

지진취약도분석을 통한 교량의 지진위험도 평가

Seismic Risk Assessment of Bridges Using Fragility Analysis

이진학* 윤진영** 윤정방***
Yi, Jin-Hak Youn, Jin-yeong Yun, Chung-Bang

국문요약

지진취약도 분석을 통하여 교량의 지진 위험도를 평가하였다. 지진취약도 분석에서는 교각 하부의 소성한지의 거동을 주요 손상인자로 분석하였으며, 또한 한반도 지진재해지도도를 근거로 하여 지진발생확률을 산정한 후 이들을 이용하여 교량의 성능단계에 따른 손상발생확률을 분석하였다. 이 연구에서는 교각에 직접 전달되는 지진이 아닌 암반노두에서의 지진의 최대지반가속도에 대하여 지진취약도를 분석하였으며, 비선형 지진해석을 위해서는 층상지반의 영향으로 증폭된 지진하중을 고려하였다. 제안된 방법으로 예제교량의 지진위험도를 분석하였으며, 면진받침이 설치된 교량에 대한 지진 위험도의 저감 효과를 정량적으로 분석하였고, 지진재해지도에서의 조건이 다른 지역에 시공되는 경우의 지진위험도를 분석함으로써 현 시방서의 타당성을 간접적으로 검토하였다.

주요어 : 지진재해지도, 지진취약도, 지진위험도

ABSTRACT

Seismic risk assessment of bridge is presented using fragility curves which represent the probability of damage of a structure versus the peak ground acceleration. In this seismic fragility analysis, the structural damage is defined using the rotational ductility at the base of the bridge pier, which is obtained through nonlinear dynamic analysis for various input earthquakes. For the assessment of seismic risk of bridge, peak ground accelerations are obtained for various return periods from the seismic hazard map of Korea, which enables to calculate the probability density function of peak ground acceleration. Combining the probability density function of peak ground acceleration and the seismic fragility analysis, seismic risk assessment is performed.

In this study, seismic fragility analysis is developed as a function of not the surface motion which the bridge actually suffers, but the rock outcrop motion which the aseismic design code is defined on, so that further analysis for the seismic hazard assessment may become available. Besides, the effects of the friction pot bearings and the friction pendulum bearings on the seismic fragility and risk analysis are examined. Lastly, three regions in Korea are considered and compared in the seismic risk assessment.

Key words : seismic hazard map, seismic fragility, seismic risk assessment

1. 서 론

최근 울진, 경주 등의 지역에서 발생한 규모 5 이상의 지진을 포함하여 여러 번의 지진이 발생하면서 구조물의 지진피해에 대한 연구가 활발해 지고 있다. 교량, 댐, 원자력 발전소 등의 토목 구조물에서의 파손 또는 기능상의 손상은 그 사회적, 경제적 파급효과가 매우 크기 때문에 이러한 구조물이 지진의 크기에 따라 어느 정도의 손상을 입을지에 대한 평가 및 예측이 필요하다.

구조물의 지진위험도는 확률적으로 평가할 수 있는데, 이를 위해서 임의의 지역에 지진이 발생할 확률과 그러한 지진이 발생하였을 때 구조물에 손상이 발생할 확률, 즉 지진취약도를 이용할 수 있다. 이러한 지진취약도는 1980년대 초 원자력발전소의 확률론적 지진안전성 분석을 위하여 개발된 것으로⁽¹⁾, 최근에는 미국, 일본 등의 강진 발생 지역을 중심으로 일반 토목 구조물에도 점차 적용되고 있는 추세이며⁽²⁾⁻⁽⁴⁾, 국

내에서도 그 분석 사례가 증가하고 있다.⁽⁵⁾⁻⁽⁷⁾ 지진취약도는 통상 지반 운동의 크기 지수(최대지반가속도, 최대지반속도, 평균재현주기 등)에 따른 손상 발생의 확률을 표현한 것으로, 지진 발생의 불확실성을 충분히 고려할 수 있도록 많은 수의 지진자료를 이용하여 지진해석을 수행한다. 주로 최대지반가속도(Peak Ground Acceleration, PGA)를 중심으로 연구가 이루어졌으나, 최근에는 Karim⁽⁸⁾에 의하여 최대지반가속도와 최대지반속도에 대한 지진취약도 분석 및 비교가 행해졌으며, 평균재현주기를 지반 운동 크기 지수로 하는 지진취약도 분석이 제안된 바 있다.⁽⁶⁾ 또한 교량의 경우, 교각의 회전연성도, 교량받침의 변위⁽⁹⁾, Park and Ang의 손상 모형⁽¹⁰⁾ 등의 다양한 손상지수를 통하여 지진취약도 분석을 하고 있으며, 또한 내진보강된 교량에 대한 지진취약도 분석이 수행된 바 있다.^{(7),(11)}

이 연구에서는 한반도의 지진재해지도⁽¹²⁾로부터 해당 지역에서의 평균재현주기별 최대지반가속도를 산출하고, 이로부터 PGA의 조건부 확률밀도함수를 계산한 다음, 이를 지진취약도 분석결과와 연계하여 지진위험도를 평가할 수 있도록 하였다. 지진취약도 분석에 필요한 구조물의 손상지수로는 교각의 회전연성도를 택하였으며, 손상 정도를 HAZUS⁽¹³⁾

* 한국과학기술원 스마트사회기반시설연구센터 연구교수(대표저자 : yjih@kaist.ac.kr)
** 한국과학기술원 건설및환경공학과 석사과정
*** 정회원 · 한국과학기술원 건설및환경공학과 교수
본 논문에 대한 토의를 2005년 2월 28일까지 학회로 보내 주시기면 그 결과를 게재하겠습니다.
(논문접수일 : 2004. 7. 21 / 심사종료일 : 2004. 12. 8)

의 기준을 참고하여 미소 손상(slight damage), 보통 손상(moderate damage), 심한 손상(extensive damage), 완전 손상(complete damage)으로 구분하여, 각 경우에 대한 지진취약도 및 지진위험도 분석을 수행하였다.

기존의 지진취약도 분석에서는 구조물이 직접 경험하게 되는 지표면 지반운동에 대하여 손상확률을 산정하였다. 그러나 지진재해지도에서 제시된 지진은 그 지역의 암반 노두를 기준으로 작성되어 있기 때문에, 이 논문에서는 지진발생 빈도를 고려한 교량의 지진 위험도를 예측하기 위하여 암반 노두에서의 지반 운동에 대하여 지진취약도를 구하였다.

또한, 예제교량에 대하여는 내진받침이 설치되어 있지 않은 경우와 마찰포트받침(Friction Pot Bearing)과 마찰진자받침(Friction Pendulum System)이 설치된 경우에 대하여 지진취약도 및 위험도 분석을 수행하여, 지진저감 효과를 지진취약도 및 위험도 분석을 통해 정량적으로 분석하였으며, 지진위험도 평가시에는 예제교량이 위치한 순천 이외에도 동일한 교량이 지진 재해도가 다른 서울과 목포에 위치하는 경우에 대하여도 지진위험도를 분석하여 현행 내진시방서의 지진구역에 관한 타당성을 간접적으로 검토하였다.

2. 지진취약도 분석 및 위험도 평가

2.1 입력 지진 작성 기법

확률적 지진위험도 평가를 위해서는 많은 수의 지진자료가 필요한데, 미국의 경우 FEMA SAC 프로젝트를 통하여 제안된 지진자료가 사용될 수 있으나 국내의 경우 이러한 목적의 지진자료가 없는 상태이다. 일반적으로 지반조건을 고려하여 설계응답스펙트럼이 주어져 있으나 그 경우 지반조건이 다양한 지층의 영향을 반영하기 보다는 전반적인 특성만을 고려하도록 되어 있다. 따라서 이 연구에서는 암반노두에 대한 설계응답스펙트럼을 만족하도록 인공지진을 작성한 후, 이를 교량이 시공되는 지반에 대한 지반증폭효과를 고려하여 해당되는 지역의 가속도 시간이력을 구하도록 하였다. 우선 설계응답스펙트럼 $R(\omega, \xi)$ 을 만족하도록 다음과 같은 Vanmarcke와 Gasparini 방법을 이용하여 암반노두에서의 가속도 시간이력을 작성할 수 있다.⁽¹⁴⁾

$$\ddot{x}_g^n(t) = \left[\mathfrak{S}^{-1} \left\{ \frac{1}{\omega} R(\omega, \xi) e^{i\theta} \right\} \right]_{Re} \quad \ddot{x}_g^{n+1}(t) = \mathfrak{S}^{-1} \left\{ \dot{X}_g^n(\omega) \frac{R(\omega, \xi)}{R^n(\omega, \xi)} \right\} \quad (1)$$

여기서, $\ddot{x}_g^n(t)$ 는 주어진 설계응답스펙트럼으로 구한 지반가속도 값이며, $\ddot{x}_g^{n+1}(t)$ 는 $(n+1)$ 번째 반복수행에서의 지반가속도 값이며, $R^n(\omega, \xi)$ 은 n 번째 반복수행으로 구한 가속도 시간이력의 응답스펙트럼이다. θ 는 0에서 2π 사이의 균등 분포를 갖는 난수이다.

이러한 방법으로 암반노두에서의 가속도 시간이력을 생성한 후, 지반의 층상구조를 고려하여 지표면에서의 지반가속

도를 Idriss and Sun에 의하여 개발된 SHAKE91을 이용하여 산정하였다.⁽¹⁵⁾

2.2 교량의 비선형 요소 및 모델링

교량의 수치해석 모델 작성을 위해서는 일반적인 선형요소 외에 교각 하부의 소성힌지를 고려하기 위한 비선형 요소, 마찰포트받침 및 마찰진자받침 등 내진받침을 고려하기 위한 비선형 요소 등이 필요하다. 소성힌지의 특성을 분석하기 위하여 교각의 단면해석을 수행하게 되는데, 이를 위하여 콘크리트 및 철근의 재료적 특성을 먼저 구하게 된다. 이 연구에서는 콘크리트의 응력-변형률 관계를 다음 식과 같이 Scott 등이 제안한 모델을 사용하였다.⁽¹⁶⁾ 한편, 지진하중에 의하여 교각 하부에 소성힌지가 발생하게 되는데, 소성힌지 발생 위치를 다음의 Mattock⁽¹⁷⁾이 제안한 식 (2)를 이용하여 산정하였다.

$$l_p = 0.5d + 0.05z = \left(0.5 + 0.05 \frac{z}{d} \right) \cdot d \quad (2)$$

여기서 d 는 단면의 유효깊이, z 는 특정지점에서 변곡점까지의 거리를 각각 나타내며, 단면해석으로부터 구한 휨-곡률 관계에서 곡률에 소성힌지 길이를 곱하여 회전변위로 변환하였으며, 이로부터 소성힌지에서의 휨-회전변위를 구할 수 있도록 하였다.

한편 이 연구에서는 내진받침의 효과를 검증하기 위하여, 마찰포트받침(Friction Pot Bearing, FPB)과 마찰진자받침(Friction Pendulum System, FPS)을 고려하였다. 이들 내진받침은 PTFE(Poly-tetra-fluor-ethylene)와 스테인레스강의 마찰력과 탄성받침의 복원력을 이용하여 개발되었으며, 이러한 받침을 사용함으로써 교량의 고유주기를 길게 하며, 지진 입력을 차단시킬 수 있도록 한다. 이러한 PTFE 활동형 내진받침장치는 초기강성이 커 교량과 같이 수평변위가 작아야 하는 구조물에 유리하고, 수평력지지부와 복원장치가 분리되어 장치의 설계가 자유로우며, 지진하중의 주파수특성에 영향을 받지 않고 안정적인 특성을 보이는 장점이 있다.^{(18),(19)} 두 장치 모두 마찰력과 탄성받침의 복원력을 이용한다는 점은 같으나, 복원력 장치로 쓰이는 탄성받침에 있어서의 마찰포트받침의 경우 편평한 탄성받침을 이용하지만, 마찰진자받침에서는 지진 발생시 미끄러짐 장치가 곡면을 따라 움직이게 되고, 이것은 상부 구조물이 진자와 함께 움직이도록 유도한다. 이때 발생하는 동적 마찰력이 지진에너지를 소산시키며, 따라서 교량에 전달되는 하중과 이에 따른 변위는 감소하게 된다.

이들 받침의 마찰계수는 속도에 따라 다른 값을 갖는데, 이러한 마찰계수를 통하여 지진 발생시 교각 상부에 작용하게 되는 수직하중과 그에 의한 수평변위의 관계에 대한 강성을 가지게 된다. 비선형 마찰모델은 Constantinou가 제안한 것을 사용하였으며⁽²⁰⁾, 이 모델에서 속도 v 에 대한 마찰계수 $f(v)$ 는 다음의 식 (3)과 같다.

$$f(v) = f_{\max} - (f_{\max} - f_{\min}) \times \exp(-\alpha \cdot v) \quad (3)$$

여기서, f_{\max} 과 f_{\min} 는 각각 최대 활동 마찰계수 및 최소 활동마찰계수이며 α 는 속도계수를 나타낸다. 마찰진자받침의 주기는 다음의 식 (4)와 같이 곡면 곡률에 대한 반지름(R)에 의해 결정되며, 교량의 질량과는 무관하다.

$$T_{desired} = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (4)$$

여기서 g 는 중력가속도이다.

2.3 지진취약도 분석 기법

여러 가지 지진취약도 분석기법이 제안되어 있으나 이 연구에서는 최근 활발한 연구를 수행하고 있는 Shinozuka의 지진취약도 분석 기법을 이용하였다.⁽³⁾ 이 기법에서는 지진취약도 곡선을 식 (5)와 같은 대수정규분포함수의 누적확률의 형태로 표현하였으며, 대수정규분포의 두 가지 주요 계수인 중앙값과 대수 표준편차는 Maximum Likelihood 추정 기법으로 구하고 있다.

$$F_k(a) = \Phi \left[\frac{\ln(a/c_k)}{\zeta_k} \right] \quad (5)$$

여기서, a 는 지진의 PGA를 나타내며, c_k, ζ_k 는 각각 손상 상태 k 를 나타내는 대수정규분포함수의 중앙값과 대수표준편차이고, $\Phi(\cdot)$ 는 표준정규분포 함수의 누적확률 분포이다. 이렇게 가정된 확률분포에 대하여 Maximum Likelihood 추정기법을 이용하여 중앙값과 대수표준편차를 산정하였다. 이 때, Likelihood 함수는 대수정규분포 함수로 가정된 지진취약도 곡선에 i 번째 샘플링 자료에 대하여 적용시켜, 손상이 발생되었을 때에는 손상에 대한 확률($F_k(a_i)$)을 증가시키고 손상이 발생되지 않았을 경우에는 손상이 일어나지 않을 확률($1 - F_k(a_i)$)을 증가시키도록 다음의 식 (6)과 같이 정의할 수 있고, 대수정규분포의 중앙값 c_k 과 대수표준편차 ζ_k 는 식 (7)과 같이 Likelihood 함수에 대수를 취하여 추정할 수 있도록 하였다.⁽³⁾

$$L = \prod_{i=1}^N [F_k(a_i)]^{x_i} \cdot [1 - F_k(a_i)]^{1-x_i} \quad (6)$$

$$\frac{\partial \ln L}{\partial c_k} = \frac{\partial \ln L}{\partial \zeta_k} = 0, \quad k = 1, 2, \dots, N_{state} \quad (7)$$

여기서 $F_k(\cdot)$ 는 손상상태 k 에 대한 취약도이고, a_i 는 구조물에 가해지는 지진하중의 최대지반가속도이며, x_i 는 구조물의 그 손상상태에의 해당여부로, 손상이 없으면 0, 손상이 있으면 1의 값을 갖는다. 또한, N 는 총 입력 개수, N_{state} 는 고려

하고 있는 모든 손상단계를 의미한다.

2.4 지진위험도 분석 기법

지진취약도로부터 일정한 사용기간동안 지진위험도를 평가하기 위해서는 한 번 발생하는 지진에 대하여 어떤 PGA의 지진이 발생할 확률이 필요한데, 이를 위하여 이 연구에서는 Poisson Process와 Gumbel의 Type II 극한분포를 고려하였다. 어떤 지역에서 지진으로 고려할 수 있는 지반 운동 ($PGA \geq a_0$)이 일년에 λ_E 의 평균 발생횟수를 가지는 Poisson Process로 발생한다고 가정했을 때, 해당 지진의 최대지반가속도(A_1)의 확률분포함수 $F_{A_1}(a)$ 은 연중 최대 지반가속도 A 의 확률 분포 $F_A(a)$ 와 다음과 같은 관계가 있다.⁽⁴⁾

$$F_{A_1}(a) = \exp\{-\lambda_E(1 - F_{A_1}(a))\} \quad (8)$$

여기서, $F_{A_1}(a)$ 는 PGA가 a 인 지진 A_1 의 확률분포함수를 나타내며, λ_E 는 a_0 이상의 PGA를 가지는 지반운동의 연간 발생횟수이다($A_1 \geq a_0$). a_0 를 최소 지반가속도로 고려할 때, $F_{A_1}(a) = 0$ 이고, 이러한 지진의 발생을 Poisson Process로 가정할 때, 연평균 발생횟수 λ_E 는 $\lambda_E = -\ln F_A(a_0)$ 으로 구할 수 있게 된다. 또한 $F_{A_1}(a)$ 를 Gumbel의 Type II 극한분포로 가정하면, 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$F_{A_1}(a) = \exp\left\{-\left(\frac{a}{u}\right)^{-\alpha}\right\} \quad (9)$$

일반적으로 지진재해도는 여러 재현주기 혹은 일정 기간 동안 해당지역에서 발생할 수 있는 최대지반가속도에 대한 초과확률의 형태로 주어지므로, 이를 활용하면 식 (9)의 계수 α 와 u 를 구할 수 있다. 또한, 식 (9)를 이용하여 연평균 발생횟수 λ_E 를 식 (10)과 같이 계산할 수 있고, 이로부터 다음의 식 (11), (12)와 같이 한 번 발생하는 지진의 확률분포 함수 $F_{A_1}(a)$ 및 확률밀도함수 $f_{A_1}(a)$ 를 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\lambda_E = -\ln F_{A_1}(a_0) = \left(\frac{a_0}{u}\right)^{-\alpha} \quad (10)$$

$$F_{A_1}(a) = 1 + \frac{1}{\lambda_E} \cdot \ln F_{A_1}(a) = 1 - \left(\frac{a}{a_0}\right)^{-\alpha} \quad (11)$$

$$f_{A_1}(a) = \frac{dF_{A_1}(a)}{da} = (\alpha \cdot a_0^{-\alpha}) \cdot a^{-\alpha-1} \quad (12)$$

식 (12)를 지진발생시 손상확률을 나타내는 지진취약도 곡선 $F_k(a)$ 과 결합하여 다음의 식 (13), (14)에 의하여 한 번의 지진 발생에 대한 교량의 손상확률 P_j^i 및 n 년 동안의 지진위험도, 즉 지진에 의한 구조물의 손상발생확률($P_j^{n \cdot Y}$)을 산정할 수 있다.

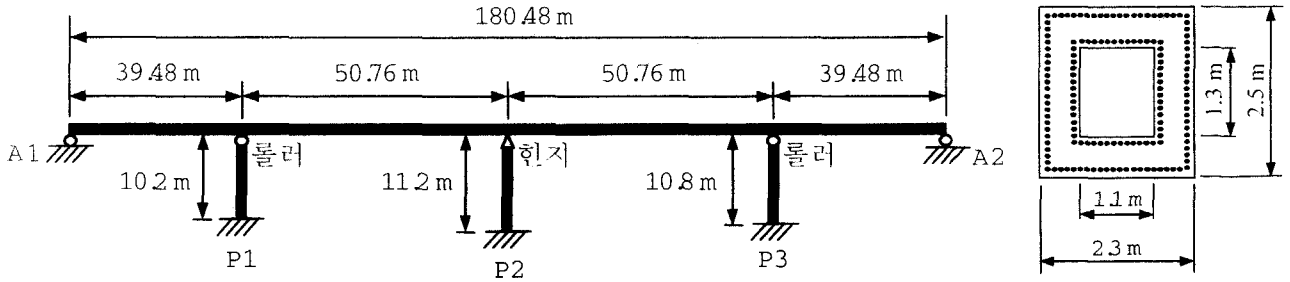


그림 1 예제 교량의 자원 및 교각단면

$$p_f^c = \int_{a_0}^{a_{max}} F_r(a) \cdot f_{A1}(a) da \quad (13)$$

$$p_f^{u-vr} = 1 - \exp(-n \cdot \lambda_E \cdot p_f^c) \quad (14)$$

3. 지진위험도 평가를 위한 예제 해석

3.1 예제교량 자원

이 연구에서는 전남 순천에 위치한 OO교를 대상으로 예제해석을 수행하였으며, 교각 치수 및 철근상세는 연구목적에 맞게 최소 설계기준을 만족하도록 새로 결정하였다. 예제교량은 그림 1과 같은 단면 형상을 가진 3개의 교각으로 이루어진 3경간 연속교이며, 각 교각의 높이는 10.2m, 11.2m, 10.8m이고, 교각 단면의 철근비는 1.29%로 고려하였다. 상부 질량은 $10.4 \times 10^3 \text{ kgf/m}$ 이며, 교각의 질량은 P1, P2, P3에서 각각 106, 116, 112 tonf이다. 예제 교량의 자원은 그림 1과 같다.

3.2 입력 지진파 생성

비선형 시간이력 해석은 특정 입력지진에 대한 응답을 구하는 것으로서, 대상지점에 있어서의 지진의 세기, 지속시간, 주기특성 등과 같이 불확실한 요소를 많이 포함하고 있다. 따라서, 비선형 시간이력 응답해석을 이용하여 교량의 지진위험도를 조사하기 위해서는 여러 개의 입력지진을 이용할 필요가 있다. 그러나, 우리 나라의 경우 실제적인 지반가속도 계측이 시작된 것은 1990년 대 이후로, 이에 대한 자료가 많이 부족한 상황이다. 따라서 이 논문에서는 도로교 시방서의 표준설계 응답스펙트럼을 이용하여 인공지진을 작성하여 입력지진으로 사용하였다.⁽¹²⁾

이 연구에서는 암반노두에서의 지반가속도 산정에 있어 입력지진의 PGA와 시간포락곡선을 불확실성 인자로 보고 이들을 변화시키며 다수의 인공지진을 생성하였다. 포락곡선으로는 역사지진 자료 중 El Centro 유형, Northridge 유형, San Fernando 유형, 그리고 Taft 유형을 이용하였으며, 사다리꼴 모양의 인공포락곡선도 함께 이용하였다. 사다리꼴 포락곡선의 경우, 20초의 지진지속기간 중 강진지속기간을 18초, 15초, 13초로 변화를 주었다. 각 강진지속기간당 2개씩의 사다리꼴 포락곡선 6개와 역사지진 포락곡선 4개, 총 10개

의 인공지진 포락곡선을 만들고 도로교 시방서의 표준설계 응답스펙트럼에 기준하여 각 포락곡선당 20개씩 총 200개의 인공지진을 생성하였다. 이 때, 암반노두에서의 거동을 인공지진으로 작성하여 이를 지반증폭시켜 입력지진을 작성할 것이므로 지진계수 C_a 와 C_v 값은 암반인 S_B 에 해당하는 값을 입력하였다. 이와 같이 작성된 총 200개의 인공지진에 대하여 PGA가 0.005g~0.6g의 범위를 가지도록 무작위로 크기를 조절하였다. 우리 나라의 경우 PGA가 큰 지진보다는 PGA가 작은 지진의 발생빈도가 크므로 이 과정에서 0.005~0.3g의 PGA에 해당하는 입력지진의 개수가 0.3~0.6g에 해당하는 입력지진 개수의 3배가 되도록 조정하였다. 이러한 분포를 달리하였을 때 지진취약도 분석 결과에 대하여 뒤의 3.4.2 절에서 논의한 바와 같이 분포에 따른 결과의 차이는 크지 않은 것으로 분석되었다.

이렇게 구한 암반노두에서의 200개의 인공지진에 대하여 지반증폭효과를 고려하기 위하여, 층상지반의 여러 조건 중 지진파의 진행에 특히 많은 영향을 미치는 전단파 속도(V_s)에 불확실성을 고려하여 지진을 증폭시켰다. 예제 지반으로는 우리나라 지반 중 많은 부분을 차지하는 연암 지반(S_C)으로 가정하였고, 지반조사 결과가 있는 OO지역의 S_C 지반을 예제 지반으로 선택하였다. 이 지반의 경우, 각 층에서의 전단파 속도는 그림 2와 같이 깊이에 따라 증가하는 형태로 주어졌는데, 이러한 특성을 유지시키면서 각 층의 전단파 속도에 대하여 지반 조건의 불확실성을 고려하여 10가지 V_s profile을 작성하고(그림 2), 이를 이용하여 SHAKE91⁽¹⁵⁾을 통해 지반 증폭 효과를 고려하였다. 이 때, 상부 30m의 전단파 속도 평균값이 S_C 지반의 조건인 360 m/sec ~ 760 m/sec의 범위 내에 속하도록 지반 조건을 구성하였다.

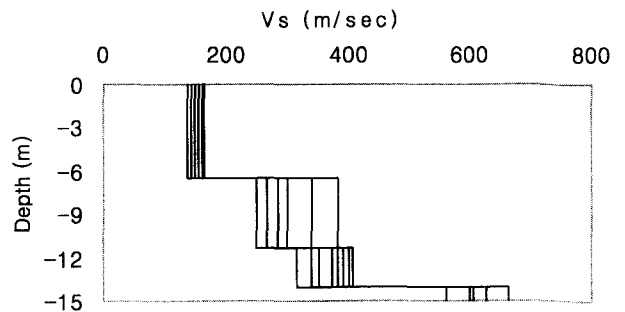


그림 2 각 지반 조건에서의 전단파속도

0.005~0.6g PGA를 가지는 암반노두거동의 인공지진 200개에 대하여 각각 10개의 지반조건 중 하나를 선택하여 지반 증폭효과를 고려한 후, 총 200개의 지표면거동 입력지진을 완성하였다. 입력지진을 암반노두에서의 PGA에 근거하여 분류하면 다음과 같다. 아래의 표 1은 암반노두거동의 PGA 크기별 지반증폭비를 나타낸 것으로, 지반증폭 결과를 대략적으로 보여주고 있다. PGA 크기가 커질수록 평균증폭비가 낮아지는 경향을 보였으며, 지반증폭 결과 입력지진의 PGA는 평균적으로 2.3배 증가한 것으로 나타났다.

표 1 PGA 크기에 따른 지반증폭비

PGA 크기	최소증폭비	최대증폭비	평균증폭비
0.005~0.1g	1.69	3.00	2.42
0.1~0.2g	1.91	2.95	2.36
0.2~0.3g	1.86	2.92	2.29
0.3~0.4g	1.57	2.35	2.03
0.4~0.5g	1.63	2.96	2.11
0.5~0.6g	1.71	2.17	1.98

3.3 교각의 단면해석

지진하중에 의한 교량의 주된 손상은 교각 하부에서 비선형 거동을 하는 즉, 소성힌지로 발생하므로, 이 연구에서는 교각의 소성힌지 발생 및 그 정도를 이용하여 손상을 평가하였다. 이를 위하여 각 교각에 대하여 식 (2)를 이용하여 소성힌지의 길이를 P1, P2, P3 교각에 대하여 각각 1.61m, 1.66m, 1.64m로 산정하였다. 따라서, 이 위치에 비선형 스프링 요소를 이용하여 소성힌지를 모델링하고, 이를 제외한 나머지 부분은 선형 보요소를 이용하여 모델링하였다. 소성힌지 부분에 대해서는 2.2 절에서 소개한 방법을 이용하여 소성힌지에서의 모멘트-회전변위를 구한 후, 이를 항복전후에 대하여 선형화하여 다음의 그림 3과 같은 비선형거동 특성을 구하였으며, 이로부터 초기 회전강성 (K_{θ})과 항복모멘트 (M_y), 항복 후 강성비(α)를 각각 $K_{\theta} = 10.29 \times 10^9 \text{ Nm/rad}$, $M_y = 1.58 \times 10^7 \text{ Nm}$, $\alpha = 0.00394$ 로 구할 수 있다.

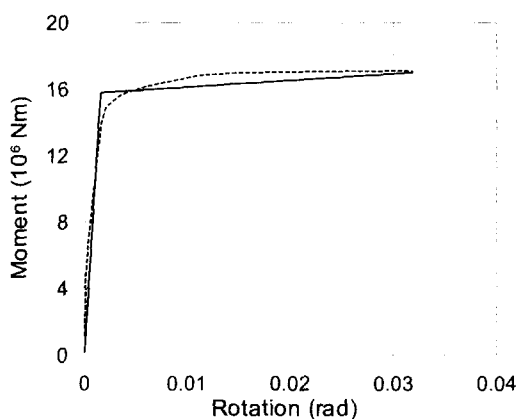


그림 3 교각 단면해석 결과

3.4 예제 교량의 지진취약도 분석

3.4.1 손상단계의 설정

교량의 손상단계는 HAZUS에서 제안된 것을 고려하여, 교각 하부에서의 소성힌지에서의 회전연성도를 기준으로 정의하였다.⁽¹³⁾

표 2 교량의 손상단계

손상 상태	내용	회전연성
미소 손상	균열 및 콘크리트 부분 손실	$1.0 \leq \mu < 5.0$
보통 손상	상당한 균열 및 콘크리트 손실	$5.0 \leq \mu < 10.0$
심한 손상	교각 기능 상실	$10.0 \leq \mu < 2.0$
완전 손상	교각 붕괴	$20.0 < \mu$

그림 4는 200개의 입력지진에 대한 교각의 회전연성도를 표현한 것이며, 이러한 결과를 이용하여 분석한 지진취약도 곡선을 그림 5에서 제시하였다. 그림 5에서는 각 지진자료에 대하여 교량이 각 손상상태에 대한 해당 여부를 함께 나타내었다. 그림 5b의 보통 손상의 경우 암반노두에서의 PGA값이 0.17~0.22g인 지진이 지반증폭된 후 구조물의 손상에 미치는 영향은 다를 수 있다. 즉, 중앙값을 전후로는 암반노두에서 같은 크기의 PGA값을 가진 지진이더라도 경우에 따라서 교량의 손상단계가 달리 평가될 수 있음을 알 수 있다.

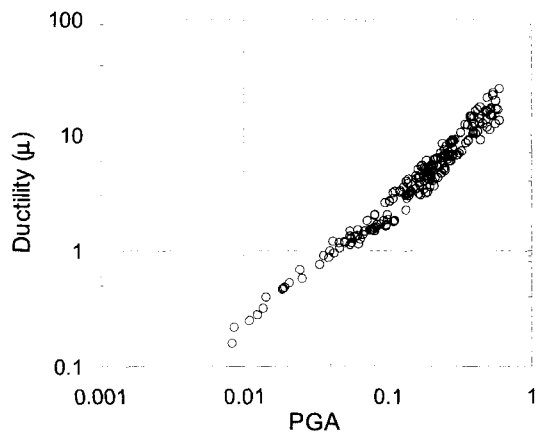


그림 4 교각의 회전연성도 분포

3.4.2 입력지진의 PGA 분포에 따른 지진취약도 분석 결과

해석에서 사용한 입력지진의 PGA별 분포가 지진취약도 분석 결과에 미치는 영향을 분석하기 위하여, 중앙진지역인 우리나라의 특성을 반영하여 0~0.3g과 0.3~0.6g에 해당하는 지진의 비를 3:1로 설정한 경우의 지진취약도와 입력지진의 비를 각각 1:1와 5:1로 변경한 경우에 대하여 추가적으로 지진취약도를 분석하였다(그림 6). 입력지진의 비를 달리한 경우에 대하여 구한 지진취약도를 그림 7에서 제시하였다.

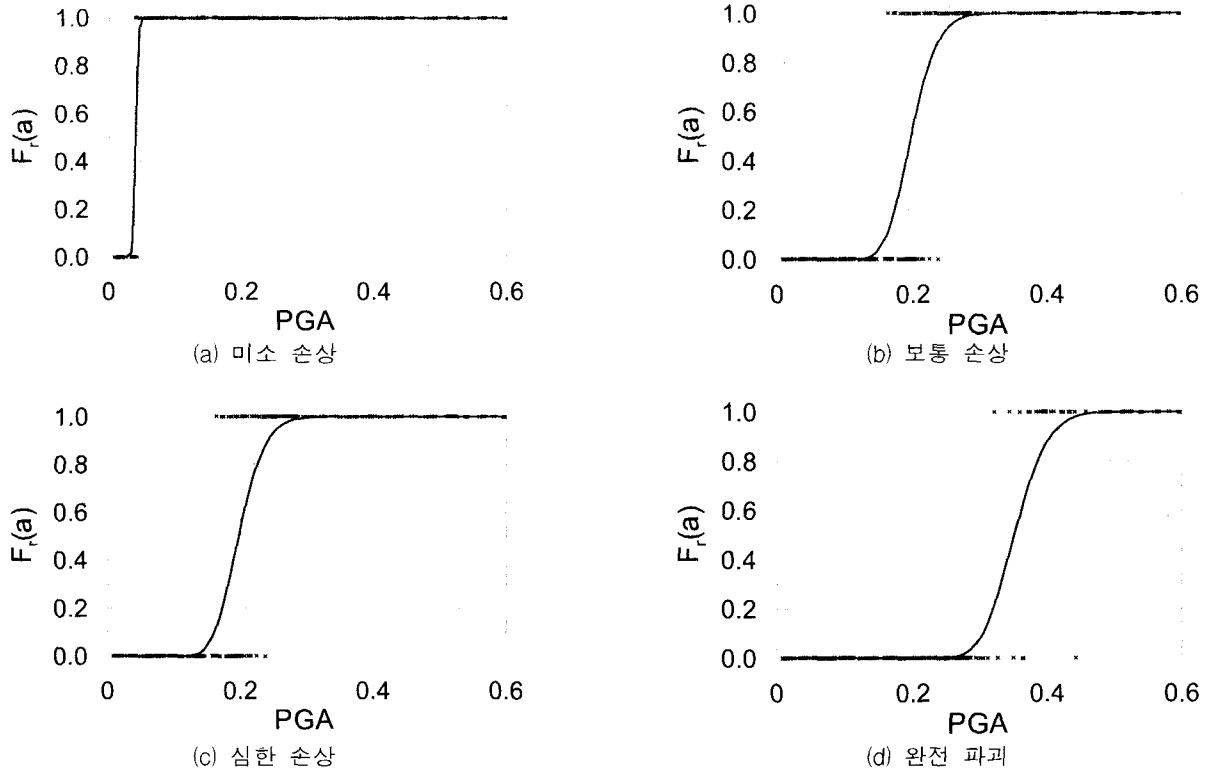


그림 5 에제교량에 대한 지진취약도 분석 결과 (x : 샘플링 자료)

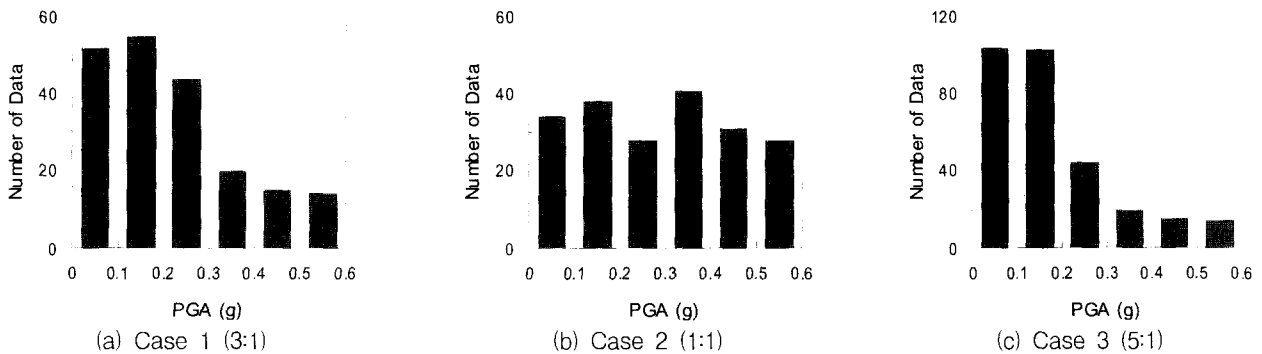


그림 6 입력지진의 PGA 분포

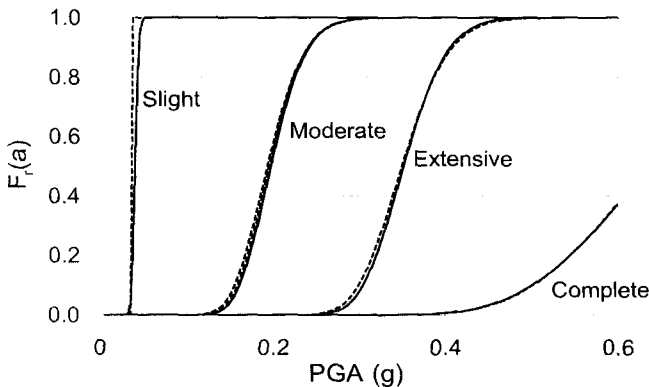


그림 7. 입력지진의 PGA 분포에 따른 지진취약도 곡선 (-: Case 1(3:1분포), : Case 2(1:1분포), --: Case 3(5:1분포))

그림에서 알 수 있듯이 입력지진의 PGA 분포에 따른 지진취약도는 크게 차이가 없음을 알 수 있고, 중앙값을 이용하여 그 차이를 비교해 볼 때 5% 이내의 차이를 가지고 있는 것으로 분석되었다. 이는 충분히 많은 지진자료를 이용하여 지진

취약도 분석을 수행하는 경우, 그 분포에 크게 민감하지 않음을 의미한다.

3.4.3 지반가속도 산정 위치에 따른 지진취약도 분석 결과 비교

3.2절에서 암반노두에서의 지반운동을 지표면에서의 지반운동으로 증폭시킨 후 3.3절에서는 이러한 증폭된 지반운동을 입력지진으로 이용하였으며, 해석시의 입력지진은 지표면 거동으로 하되 지진취약도 분석은 3.2절에서의 지진위험도 산정을 위하여 암반노두 거동에 대하여 수행하였다. 본 절에서는 이 둘 중 어떤 지반운동을 기준으로 택하는가에 따라 지진취약도 분석 결과가 어떻게 달라지는가를 보이고자 한다. 표 3은 각 지반운동에 대하여 PGA 산정 위치에 따른 중앙값을 비교하였다. 암반노두에서 기반암을 거쳐 지표면으로 이어지는 지반 증폭에 대하여 3.2절의 표 1을 보면 0.005~0.6g 범위의 200개 입력지진에 대한 암반노두에서의 PGA와 지표면에서의 PGA 사이의 평균 증폭비는 2.29였으며, PGA 산

정위치에 따른 지진취약도의 중앙값 역시 이 절에서 중앙값의 비교 결과는 그 증폭비와 유사하게 나타났다.

표 3 PGA 산정 위치에 따른 지진취약도의 중앙값 (g) 비교

손상 상태	암반노두 지반가속도	지표면 지반가속도	중앙값 증가율
미소 손상	0.039	0.088	2.26
보통 손상	0.197	0.453	2.30
심한 손상	0.351	0.728	2.07
완전 손상	0.638	1.403	2.20

3.5 예제 교량에 대한 지진위험도 분석 결과

3.5.1 지진재해도

특정 위치에 시공된 교량에 대한 손상확률을 산정하는 지진취약도 분석이 더욱 의미를 가지기 위해서는, 그 지역에서의 지진에 대한 발생확률까지 고려된 지진위험도 분석이 필요하며, 이를 위해서는 지진발생빈도에 대한 정보인 지진재해도가 요구된다. 이 논문에서 사용한 지진재해지도는 미국의 원자력 발전소 부지 평가에 널리 사용되어 온 평균적 재해도 작성 방법을 통하여 실제 한반도에서 발생한 역사지진과 계기지진 등을 고려하여 평균재현주기 각각 50, 100, 200, 500, 1000, 2400, 4800년의 지진지반운동에 대하여 산정된 지도이다.⁽¹²⁾

3.5.2 a_0 와 a_{max} 에 따른 손상발생확률 비교

한번의 지진 발생에 대한 손상발생확률은 식 (13)에 의하여 계산된다. 이 식에서의 지진위험도 산정을 위하여 고려하는 지반가속도의 하한 및 상한치인 a_0 와 a_{max} 에 대하여 이 논문에서는 3.2절에서 작성한 인공지진의 범위($a_0 = 0.005g$, $a_{max} = 0.6g$)를 이용하고 있으며, 이는 국내 지진 발생 가능성을 고려하여 결정된 값이다. 이러한 결정의 타당성을 확인하기 위하여 a_0 와 a_{max} 값을 변화시켜가며 손상발생확률을 산정하였다.

예제 교량이 위치한 지역이 순천이므로 지진재해지도로부

표 4 평균재현주기에 따른 순천지역에서의 PGA(a)

평균재현주기 (년)	PGA (g)
50	0.024
100	0.042
200	0.055
500	0.085
1000	0.114
2400	0.155
4800	0.196

터 이 지역에서의 평균재현주기에 따른 PGA를 구하면 표 4와 같고, 그림 8에서는 이를 토대로 산정한 한 번 발생한 지진의 PGA에 대한 확률밀도함수를 나타내었다. 그림 8(a)의 $F_A(a)$ 는 평균재현주기의 의미가 연간 그 이상 되는 크기의 지진이 발생할 확률의 역수임을 근거로 구해졌다. 이러한 PGA의 조건부 확률밀도함수를 3.4절의 지진취약도 분석 결과와 결합하여 손상상태별 손상발생확률을 구한 것이 표 5에 나타나 있다.

표 5 손상발생확률

손상상태	1회 지진	50년	100년
미소 손상	9.81×10^{-3}	3.69×10^{-1}	6.02×10^{-1}
보통 손상	2.70×10^{-4}	1.24×10^{-2}	2.47×10^{-2}
심한 손상	5.44×10^{-5}	2.55×10^{-3}	5.10×10^{-3}
완전 손상	9.53×10^{-5}	4.46×10^{-3}	8.90×10^{-3}

먼저, $a_{max} = 0.6g$ 로 고정시키고 a_0 값을 0.001g, 0.005g, 0.01g, 0.02g, 0.05g로 각각 변화시키며 1회 지진, 50년간, 100년간에 대한 각각의 손상발생확률을 구하고, 이를 그림 9에서 정리하였다. 이 때, 한번의 지진발생에 의한 손상발생확률은 a_0 에 크게 의존하지만 연간지진발생횟수(λ_E)가 고려되지 않았기 때문에, 비교의 의미가 크게 없으며, 분석결과 50년간의 손상발생확률과 100년간의 손상발생확률의 경향이 거의 일치하므로 여기서는 100년간의 손상발생확률만을 비교하였다. 그림 10a에서 보이는 바와 같이, a_0 가 0.001-0.005g

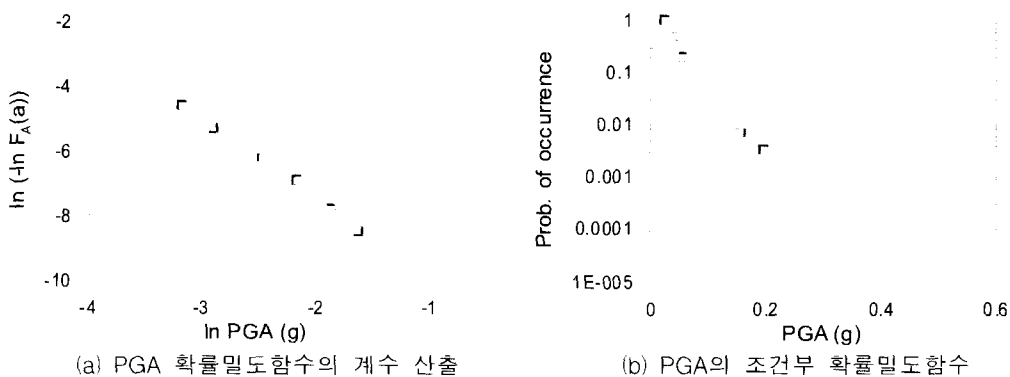


그림 8 지진발생시 PGA의 조건부 확률밀도함수

의 값을 가질 때에는 손상발생확률의 산정에 대하여 a_0 의 영향이 거의 없는 것으로 나타났다. 여기서 a_0 값을 크게 가정한다는 것은 그 이하의 지진은 무시할 수 있는 수준의 미소지반진동으로 고려하는 것이므로, a_0 를 너무 크게 고려하는 것은 바람직하지 않다. 이는 그림 9a에서 a_0 가 0.01g 이상인 경우에 대하여 미소 손상과 보통 손상의 발생확률이 다른 경우들에 비해 낮게 평가된 것, 즉 내진성능을 과대평가하는 것으로 잘 설명될 수 있다. 그러나 비교적 고수준의 손상상태에 대해서는 a_0 의 영향이 없음도 보여진다. 이는 고수준의 손상을 유발하는 입력지진의 크기는 a_0 보다 훨씬 크기 때문에 이의 영향을 받지 거의 받지 않는 것으로 해석할 수 있다. 따라서, 이 논문에서 가정된 a_0 값은 타당한 범위 내에 속하며, 이를 이용하여 손상발생확률을 산정하는 것 역시 합당하다고 결론지을 수 있다.

또한, $a_0 = 0.005g$ 로 고정한 경우, 0.5g, 0.6g, 0.7g, 0.8g의 a_{max} 에 대하여 1회 지진, 50년간, 100년간에 대한 손상발생확률을 계산하였으며, 이중 100년간의 손상발생확률을 그림 10b에서 정리하였다. 그림 9b에서 보이는 바와 같이, a_{max} 가 0.6g 이상으로 설정되어 있을 때에는 손상발생확률에 대한 a_{max} 의 영향이 거의 없는 것으로 나타났다. 그림 9a과 비교할 때, a_{max} 는 a_0 에 비하여 그 영향력이 거의 없으며, 이는 한반도 재해도로 분석한 결과 암반노우에서 0.6g 이상의 지진이 발생할 확률이 거의 0에 가깝기 때문인 것으로 해석할 수 있다. 이 논문에서 가정된 a_{max} 값은 타당한 범위 내에 속하며, 이를 이용하여 손상발생확률을 산정하는 것 역시 합당하다고 결론지을 수 있다.

4. 내진받침의 효과 및 지역특성을 고려한 교량의 지진위험도 평가

4.1 지진위험도를 이용한 내진받침의 지진저감효과 검토

4.1.1 내진받침이 설치된 교량의 제원

내진교량받침을 설치하지 않은 예제교량에서는 중앙 교각(P2) 상단이 힌지, 나머지 두 교각(P1, P3)과 교대(A1, A2)에 롤러가 설치되어 있다. 이 교량 이외에 내진받침을 설치한 2가지 경우를 추가하여 지진안전도를 평가함으로써 내진받침

의 지진저감효과를 평가하였다. 내진받침이 설치되지 않은 교량을 "모델 1"로 설정하고, "모델 2"는 교대(A1, A2)와 2개 교각(P1, P3)의 상부에 마찰포트받침(Friction Pot Bearing: FPB)을 설치하고, 중앙 교각(P2)의 상부 지지 조건은 힌지로 유지한 경우이며, "모델 3"은 모든교대와 교각 상부에 마찰진자받침(Friction Pendulum System:FPS)을 설치한 경우이다.

예제 교량의 교각에 표 6의 특성을 갖는 마찰포트받침을 설치하였다. 이 때, 각 교각의 상부 지점 조건은 유지하면서 설치하였으므로 중앙 교각(P2)에 집중적으로 재하되던 교축방향의 지진하중이 다른 교각들에 분산되는 효과가 조금은 나타나지만 여전히 집중하게 된다.

마찰진자받침에서 마찰에 대한 특성은 마찰포트받침과 그 물성치가 동일하며, 곡률의 반지름에 대한 정보가 추가적으로 필요하다. 식 (4)에 의해 $T_{desired} = 2$ 초로 설정하여 곡률 반지름을 구하면 0.9969m가 계산되며, 지진하중이 모든 교각에 동등하게 나누어지도록 하기 위하여 마찰진자받침을 모든 교각에 설치하여 지진해석을 수행하였다.

표 6 마찰포트받침의 마찰 특성

입력계수	f_{min}	f_{max}	α	적용교각
사용값	0.03	0.11	25.57	A1, A2, P1, P2

4.1.2 내진받침의 설치에 따른 지진취약도 분석 결과

이 연구에서는 예제교량에 대하여 내진받침이 설치되지 않은 경우(모델 1)와, 교대와 2개의 교각(P1, P3)에 FPB를 설치한 경우(모델 2), 그리고 전 교각과 교대에 FPS를 설치한 경우(모델 3)의 지진위험도를 평가, 분석함으로써 내진받침의 지진 저감 효과를 정량적으로 평가하였다. 200개의 입력지진에 대하여 비선형 동적 해석을 수행하여 각 입력지진에 대한 예제교량의 비선형 요소인 교각연성도를 구하고, 이로부터 각 모델의 지진취약도를 분석하고, 각 모델의 지진취약도와 지진재해도로부터 구한 지진발생확률을 이용하여 한 번 지진발생, 50년, 100년 동안의 지진손상확률을 산정하였다.

그림 10에서는 교각의 손상지수를 정의하는 데에 필요한 교축방향의 회전변위에 대한 내진받침의 효과를 비선형 지진해석 결과를 이용하여 보이고 있다. 내진받침이 각 시간영역

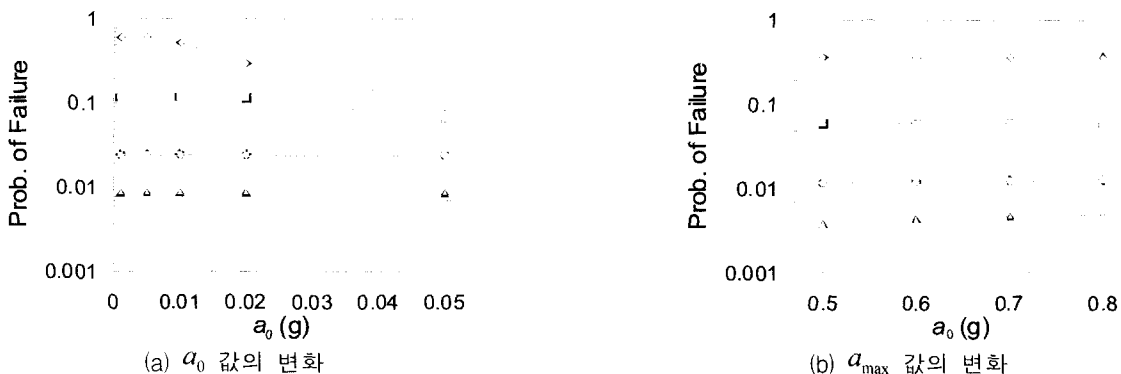


그림 9. a_0 및 a_{max} 값의 변화에 따른 100년간 손상발생확률
(: 미소손상, : 보통손상, : 심한손상, : 완전파손)

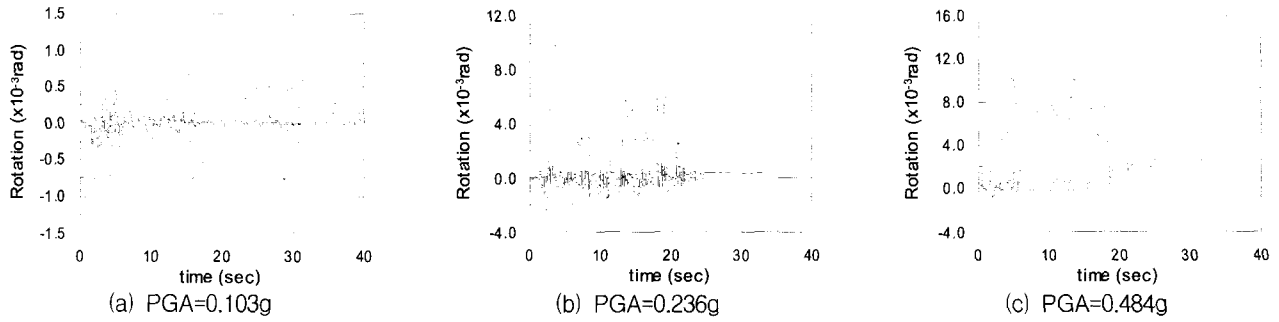


그림 10 PGA 크기에 따른 내진받침의 효과(·: 모델 1, -·-: 모델 2, ···: 모델 3)

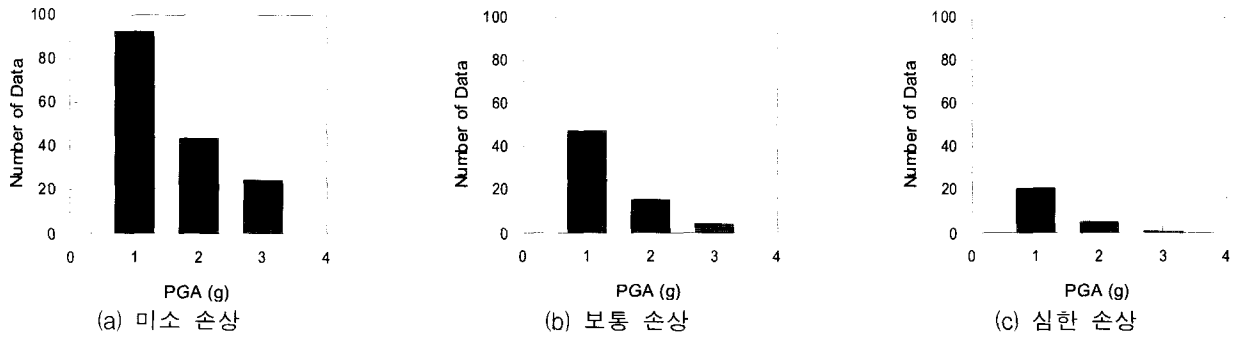


그림 11 각 손상상태보다 큰 손상의 발생빈도

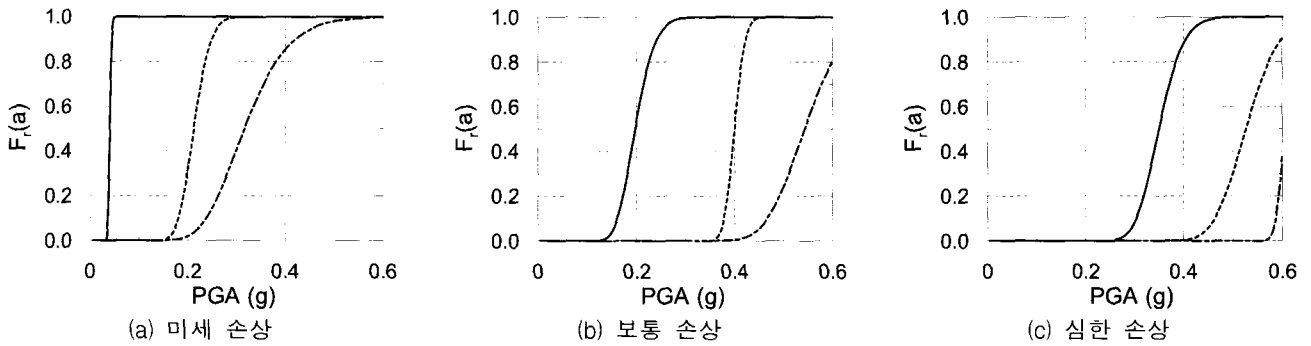


그림 12 내진받침 설치 여부에 따른 지진취약도 곡선(·:예제교량, -·-: FPB설치교량, ···: FPS설치교량)

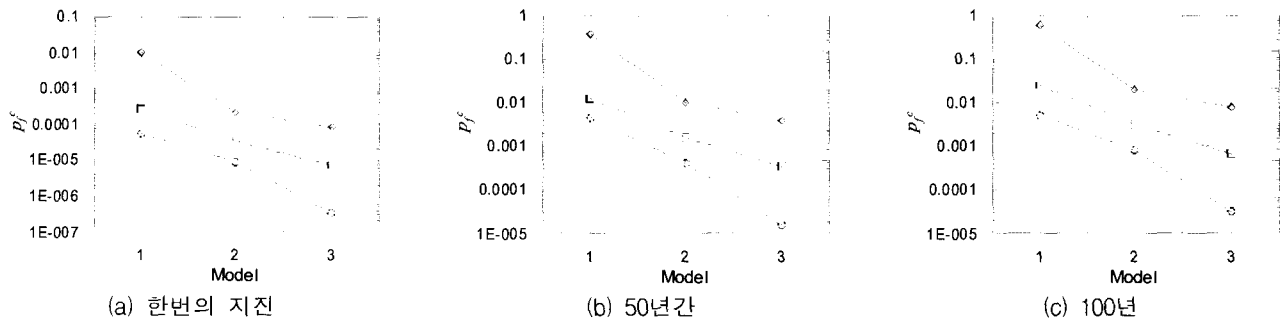


그림 13 손상상태에 따른 손상발생확률(·: 미소손상, -·-: 보통손상, ···: 심한손상)

에서의 변위뿐만 아니라 잔여변위에도 효과가 있음을 알 수 있다. 200개의 입력지진에 대하여 모델별 각 손상상태 이상의 손상이 발생하는 빈도(%)를 그림 11에서 비교하였다.

그림 12에서는 내진받침 설치 여부에 따른 지진취약도 곡선을 비교하였다. 교대(A1, A2)와 두 교각(P1, P3)의 상부에 FPB를 설치하고 중앙 교각(P2)의 상부 지지 조건은 힌지로 유지한 모델 2의 경우에는 그 중앙값이 미소손상, 보통 손상, 심한 손상의 각 손상단계에서 내진받침을 설치하지 않은 모델 1에 비해 각각5.4배, 2.0배, 1.5배 증가한 것으로 나타났다.

다. 한편, 전 교대와 교각에 FPS를 설치한 모델 3의 경우에는 그 중앙값이 각 손상 상태에 대해 모델 1의 8.1배, 2.8배, 1.7배로 증가하였다. 지진취약도 분석에서 중앙값은 특정 손상 상태가 발생할 확률이 50%인 입력지진의 크기(여기서는 PGA)를 의미하므로, 중앙값의 증가는 더 큰 입력지진에서 같은 단계의 손상이 발생한다는 것으로서, 내진받침에 의하여 지진저항력, 즉 내진성능이 증가하였다는 의미로 해석될 수 있다.

그림 13, 14에서는 내진받침 설치 여부에 따른 지진위험도

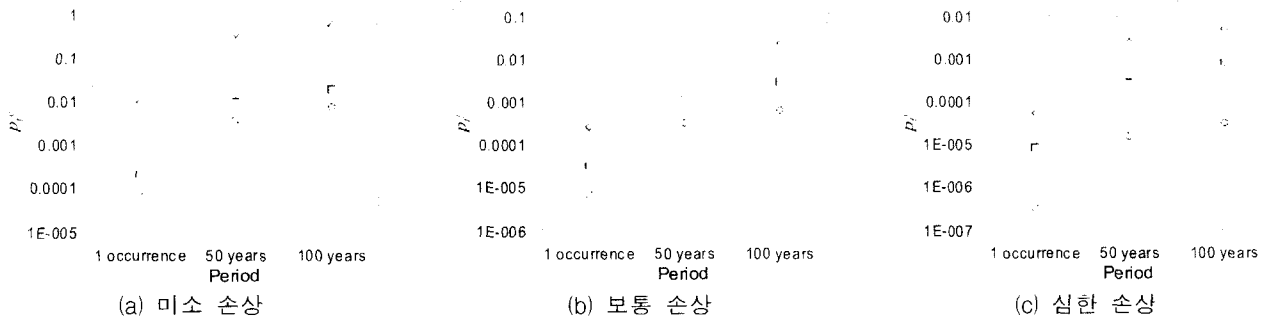


그림 14 기간별 손상발생확률(: 모델 1, : 모델 2, : 모델 3)

를 비교하였다. 그림에서 나타난 바와 같이 FPB나 FPS는 미소 손상을 줄이는 데에는 큰 효과가 있으나 보통 손상에 대해서는 내진성능 보강효과가 다소 줄어들었으며, 심한 손상에 대해서는 FPS만이다시 그 효과가 늘어났음을 알 수 있다. 우리나라에 발생 가능한 중소 규모의 지진에 대해서는 두 장치 모두 효과를 거둘 수 있을 것으로 사료된다.

4.2 지역(순천/서울/목포)에 따른 손상발생확률 비교

지진재해지도로부터 순천, 서울, 목포에 대한 평균재현주기에 따른 최대지반가속도 값을 읽고(표 7), 이로부터 지진 발생시 PGA의 조건부 확률밀도함수를 구한 것을 그림 15에서 비교하였다. 그림 15를 볼 때, 순천과 목포의 PGA의 조건부 확률밀도함수가 비슷한 경향을 보이고 있으며, 서울의 경우 확률값이 오히려 약간 낮게 산정되고 있음을 알 수 있다. 이는 순천과 서울이 내진시방서에서 같은 내진구역 I이며, 목포가 내진구역 II라는 사실에 위배되는 것처럼 보인다. 표 8에서는 PGA의 확률밀도함수 산정 계수를 각 지역별로 비교하였다.

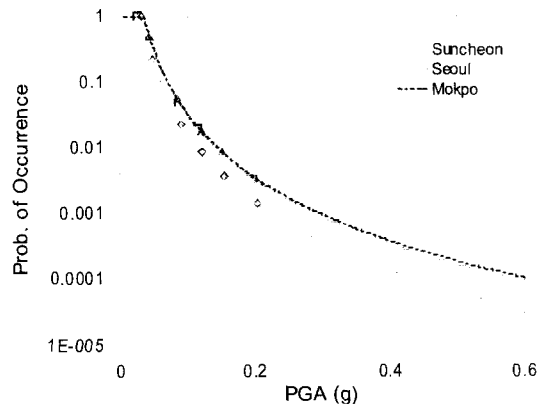


그림 15 PGA의 조건부 확률밀도함수의 지역별 비교

표 7 평균재현주기에 따른 각 지역에서의 최대지반가속도

평균재현주기 (년)	PGA (g)		
	순천	서울	목포
50	0.024	0.03	-
100	0.042	0.047	0.025
200	0.055	0.06	0.042
500	0.085	0.09	0.063
1000	0.114	0.12	0.08
2400	0.155	0.1535	0.12
4800	0.196	0.2024	0.15

표 8 지역별 PGA의 조건부 확률밀도함수 산정 계수

계수	지역		
	순천	서울	목포
α	2.2357	2.4495	2.1893
u	0.00486	0.00673	0.00342
λ_E	0.940	2.073	0.435

* 공통 가정사항: $a_0 = 0.005g$

이러한 지역별 PGA의 확률밀도함수를 예제 교량의 지진 취약도 분석 결과와 결합하여 산출된 각 지역별 손상발생확률을 그림 16에서 제시하였다. 그림 16의 결과는 지진재해도로부터 산정한 평균재현주기별 각 지역의 최대지반가속도를 나타내는 표 7과 그로부터 산출한 지진 발생시 PGA의 조건부 확률밀도함수를 나타내는 그림 15 및 표 8과 관련지을 수 있다. PGA의 조건부 확률밀도함수는 순천과 목포에서 서울보다 높기 때문에 그림 16(a)에서와 같이 1회의 지진 발생에 대한 세 가지 손상상태의 손상발생확률이 순천과 목포에서 더 높게 나타났다. 그러나, n 년간의 손상발생확률(P_i^{n-yr})은 식 (14)와 같이 1회 지진에 대한 손상발생확률 P_i^c 와 $a_0 = 0.005g$ 에 대한 연간 초과발생횟수인 λ_E 의 곱의 함수로 표현되므로 1회의 지진 발생에 대한 경우와는 다소 다른 경향을 보였다. 그림 16(a)와 같이 1회의 지진에 대한 손상확률인 P_i^c 는 PGA의 조건부 확률밀도함수가 높은 순천이 서울보다 월등히 높게 나타났지만, λ_E 가 순천과 서울에서 각각 0.94와 2.076로 순천에서의 값이 서울의 절반 이하이기 때문에 그림 16(b)에서 보이는 바와 같이 순천과 서울에서의 손상발생확률은 10% 미만의 차이로 거의 일정하게 나타났다. 한편, 목포의 경우에는 λ_E 가 0.435로서 지진발생빈도는 낮으나 그림 15에서 알 수 있듯이 PGA의 조건부 확률밀도함수는 높게 나타나, 지진발생횟수는 적으나 지진이 발생하는 경우 그 규모가 다른 지역에 비해 클 것으로 예측되었다. 따라서 한 번의 지진발생에 대한 손상발생확률은 PGA의 조건부 확률밀도함수를 유사하게 가지는 순천에서의 결과와 비슷하게 나타난 반면, 지진발생빈도를 고려하는 100년간의 손상발생확률

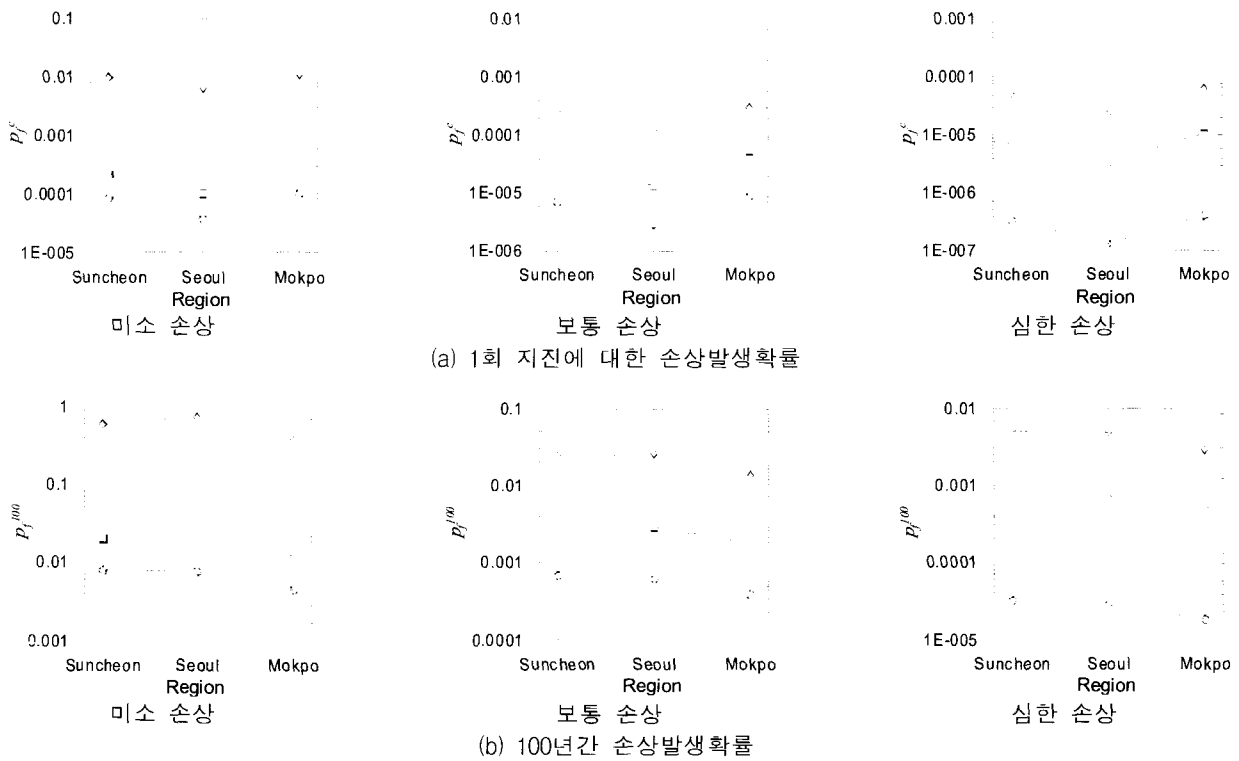


그림 16 지역별 손상발생확률 비교(: 예제교량(모델1), :FPB설치교량(모델2), :FPS설치교량(모델3))

산정에 있어서는 순천과 서울이 거의 같은 결과를 보인 것에 비해 목포에서는 이보다 낮은 결과를 보였다.

이 세 지역은 도로교 시방서의 지진지역 구분상 각각 순천과 서울은 구역 I, 목포는 구역 II로 분류되어 있으며, 현재 도로교 시방서의 지진구역계수는 500년 지진에 대하여 구역 I에 대해서는 0.11, 구역 II에 대해서는 0.07을 취하도록 규정하고 있다. 즉, 순천과 서울은 그 지역 내에서의 교량에 대하여 동일한 내진설계 기준을 따르고 있으며 목포의 경우에는 이보다 낮은 기준에 따라 설계되고 있다.

예제교량과 예제지반이 순천, 서울에 위치하는 각 경우에 대해서는 지진 발생시 순천에서의 확률밀도함수가 더 크므로 한 번의 지진발생을 고려할 시에는 동일한 내진설계 기준을 따르는 것이 위험할 수도 있다. 또한 순천이나 서울보다 더 낮은 내진설계 기준을 적용하는 지역인 목포에 위치하는 경우에 대해서는 한 번의 지진발생에 대한 손상발생확률이 순천보다 높은 경향을 보여 한 번의 지진발생에 대한 위험은 오히려 더 높음을 알 수 있다. 그러나 장기적으로 평가하여 교량의 사용기간이 일반적으로 100년 이상인 점을 감안할 때에는 순천과 서울에서의 100년간 손상발생확률이 거의 일정한 것으로 보아 이러한 내진설계 기준이 현실성 있는 것이라 할 수 있다. 또한, 도로교 시방서에서 구역 II로 규정하여 더 낮은 설계기준을 적용하고 있는 목포의 경우에는 장기적인 손상발생확률이 낮게 나타나 이 역시 도로교 시방서의 구역설정을 뒷받침해준다.

7. 결 론

이 연구에서는 지진의 최대 지반가속도에 따른 구조물의

손상 가능성을 확률적으로 나타내는 지진취약도 분석을 통하여, 교량의 지진위험도를 평가하였다. 지진취약도 분석에 필요한 구조물의 손상도 지수를 교각의 회전연성도로 택하고, 교축 방향의 다양한 입력 지진에 대하여 비선형 동적 거동 해석에 의해 얻어진 교각의 회전변위를 통하여 구하였다. 이때, 교량이 건설된 지역에서의 설계 지진이 정의되는 암반노두에서의 지반가속도에 대하여 평가하였다. 한반도의 역사지진 및 계측지진 자료를 토대로 작성된 지진재해지도로부터 해당 지역에서의 평균재현주기별 최대지반가속도를 산출한 후, 이로부터 PGA의 조건부 확률밀도함수를 계산하고, 이를 지진취약도 분석 결과와 결합하여 1회의 지진 발생, 50년 및 100년 기간 내의 교량의 손상발생확률을 산정하였다. 나아가, 같은 교량에 대하여 내진받침인 마찰포트받침과 마찰진자받침을 이용하여 내진보강을 한 경우에 대한 분석을 수행하고 그 효과를 지진취약도 및 위험도 분석을 통해 정량적으로 살펴보았다. 지진위험도 산정은 순천, 서울, 목포의 세 지역에 대하여 수행하고 그 결과를 비교하였다. 본 논문의 연구 결과는 다음과 같이 요약할 수 있다.

- (1) 지진취약도 분석을 위해 선정한 표본 입력 지진의 PGA 분포를 달리 적용하였을 경우, 지진취약도 분석 결과에서는 중앙값을 기준으로 볼 때 5% 이내의 차이의 차이를 가지고 있으며, 따라서, 이 연구에서 사용한 지진취약도 분석 방법이 표본 지진의 PGA 분포에 대하여 일관성을 가지고 있음을 확인하였다.
- (2) 지반 증폭 현상에 대하여 지반증폭비는 PGA 크기가 증가함에 따라 낮아지는 경향을 보였다. 암반노두에서의 PGA와 지표면에서의 PGA 사이의 평균 증폭비는

2.29였으며, 지진취약도 분석에서의 각 경우의 중앙값 비교 결과는 그 증폭비와 유사하게 나타났다.

- (3) 지진위험도 산정시의 두 가지 변수 a_0 와 a_{max} 에 대하여 다양한 값을 가정하여 분석을 수행한 결과, 이 논문에서 가정한 a_0 와 a_{max} 값은 타당한 것으로 판단되며, 이를 이용하여 손상발생확률을 산정하는 것 역시 합당하다고 판단된다.
- (4) 교각 P1, P3의 상부에 FPB를 설치하고 P2의 상부 지지 조건은 힌지로 유지한 모델 2의 경우에는 그 중앙값이 각 손상 단계에서 내진받침을 설치하지 않은 경우(모델 1)에 비해 각각 5.4배, 2.0배, 1.5배 증가한 것으로 나타났다. 한편, 전 교각(P1, P2, P3)에 FPS를 설치하고 세 교각 모두 동일한 상부 지점 조건을 부여한 경우(모델 3)에는 그 중앙값이 각 손상 상태에 대해 모델 1의 8.1배, 2.8배, 1.7배로 증가하였으므로, 내진받침에 의하여 지진저항력, 즉 내진성능이 증가하였다는 의미로 해석될 수 있다.
- (5) FPB와 FPS는 미소 손상을 줄이는 데에는 큰 효과가 있으나, 보통 손상에 대해서는 내진성능 보강효과가 다소 줄어들었으며, 심한 손상에 대해서는 FPS만이 효과적이었다. 우리 나라에 발생 가능한 지진 규모에서는 두 장치 모두 효과를 거둘 수 있을 것으로 판단된다.
- (6) 예제 교량이 순천, 서울, 목포에 건설되었다고 가정했을 때, 각 지역에 대한 지진재해도로부터 추정된 PGA가 a_0 이상 되는 지진 발생의 PGA의 확률밀도함수의 크기는 목포, 순천, 서울 순으로 작아지는 것으로 구해졌다. 반면 각 지역에서의 연간 지진발생횟수(λ_f)는 서울, 순천, 목포 순으로 구해졌다. 결과적으로 마찰진자받침이 전 교각에 설치된 모델 3에서 100년간 교량에 미소 손상이 발생할 확률은 순천, 서울, 목포에 대하여 각각 7.84×10^{-3} , 7.61×10^{-3} , 4.35×10^{-3} 로 구해졌다. 도로교 시방서상에 서울과 순천은 지진구역 I, 목포는 지진구역 II로 구분되어, 500년 지진에 대한 지진계수가 0.11g, 0.07g로 규정되어 있다. 이 규정은 100년간의 교량의 손상발생확률을 감안할 때, 타당한 것으로 판단된다.

감사의 글

이 연구는 과학기술부 특정연구개발과제인 인위재해방재 기술개발사업에 의하여 수행되었으며, 저자는 이에 대하여 감사사를 드립니다.

참고 문헌

1. Kennedy, R. P. and Ravindra, M. K., "Seismic Fragilities for Nuclear Power Plant Risk Studies," *Nuclear Engineering and Design*, Vol.79, 1984, pp. 47-68.
2. Dimova, S. and Hirata, K., "Simplified Seismic Fragility Analysis of Structures with Two Types of Friction Devices," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.29, 2000, pp. 1153-1175.
3. 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.
4. Shinozuka, M., Hwang, H., and Reich, M., "Reliability Assessment of Reinforced Concrete Containment Structures," *Journal of Nuclear Engineering and Design*, Vol. 80, 1984, pp. 247-267.
5. 건설교통부, 도로교표준시방서, 한국도로교통협회, 1999.
6. 이진학, 김상훈, 윤정방, Shigeru Kushiya, "지진취약도 분석을 위한 확률밀도함수 보간 기법", 대한토목학회 논문집, Vol. 24, No. 2A, 2004, pp. 391-399.
7. 최은수, 최일윤, "매개변수를 고려한 강도로교의 취약도 분석", 한국지진공학회 학술발표회 논문집, Vol. 7, No. 2, 2003, pp. 334-340.
8. 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.
9. Choi, E., DesRoches, R. and Nielson, B., "Seismic Fragility of Typical Bridges in Moderate Seismic Zones," *Engineering Structures*, Vol. 26, No. 2, 2004, pp. 187-199.
10. Park, Y.J., and Ang, A.H-S. "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete," *Journal of Structural Engineering*, Proceedings of ASCE, Vol. 111, 1985, pp. 722-739.
11. Kim, S. H. and Shinozuka, M., "Development of Bridges Retrofitted by Column Jacketing," *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol.19, No.1, 2004, pp. 105-112.
12. 건설교통부, 내진설계기준연구(II): 내진설계성능기준과 경제성평가, 1997.
13. HAZUS., *Earthquake Loss Estimation Methodology, Technical Manual*, National Institute of Building for the Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 1997.
14. Gasparini, D., and Vanmarcke, E.H., "Simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra," Dept. of Civil Engineering, Massachusetts Inst. of Technology, Cambridge, 1976.
15. Idriss, I. M. and Sun, J. I., *User's Manual for SHAKE91*, Center for Geotechnical Modeling,

- Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, 1992.
16. Scott, B. D., Park, R., and Priestley, M. J. N , "Stress-Strain Behaviour of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates," *ACI*, Vol. 79, No. 1, 1982, pp. 13-27.
 17. Mattock, A. H., Discussion of "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams," by W. G. Corley, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.93, ST2, 1967, pp. 519-522.
 18. 김영석, 임종성, 윤정방, 김두훈, "PTFE 활동판-고무링 지진 격리받침이 설치된 교량의 진동대 실험 및 단순해석법", *대한토목학회 논문집*, Vol. 19, No. 1-6, 1999, pp. 899- 906.
 19. Kim, Y. S., "Experimental Study of the Friction Pendulum System in Bridge Seismic Isolation," Master Dissertation, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, State University of New York, Buffalo (NY), 1993.
 20. Constantinou, M. C., Mokha, A., and Reinhorn, A. M., "Teflon Bearings in Base Isolation II: Modeling," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.116, No. 2, 1990, pp. 455-474.