을 구할 수 있다.

3. 철근콘크리트 교각의 지진손상도

3.1 손상도의 정의

취약도 분석을 위한 손상도의 정의는 많은 연구자에

의해 제안되어 왔다.⁷⁻¹⁰⁾ 하지만, 이러한 손상단계의 정의는 교각의 내진상세와 무관하게 단지 변위와의 함수로 나타내었다. 그러나 기존의 연구 결과¹¹⁾에 따르면 축하중비의 증가는 교각의 연성능력을 저하시키는 것으로 조사되었다. 하지만, 형상비에 따른 연성능력의 차이는 거의 없는 것으로 보고되고 있으나 휨과괴, 휨-전단과괴 및 전단과괴에 따른 파괴유형은 다르게 나타났다. 주철근비의 증가는 연성능력의 저하를 야기하고 심부구속철근비는 이와 반대로 연성능력의 향상을 야기한다. 본 연구에서는 이러한 문제점을 보완하기 위하여 기존 연구 결과¹¹⁾를 분석하여 축하중비, 주철근비 및 심부구속철근비에 따라 손상단계별로 각기 다른 변위 및 곡률연성도를 이용하였다. 손상단계는 Table 1과 같이 교각의 손상유형에 따라 손상 없음 (almost no damage), 경미손상 (minor damage), 보통손상 (moderate damage), 심한손상 (major damage), 파괴 (collapse)의 5단계로 구분하였다.

3.2 손상단계별 변위연성도

본 연구에서 손상단계별 변위연성도 $\mu_{\Delta,i}$ 를 극한변위연성도와 비를 이용하여 구할 수 있다. 이러한 극한변위연성도와 손상단계별 변위연성도와 비를 손상도 지수

Table 1 Description of damage states

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, column yielding
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

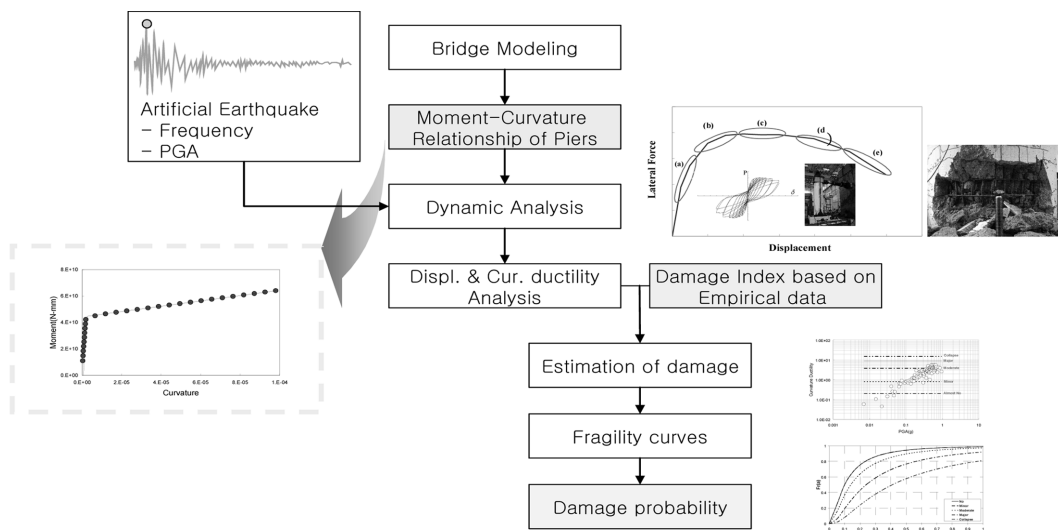


Fig 1. Schematic diagram of fragility analysis for RC bridge

로 정의하였으며 손상도 지수는 기존 실험 결과를 분석하여 Table 1과 같은 손상이 발생하는 연성도와 극한 연성도와의 비를 회귀분석을 통하여 정량화한 결과이다. 따라서 손상단계별 변위연성도는 식 (1)과 같이 손상도지수, α_i 와 극한변위연성도의 곱으로 계산된다.^{12,13)} 파괴시 $\alpha_i=1$ 이며 이전 손상단계에서는 1보다 작은 수로 정의할 수 있다.

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

여기서, i 는 손상단계, α_i 는 손상단계별 손상도지수, $\mu_{\Delta,u}$ 는 극한 변위연성도이다. $\mu_{\Delta,u}$ 는 박창규 등⁶⁾이 국내외의 실험 결과를 분석하여 일반화된 식으로 제안한 식 (2)를 사용하였다. 연성도를 산출하기 위한 항복변위 및 극한 변위의 정의는 연구자에 따라 다소 차이가 있으나 일반적으로 항복변위는 초기항복변위를 사용하고 극한변위는 횡하중이 최대횡하중에 비해 85% 감소된 횡하중에서의 변위로 정의하고 있다. 원형교각의 경우 변위연성도는 식 (2)와 같이 정의되었다.

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

여기서, $\beta = \frac{f_{c,r}(A_r - 1)}{f_{yh,r}} \frac{P}{f_{c,r}A_{g,r}}$, $\gamma = (\rho_{l,r} - 0.01) \left(\frac{P}{f_{c,r}A_{g,r}} \right)$ (3)

이다. $f_{c,r}$ =콘크리트의 잔존 압축강도, $f_{yh,r}$ =심부구속철근의 잔존 항복강도, $A_{g,r}$ =콘크리트의 잔존 단면적, $\rho_{l,r}$ =잔존 주철근 비를 나타낸다.

α_i 는 철근콘크리트 교각의 내진성능의 주요인자인 형상비, 주철근 및 심부구속철근의 강도, 주철근 및 심부구속철근비, 축하중비의 영향도를 분석하여 식 (3)과 같이 제안하였다.

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

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

3.3 손상단계별 곡률연성도

철근콘크리트 교각의 파괴는 소성힌지 구간의 국부적인 파괴에 기인하며 Hazus⁹⁾에서는 정성적 손상단계에 따라 교각의 곡률연성도는 1~20 사이를 4단계로 나누어 분류하였다. 곡률연성도는 교각의 소성힌지구간의 국부손

상을 가장 잘 표현할 수 있는 변수이므로 곡률연성능력에 따른 지진취약도의 분석이 요구된다. 그러나 교각의 곡률을 정확하게 측정하는 것은 현실적으로 불가능하여 많은 연구자들이 곡률연성도를 변위연성도의 관계를 Priestley 등¹⁴⁾이 제안한 식(5)를 이용하여 계산하였다. 곡률연성도와 변위연성도의 관계는 탄성거동과 비탄성 거동으로 구분하여 표현할 수 있으며, 탄성 거동의 경우 즉, 변위연성도가 1미만의 경우에는 식 (4)와 같이 표현할 수 있다.

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

경미한 손상단계, $i=2$ 는 교각이 항복점에 도달한 상태로 정의하였다. 한편, 비탄성거동의 경우 즉, 변위연성도가 1이상인 경우에는 Priestley 등¹⁴⁾이 제안한 식 (5)를 이용하였다.

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

여기서, H =교각의 높이, L_p =소성힌지 구간의 길이로서 Priestley 등¹⁴⁾은 식 (6)과 같이 제안하였다.

$$L_p = 0.08H + 0.22f_y d_b \quad (\text{MPa, mm}) \quad (6)$$

내진 설계된 철근콘크리트 교각 ($\rho_s=0.96\%$)에 대한 극한변위연성도는 12.1이며 손상단계별 변위 및 곡률연성도를 계산하기위한 손상도 지수는 손상 없음 (almost no) 0.053, 경미한 손상 (minor) 0.213, 보통손상 (moderate) 0.479, 심한손상 (major) 0.852 및 파괴 (collapse) 1.330으로 조사되었다. 이를 이용하여 손상단계별 변위 및 곡률연성도를 계산하였으며 다음 Table 2와 같다.

4. 철근콘크리트 교량의 비선형해석

4.1 해석대상교량

본 연구를 위한 해석 대상모델은 Fig. 2와 같이 4경간

Table 2 Damage state coefficient, displacement and curvature ductility in terms of damage states

Fragility criteria	α	$\mu_{D.L.\Delta}$	$\mu_{D.L.\phi}$	
Volumetric confinement steel ratio (%)		0.96		
		$\mu_{\Delta,u}$		
		12.1		
Damage state	I	0.053	0.641	0.641
	II	0.213	2.577	6.438
	III	0.479	5.796	17.53
	IV	0.852	10.309	33.10
	V	1.330	16.093	53.04

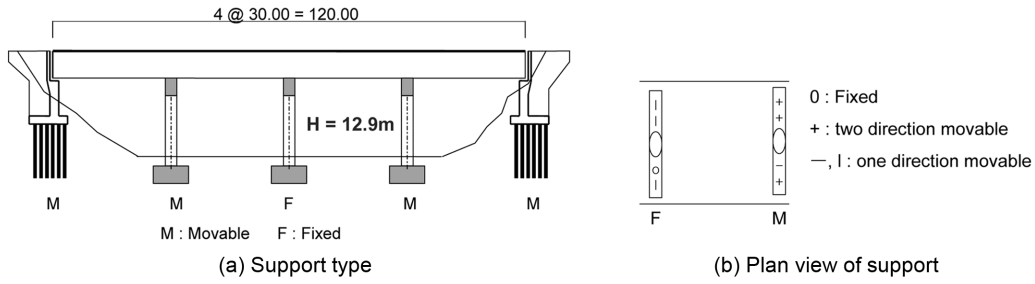


Fig. 2 Analysis model (unit : mm)

연속 PSC 거더교로 하였다. 교량의 하부구조는 높이 12.9 m, 지름 2.0 m의 원형 RC 교각으로 구성되었다. 교량의 받침형식은 Fig. 2 (b)와 같이 구성되었으며 교축직각방향 1점 고정방식이다. 교각 하부의 소성힌지구간에서의 단면형태는 Fig. 3과 같이 주철근을 2열 배근하고 주철근 비는 2.68%이다.

4.2 교각의 모멘트-곡률 관계

과도한 지진하중하에서 상부구조와 활절 (hinge)로 연결된 교각은 비선형 거동을 하게 되고 하부에 소성힌지 (plastic hinge)가 발생하여 지진에 의한 손상이 집중된다. 본 연구에서는 Fig. 3과 같은 교각단면의 소성힌지에서 비선형 거동특성을 모멘트-곡률 관계로 정의하였다. 교각의 소성힌지구간의 모멘트-곡률 관계는 주철근, 심부구속철근 및 축하중 등을 고려하여 계산하였으며 사용된 교각의 모멘트-곡률관계는 bilinear curve 모델이다. 해석 결과, Fig. 4와 같이 초기강성 $k_{\theta} = 1.239 \times 10^{13}$ (N-mm/rad), 항복강도 $M_y = 2.28 \times 10^{10}$ (N-mm), 항복곡률 $\Psi_y = 0.00184$ (rad)로 조사되었다.

4.3 입력지진파

입력지진은 대상지역의 지반특성, 강진지속시간, 진동수 특성 등이 매우 다양하여 많은 불확실성을 내포하고 있어 다수의 지진파에 대한 응답을 확률론적으로 분석하여야 한다. 하지만, 국내의 계측 지진자료가 부족하고 큰

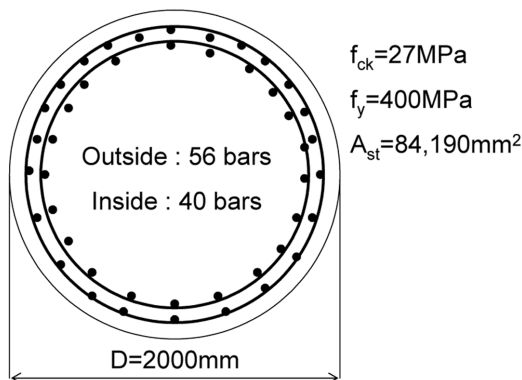


Fig. 3 Cross section of pier

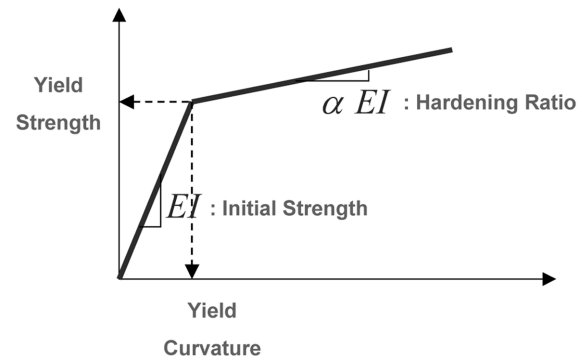


Fig. 4 Moment-curvature relationship of pier

지진기록이 전무하여 인공지진파를 산출하여 지진응답해석을 수행하고자 한다. 인공지진은 포락함수와 가우시안함수, $g(t)$ 의 곱으로 얻어진다. 포락함수는 합성형을 이용하였으며 Monte-Carlo Technique을 이용하여 $g(t)$ 를 다음식 (7)과 같이 구할 수 있다.¹⁵⁾

$$g(t) = \sqrt{2} \sum_{k=1}^N \sqrt{G(\omega_k) \Delta\omega} \cdot \cos(\omega_k t - \Phi_k) \quad (7)$$

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 다음식 (8)과 같이 표현된다.

$$S(\omega) = S_0 \times \frac{1 + 4\zeta_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4\zeta_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} \quad (8)$$

여기서, ω_g 는 지반 특성진동수, ζ_g 는 감쇠계수, S_0 = Gaussian white noise이다. Chung 등¹⁵⁾은 최대지반가속도를 다음식 (9)와 같이 사용하였다.

$$PGA = \alpha_g S_0^{\frac{1}{2}} \quad (9)$$

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 인공지진과 산출프로그램은 하나의 입력데이터를 이용하여 다수의 지진을 산출하게 되며 이때 각각의 지진에 대한 랜덤변수 (random variable)는 자연 발생하는 random seed값을 이용하였으며 IMSL (international mathematics and statistics library) subroutine을 사용하였다. 본 연구에서는 지반의 특성을 고려하기 위하여 탁월진동수 (dominant frequency)가 서로 다른 인공지진을 산출하였다. 연약지반 (UBC soil type 4)은 0.5 Hz, 1 Hz 및 2 Hz의 진동수, 견고한 지반 (UBC soil type 1)은 2~8 Hz의 진동수 성분을 나타내므로 각각 0.5 Hz, 1 Hz, 2 Hz, 4 Hz, 8 Hz의 진동수 성분을 가지는 감쇠비 (dominant damping ratio)가 5%인 0.001~1.0 g의 범위내의 각 100개의 지진파를 생성하였다. Fig. 5는 0.5 Hz, 2 Hz, 8 Hz의 진동수 특성을 갖는 인공지진파에 대한 시간이력 및 진동수이력의 예이다.

4.4 비선형 시간이력해석

본 연구에서는 비선형시간이력해석을 위하여 범용프로그램 SAP2000 Nonlinear⁵⁾을 이용하였다. Fig. 6과 같이 상부구조는 PSC 거더와 등가의 강성을 갖는 보요소로 모델링하고 상부구조의 중심에서 기초상부까지를 교각의 높이로 모델링하였으며 각 절점은 사하중 만큼의 lumped mass 요소로 구성하였다. 고정 (fixed)교각의 하부에는 기존의 실험적 연구 결과¹¹⁾에 따라 기초상부로부터 0.25D (D는 교각의 지름)의 위치에 소성힌지가 발생하는 것으로 모델링하였다. 소성힌지는 Fig. 4와 같은 모멘트-곡률 관계를 갖는 NLink 요소를 사용하였다. 사용된 소성이력 거동 모델은 Wen¹⁶⁾이 제안한 모델을 사용하고 있다. Figs. 7,8은 비선형시간이력해석 결과이다. 결정계수가 가장 큰 회귀분석모형을 조사하였으며 모든 진동수 성분에서 PGA의 증가에 따라 변위의 증가는 선형대수관계 (lognormal distribution)를 보이는 것으로 조사되었다. 상대적으로 큰 지진하중에 의해 교량구조물은 고유진동수가 감소하게 되고 이러한 영향으로 진동수가 작을수록 변위는 증가하는 것으로 조사되었다. 고정교각 상부의 변위와 진동수 및 PGA의 관계를 알아보기 위해 회귀분석

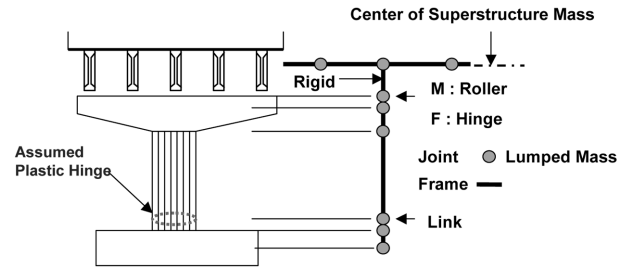


Fig. 6 Modeling of bridge structure

을 실시하였으며 각 진동수별로 변위는 선형대수관계를 보이므로 지진가속도 g 는 1차함수로 고정하여 진동수별 회귀분석모델은 다음 식 (10)과 같은 결과를 얻었다.

$$\Delta = 2875.5f^{-0.606}g \quad (10)$$

여기서, Δ 는 변위, g 는 최대지반가속도이며 f 는 진동수이다. 결정계수는 Figs. 7, 8에 나타난 바와 같이 높은 진동수에서 큰 결정계수를 보이는 것으로 나타났다. Fig. 9는 진동수별 변위-시간이력을 나타내었으며 진동수에 따른 차이를 확인할 수 있다. 입력된 인공지진의 PGA는 인공지진산출시 난수를 생성하여 동일한 PGA를 얻을 수 없어 진동수별로 0.962 g, 0.964 g, 0.974 g, 0.9710 g와 0.969 g에 대한 결과이다.

5. 지진취약도 분석

5.1 변위연성도를 이용한 취약도

Fig. 10은 PGA에 따른 변위연성분포, Fig. 11은 각 진동수에 따른 취약도 곡선을 보이고 있다. 손상단계는 Table 1과 같은 손상단계별 변위 및 곡률연성도를 이용하여 구분하였다. 이러한 손상단계의 정의와 최대우도법 (maximum likelihood method)을 이용하여 각 손상도 수준별 PGA 값들의 중앙값 (median)과 대수 표준편차 (log-standard deviation)를 구하여 취약도 곡선 (fragility curve)을 산출하였다.^{1,8)} 우도함수 (likelihood functions)는

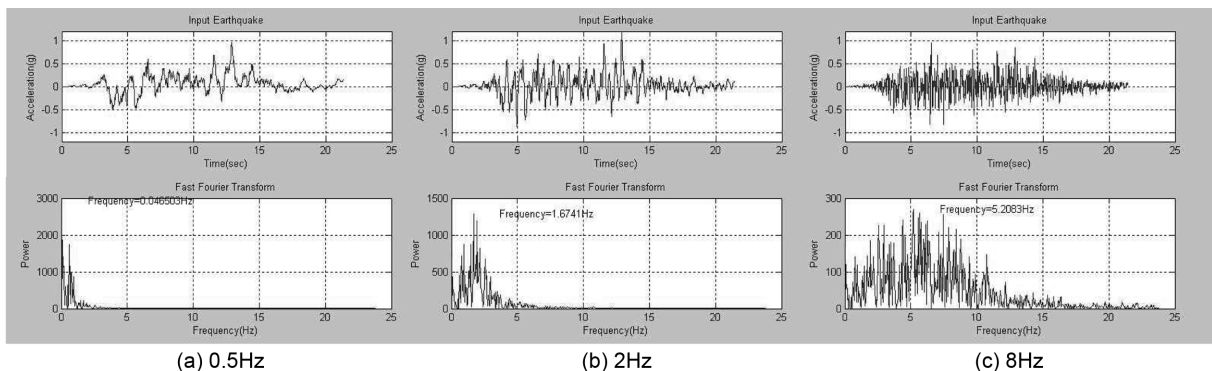


Fig. 5 Time and frequency domain of artificial earthquakes

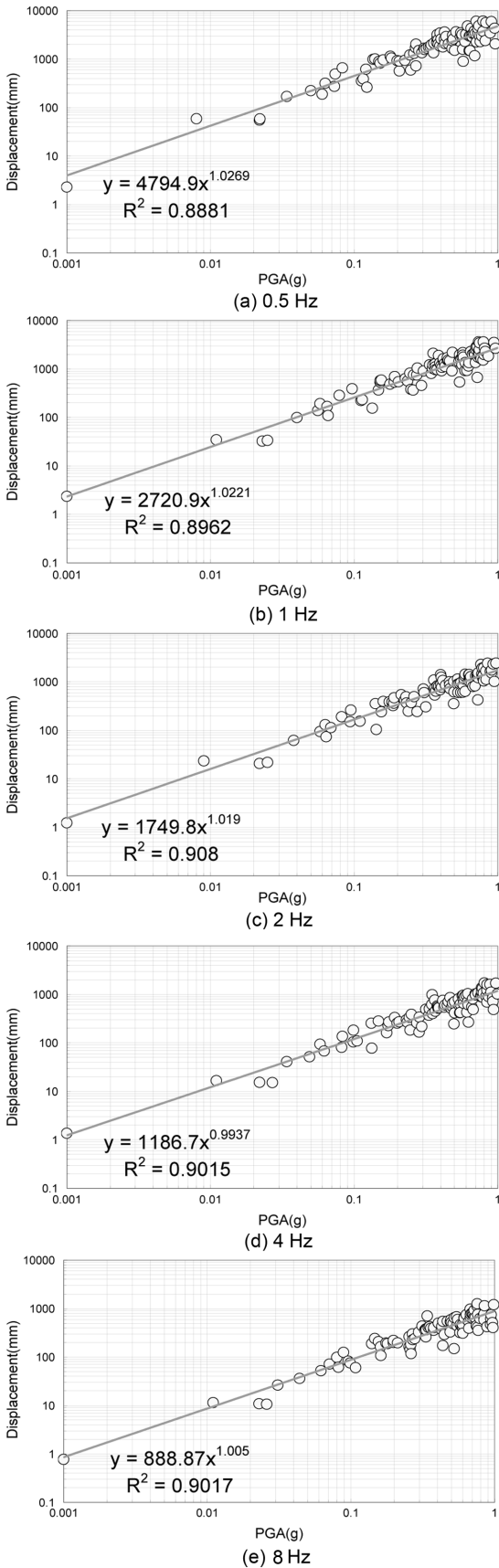


Fig. 7 Displacement response at top of the pier

대수정규분포로 각각의 PGA에서 손상이 발생될 경우 손상에 대한 확률을 증가시키고 손상이 없는 경우 손상이 발생하지 않을 경우의 확률을 증가시킨다.

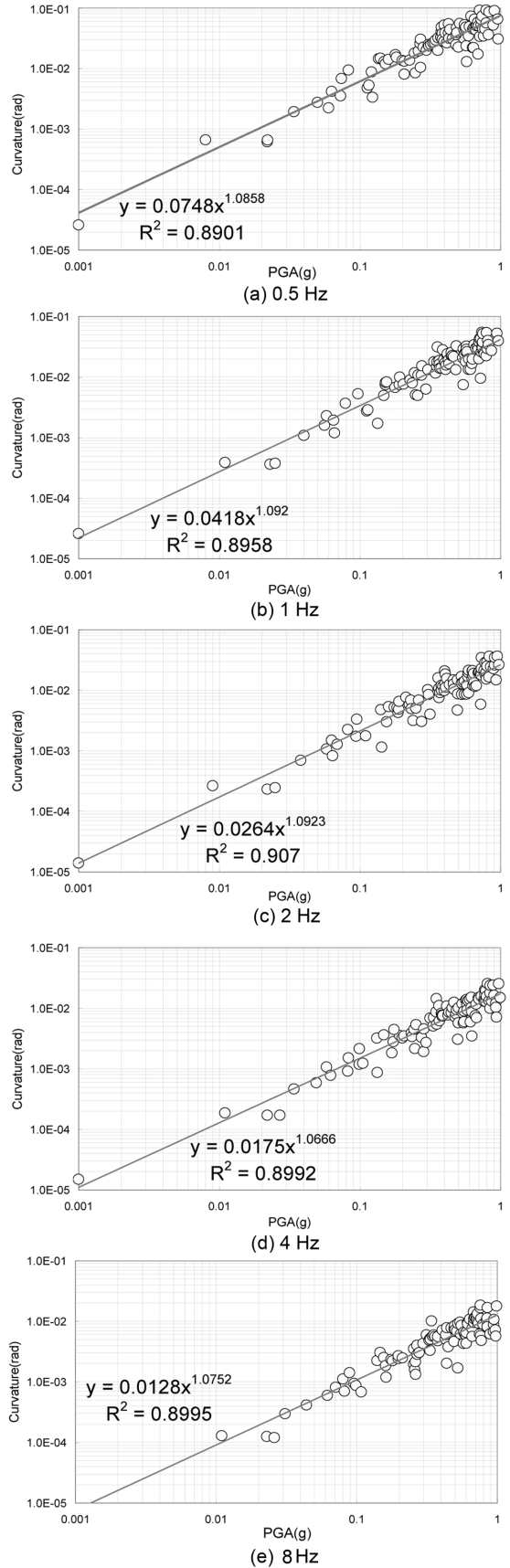


Fig. 8 Curvature response at plastic hinge

Fig. 11에서와 같이 모든 진동수에서 손상 없음 (almost mo.) 및 경미한 손상 (minor)과 같은 초기 손상단계에서 파괴확률 50%를 나타내는 중간 값 (median value)은 0.1 g

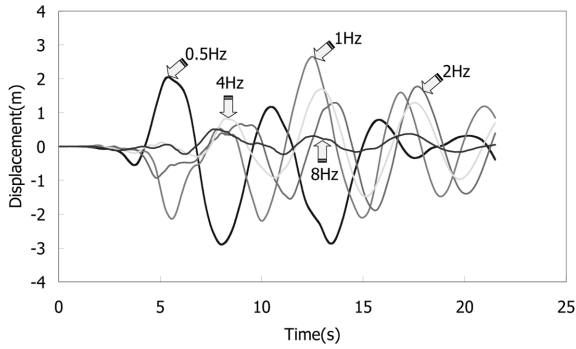


Fig. 9 Time-displacement in terms of frequencies

를 나타내었다. Fig. 12에 보인바와 같이 교각의 항복이 전에 해당하는 경미한 손상단계까지는 지진동의 진동수가 큰 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다. 하지만, 교각의 파괴박리가 일어나는 보통손상 (moderate)단계에서부터는 지진동의 진동수에 따라 큰 영향을 미치는 것으로 조사되었다. 이러한 결과는 현행 도로교설계기준에서 제시하는 내진설계기준에 지반계수를 이용하여 지반에 따른 설계 지진가속도를 규정하고 있으나 이를 구조물의 요구수준 (기능수행 및 붕괴방지)에 따라 규정하여야 할 것으로 판단된다. 특히, 심한손상 (major) 및 파괴(collapse)로 손상단계가 증가할수록 지진동의 진동수에 큰 영향을 받는 것으로 조사되었다. 진동수와 손상확률 50%의 PGA의 관계 및 Fig. 13과 같이 손상단계와 PGA의 관계를 알아보기 위해 회귀분석을 실시하였으며 손상단계를 변수로 한 2차함수가 가장 큰 결정계수를 보이는 것으로 조사되었으며 다음 식 (11)과 (12)와 같이 표현할 수 있다.

$$PGA_{D.I.} = \alpha f^2 + \beta f + \gamma \quad (11)$$

$$PGA_{D.I.} = \alpha i^2 + \beta i + \gamma \quad i=1, 2, 3, 4, 5 \quad (12)$$

여기서, $PGA_{D.I.}$ 는 손상단계별 손상확률 50%의 PGA이며, f 는 지진동의 진동수, i 는 손상단계, α, β, γ 는 상수이다. 손상단계별로 결정계수 (coefficient of determinant)의 차이가 있으나 크지 않은 것으로 판단된다.

5.2 곡률연성도를 이용한 취약도

Fig. 14는 PGA에 따른 곡률연성분포를 보이고 있다. 변위 응답과 마찬가지로 진동수가 증가할수록 곡률이 낮게 나타나고 있다. 0.5 Hz 에서만 주철근의 좌굴이 발생하는 단계인 큰 손상단계 (major)에 도달하였다. 4 Hz 및 8 Hz에서는 중간손상 (moderate)단계에도 미치지 않는 것으로 조사되었다.

Fig. 15에서와 같이 손상 없음 (almost no.)단계에서의 파괴확률 50%를 나타내는 중간 값(median value)은 0.1 g 를 나타내었다. 이후 경미한 손상 (minor)단계에서는 뚜렷한 차이를 보이고 있으며 진동수별로 0.15 g, 0.3 g, 0.45 g,

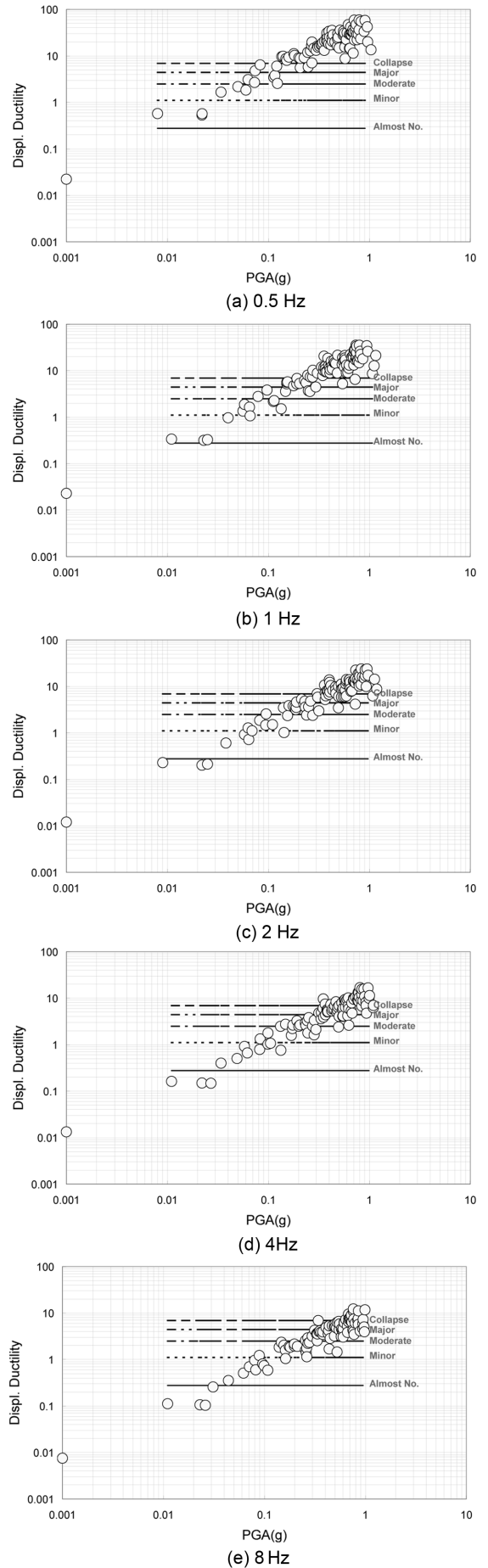


Fig. 10 Displacement ductility distribution in terms of PGA

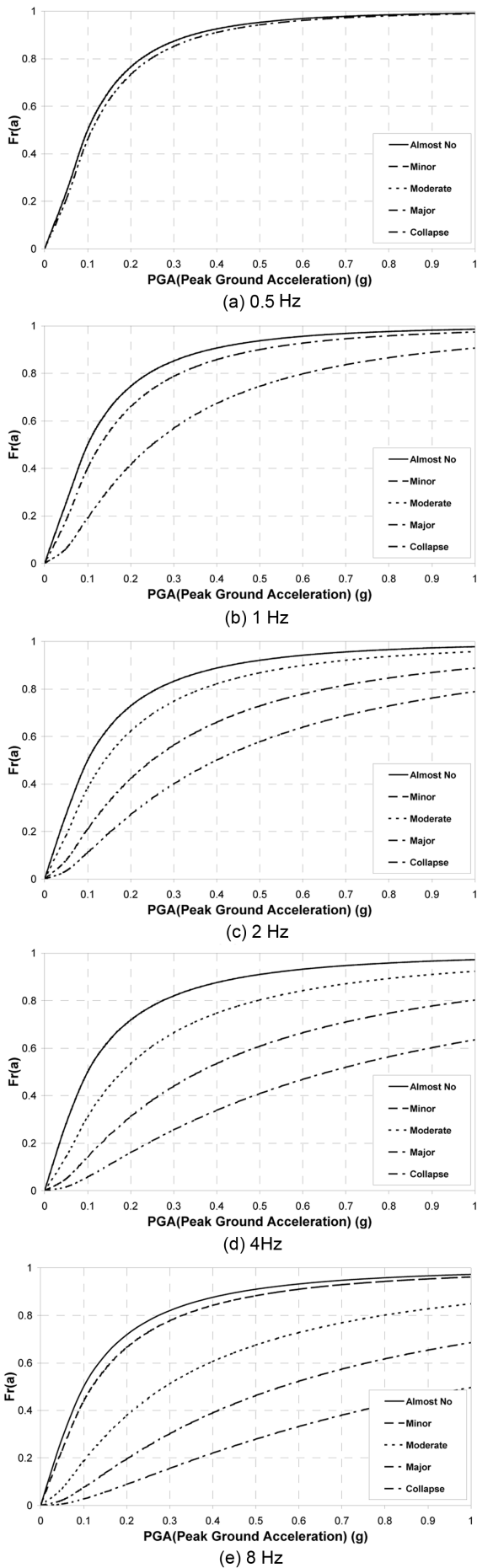


Fig. 11 Fragility curve based on displacement ductility

Table 3 Coefficient of determinant and equation in terms of frequencies

Frequency (Hz)	Coefficient of determinant	Equation
0.5	-	-
1	0.9921	$PGA_{D.I.} = 0.006f^2 - 0.003f + 0.102$
2	0.9942	$PGA_{D.I.} = 0.003f^2 - 0.023f + 0.085$
4	0.9942	$PGA_{D.I.} = 0.004f^2 - 0.096f + 0.052$
8	0.9972	$PGA_{D.I.} = 0.009f^2 - 0.195f + 0.039$

Table 4 Coefficient of determinant and equation in terms of damage states

Damage state	Coefficient of determinant	Equation
Almost no.	0.8517	$PGA_{D.I.} = 0.001i^2 - 0.007i + 0.106$
Minor	0.9514	$PGA_{D.I.} = 0.019i^2 - 0.083i + 0.172$
Moderate	0.9992	$PGA_{D.I.} = 0.026i^2 - 0.084i + 0.158$
Major	0.9993	$PGA_{D.I.} = 0.050i^2 - 0.162i + 0.216$
Collapse	0.9994	$PGA_{D.I.} = 0.007i^2 - 0.185i + 0.218$

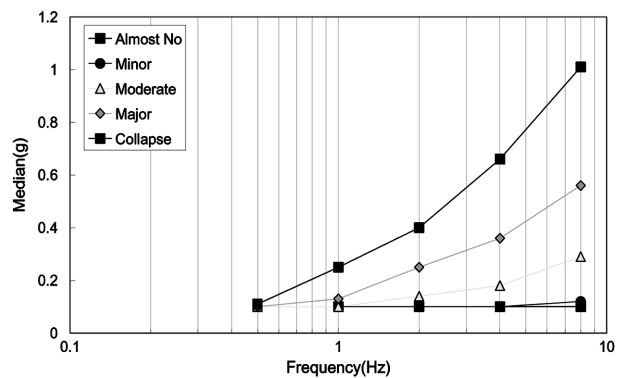


Fig. 12. Frequency vs. PGA

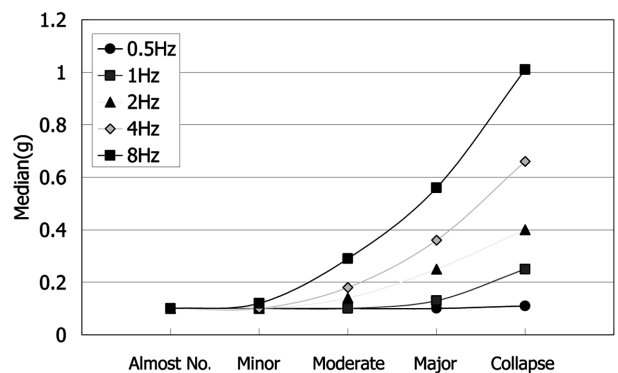


Fig. 13. Damage states vs. PGA

0.69 g 및 1.12 g으로 조사되었다. 0.5 Hz의 경우 심한 손상 (major)을 50% 일으킬 확률이 있는 PGA가 0.91 g이고 8 Hz의 경우 경미한 손상 (minor) 1.12 g을 고려하면 큰 차이를 보인다. 즉, 진동수에 따라 구조물에 주는 손

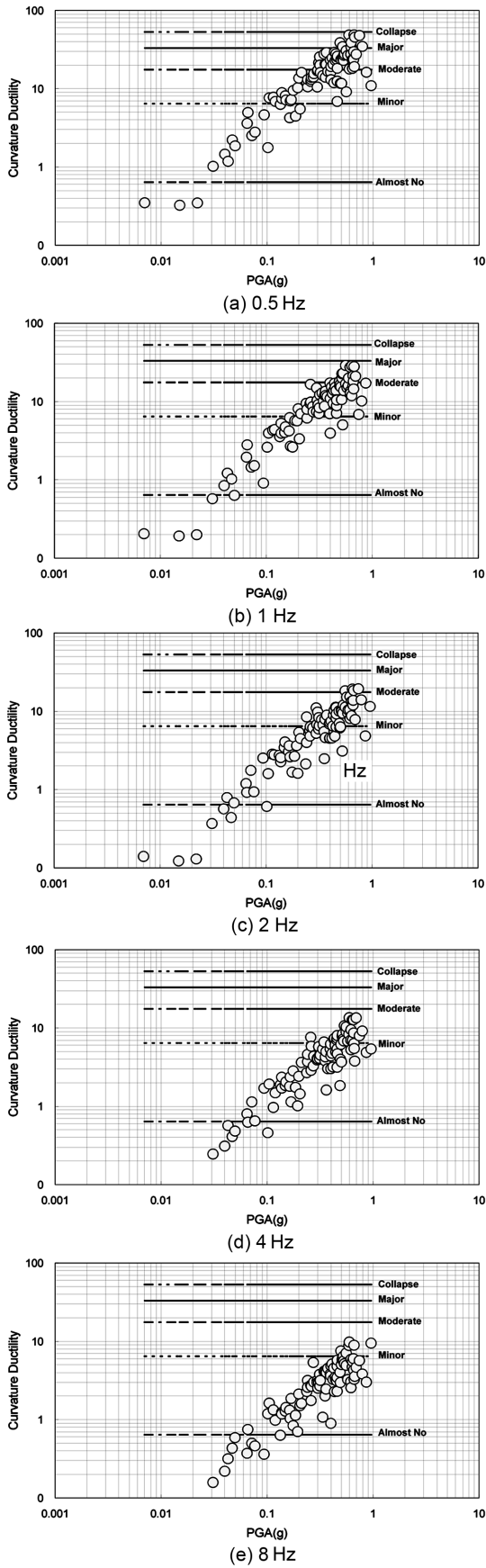


Fig. 14 Curvature ductility distribution in terms of PGA

상은 경미한 손상이 될 수도 있으나 파괴에 이를 수도 있음을 보이고 있다. 따라서 지반의 특성 뿐 만 아니라

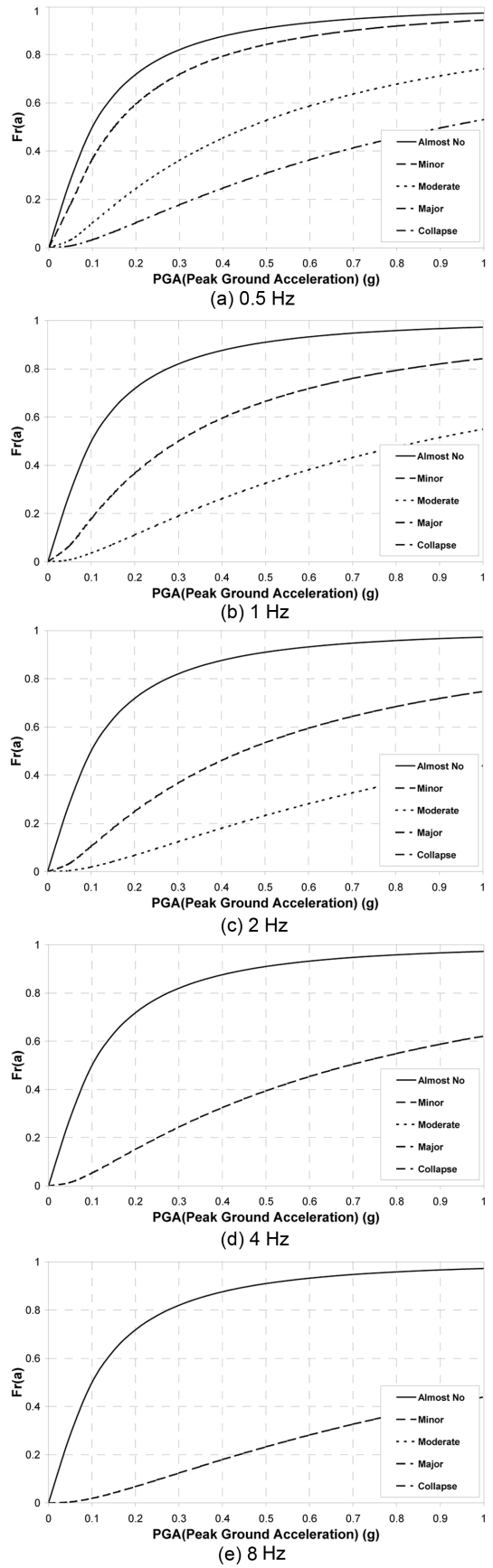


Fig. 15 Fragility curve based on curvature ductility

다양한 지진동의 전파경로를 파악하여 특정지역의 지진 특성을 보다 면밀히 파악하여 이에 부합하는 허용 지진

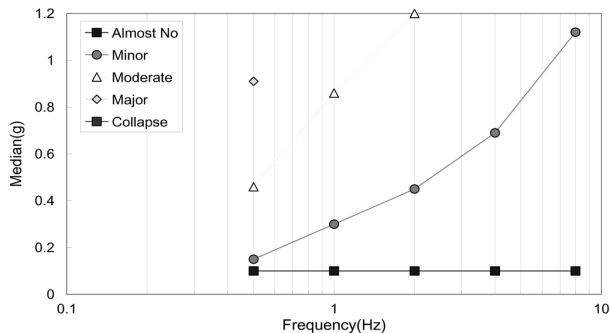


Fig. 16 Frequency vs. PGA

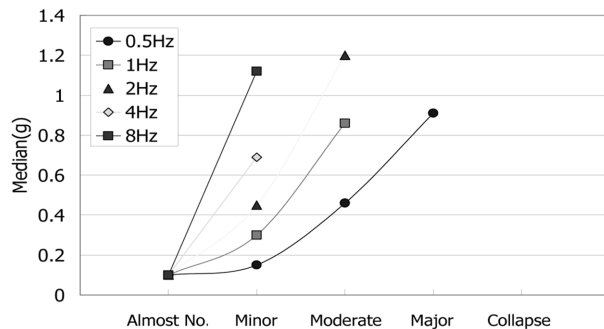


Fig. 17 Damage states vs PGA

Table 5. Median value and standard deviation

Damage state	0.5Hz		1Hz		2Hz		4Hz		8Hz	
	Displ.	Curvature	Displ.	Curvature	Displ.	Curvature	Displ.	Curvature	Displ.	Curvature
	M	SD	M	SD	M	SD	M	SD	M	SD
(I) Almost no	0.1		0.1		0.1		0.1		0.1	
(II) Minor	0.1		0.15		0.1		0.3		0.1	
(III) Moderate	0.1	0.96	0.46	1.20	0.1	1.05	0.86	1.20	0.14	1.14
(IV) Major	0.1		0.91		0.13		-		0.25	
(V) Collapse	0.11		-		0.25		-		0.4	

M : median value, S.D. : standard deviation

하중이 시급히 결정되어야 할 것으로 판단된다.

Figs. 16 및 17은 진동수와 파괴확률 50%에 해당하는 PGA의 관계, 손상단계와 파괴확률 50%에 해당하는 PGA의 관계를 나타내었다. 진동수가 클 경우 높은 손상단계에 도달하지 못하여 각각의 특성을 회귀분석으로 파악할 수 없었다. Table 3에 변위연성도 및 곡률연성도를 이용한 손상단계별 중앙값 (median value)과 표준편차 (standard deviation)를 나타내었다.

6. 결 론

본 연구에서는 교각의 내진성능에 기초한 손상기준에 따라 지반특성을 반영하기 위한 진동수별 입력지진에 따른 교량의 지진취약도를 분석하는 방법을 확률밀도함수를 이용하여 해석하였다. 본 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

- 1) 제안된 손상정의에 따른 취약도 분석 결과 변위연성도를 기준으로 한 취약도 분석 결과가 곡률연성도를 기준으로 한 취약도 분석 결과에 비해 큰 손상확률을 보이는 것으로 조사되었다.
- 2) 동일한 PGA를 갖는 지진과라 하더라도 연약지반과 같은 낮은 진동수에 의한 지진의 피해가 큰 것으로 조사되었다.

- 3) 본 연구에서 이용된 대상교각에 대하여 각 손상단계 및 진동수와 PGA의 관계를 정량적으로 평가하였다.
- 4) 지반의 특성 뿐 만 아니라 다양한 지진동의 전파경로를 파악하여 특정지역의 지진특성을 보다 면밀히 파악하여 이에 부합하는 허용 지진하중이 시급히 결정되어야 할 것으로 판단된다.
- 5) 내진설계기준에 지반계수를 이용하여 지반에 따른 설계 지진가속도를 규정하고 있으나 이를 구조물의 요구수준 (기능수행 및 붕괴방지)에 따라 규정하여야 할 것으로 판단된다.

감사의 글

건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행한 2004년도 건설핵심기술연구개발사업 (과제번호: 04핵심기술C02-02)의 연구비 지원에 의하여 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. 김상훈, Masanobu S., 김종인, “지진으로 인한 교통망 피해추정 기법,” 한국지진공학회 논문집, 8권, 3호, 2004,

- pp. 43~51.
2. 건설교통부, 도로교표준시방서, 건설교통부 2005, pp. 471~489
 3. 이대형, 박창규, 정영수, “겹침이음 및 보강된 철근콘크리트 교각의 내진성능평가를 위한 Macro모델,” 대한토목학회 논문집, 25권, 5A호, 2005, pp. 857~864.
 4. 이대형, “원형 콘크리트 교각의 내진성능 평가에 관한 이론 및 실험적 연구,” 공학박사학위 논문, 중앙대학교, 서울, 1999, pp. 11~40.
 5. Computer and Structures, SAP2000/Nonlinear Users Manual Version 8, *Computer and Structures*, Berkley, CA, USA, 2002, pp. 326~331.
 6. 박창규, “철근콘크리트 교각의 내진성능평가를 위한 심부구속철근비에 관한 연구,” 공학박사학위논문, 중앙대학교, 서울, 2005, pp. 119~124.
 7. 김재천, 변지석, 신수봉, “지반특성 고려한 FCM교량의 지진취약도 분석,” 지진공학회 논문집, 12권, 3호, 2008, 3744 pp.
 8. Kim, S. H. and Masanobu S. H., Development of Fragility Curves of Bridges Retrofitted by Column Jacketing, *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 19, 2004, pp. 105~112.
 9. Hazus, *Multihazard Loss Estimation Methodology*, Technical Manual, National Institute of Building for the Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 2007, pp. 5-13~5-20.
 10. Karim, K. R. and Yamazaki F., “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.
 11. 정영수 외, 철근콘크리트 교각의 내진성능평가와 향상에 관한 연구, 지진공학연구센터, 2006, pp. 103~106.
 12. 정영수, 박창영 박지오, “철근콘크리트 교각의 연성능력에 따른 지진취약도,” 콘크리트학회 논문집, 19권, 1호, 2007, pp. 91~102.
 13. 이대형, 박창규, 정영수, “다 경간교량의 받침조건에 따른 지진취약도 해석,” 대한토목학회 논문집, 27권, 2A호, 2007, pp. 227~236.
 14. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons Inc., New York, 1996.
 15. Chung, Y. S., Shinozuka, M., and Meyer, C., *SARCF User's Guide Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frames*, NCEER, New York, 1988, pp. 2-4~2-5.
 16. Wen, Y. K., Method for Random Vibration of Hysteretic Systems, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 28, No. EM2, 1976, pp. 1079~1182.

요 약 본 논문은 진동수에 따른 취약도 곡선과 손상확률을 제시하였다. 취약도곡선과 손상확률은 주어진 지진동에 의해 임의의 구조물이 견딜 수 있는 손상의 정도를 나타낸다. 지진에 의한 피해는 지진이 가지는 불확실성으로 인하여 확률적으로 예측하여야 한다. 기존 연구와 달리 본 연구에서는 비선형 동적 해석과 실험 결과를 이용하였다. 본 연구에서는 프리스트레스트 콘크리트 교량에 대한 수치적 시뮬레이션을 통하여 주어진 최대지반가속도에 따른 5단계의 손상 단계별 손상확률을 구하였다. 취약도 곡선을 산출하기위해 해석적 연구를 수행하였다. 이를 위해 지반조건에 따라 각각 100개의 인공지진파를 생성하고 비선형 시간이력해석을 수행하였다. 손상단계는 기존의 실험 결과에 기초한 성능기반에 따라 정의하였으며 RC 교각의 지진거동을 변위연성도로 나타내었다. 손상단계 및 지반가속도를 이용하여 PSC교량의 지반조건에 따른 손상곡선을 도출하여 비교분석하였다. 연구 결과에 따르면 지반조건 및 구속철근량에 따른 손상확률의 차이를 확인할 수 있다.

핵심용어 : 취약도곡선, 변위연성도, 곡률연성도, 진동수