

지반특성을 고려한 FCM 교량의 지진취약도 분석

Seismic Fragility Analysis of a FCM Bridge Considering Soil Properties

김재천¹⁾ · 변지석²⁾ · 신수봉³⁾

Kim, Jae-Cheon · Byeon, Ji-Seok · Shin, Soobong

국문 요약 >> 본 연구에서는 확률적 지진취약도 분석방법을 3경간 FCM 교량에 적용하여 지반특성에 따른 지진취약 교각의 위치와 교각 상·하부에서의 소성힌지 발생 상태를 수치예제 결과의 분석을 통해 평가하였다. 이를 위해, 취약도 곡선을 최대지반가속도(PGA)의 변수에 대한 대수정규분포 함수로 가정하고 대수정규분포 함수의 주요 계수인 중앙값과 대수표준편차는 최우도추정법(Maximum Likelihood Method)으로 구하였다. 또한 지점별 상이한 지반특성은 「도로교표준시방서」에 제시되어 있는 지반의 등가 스프링을 사용하여 해석모델에 반영하였으며, 지진취약도 분석에 필요한 구조물의 손상지수로 교각의 소성힌지에서의 회전연성도를 이용하였다.

주요어 지반특성, 취약도 곡선, 최우도추정법, 회전연성도, 등가 스프링

ABSTRACT >> This study investigates the influence of various soil properties on the seismic performance of a three-span FCM bridge. Piers that are vulnerable to seismic vibration are identified through numerical study of plastic hinges possibly occurring at the top and bottom of the piers. The fragility curve is obtained as a lognormal distribution function with respect to peak ground acceleration(PGA). The median and logarithmic standard deviation, which are two parameters of a lognormal distribution function, are estimated using the maximum likelihood method. In order to consider the different soil properties of each support, an equivalent spring based on the Korean Standard Specifications for Highway Bridges(KSSHB) is adopted in this study. For seismic fragility analysis, the rotational ductility demands of bridge piers are used as a damage index of the structure.

Key words soil properties, fragility curve, maximum likelihood method, rotational ductility demand, equivalent spring

1. 서론

최근 들어, 우리나라에서도 비교적 강한 진동을 동반한 지진이 자주 발생하고 있어 교량, 댐, 원자력 발전소 등의 사회기반시설물에 대한 지진피해로 인한 붕괴 및 기능손실은 그 사회적, 경제적 파급효과가 매우 크다.⁽¹⁾ 따라서 구조물의 사회적, 경제적 중요도 및 보수·보강에 따른 수익성 등을 종합적으로 고려한 합리적인 내진성능의 평가가 필요하다.

그동안 구조물에 대한 내진해석 및 평가가 기초와 지반의 특성을 무시하고 기초가 매우 단단한 것으로 가정하고 수행된 경우가 있었다. 하지만, 지진발생 시 구조물은 자체 진동

특성 이외에도 지반의 영향을 받게 되어 구조물의 동특성이 변하게 되고 결과적으로 지진응답이 증폭 또는 감소될 수 있으며, 지진에 의해 구조물 지지점에 작용되는 지반운동은 진원에서 부지(Site)까지 지진파가 전달되는 경로에 따라 지지점에서 지반운동이 서로 다르게 되며 특히 교량과 같이 지지점이 상대적으로 멀리 떨어진 구조물의 경우 지진응답에 있어서 서로 다른 지반특성이 매우 큰 영향을 미칠 수 있다.⁽²⁾

또한 구조물에 대한 기존의 내진설계 및 성능평가에 있어서는 주로 구조물의 모드특성을 고려한 응답스펙트럼해석 혹은 비선형 정적해석법인 Pushover해석을 통한 역량스펙트럼법(Capacity Spectrum Method, CSM)을 이용하여 구조물의 내진성능을 평가하는 경향이 있지만 지진은 그 발생 특성상 예측이 불가능한 확률적 발생특성을 가지고 있어서 지진발생의 불확실성을 고려할 수 있는 확률론적 처리가 필요하다.

지진취약도 분석은 임의의 지진에 의한 구조물의 내진성능을 확률론적으로 평가한 것으로, 내진성능 평가에 있어서

¹⁾ 인하대학교 토목공학과 박사과정

²⁾ 정회원·삼성지구환경연구소 차장

³⁾ 정회원·인하대학교 토목공학과 부교수

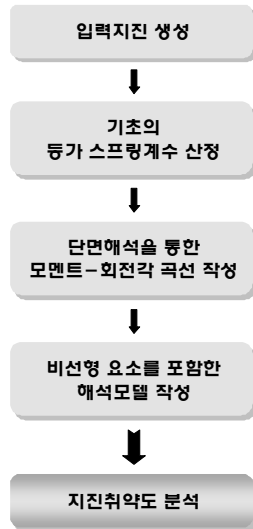
(대표저자: sbshin@inha.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2008년 8월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2008. 3. 24 / 수정일 1차 : 2008. 6. 2, 2차 : 2008. 6. 19 / 게재확정일 : 2008. 6. 19)

매우 유용하게 사용될 수 있다.

따라서 본 연구에서는 그림 1에서와 같은 절차에 따라 상이한 지반특성이 FCM 교량의 내진성능에 미치는 영향을 지진취약도 분석방법으로 평가하고 그 결과를 분석하였다. 그리고 손상상태별 지진재해도를 평가하였다.



〈그림 1〉 지진취약도 분석 절차

2. 지진취약도 분석기법

2.1 지진취약도 분석방법

지진취약도 분석을 위한 절차는 접근방법에 따라 Zion 방법^{(5),(17)}, SSMRP 방법^{(5),(17)}, BNL 방법⁽⁵⁾ 등 다양하나 본 연구에서는 Shinozuka 등^{(14),(15)}이 제안한 방법을 이용하여 지진취약도 분석을 수행하였다.

Shinozuka 등^{(14),(15)}이 제안한 지진취약도 분석방법은 PGA, PGV 등의 변수에 대한 지진취약도 곡선을 식 (1)과 같이 대수정규분포 함수(Log-Normal Distribution function)의 누적확률의 형태로 제안하고, 대수정규분포 함수의 두 가지 주요 계수인 중앙값(Median)과 대수표준편차(Log-Standard Deviation)는 최우도추정법(Maximum Likelihood Estimate)으로 구하고 있다.

$$F_k(a) = \Phi \left[\frac{\ln(a/c_k)}{\zeta_k} \right] \quad (1)$$

여기서, a 는 최대지반가속도(PGA)를 나타내는 변수이고, $F_k(a)$ 는 대수정규분포 함수의 누적확률 분포이며, (c_k, ζ_k) 는 손상단계 k 에 대한 중앙값과 대수표준편차이다.

이 때, 우도함수(Likelihood Function)는 대수정규분포로 가정한 식 (1)을 i 번째 데이터에 대해 적용시켜, 손상이 발

생되었을 경우엔 손상에 대한 확률 $\{F_k(a_i)\}$ 을 증가시키고 손상이 발생되지 않았을 경우엔 손상이 일어나지 않을 확률 $\{1 - F_k(a_i)\}$ 을 증가시키도록 식 (2)와 같이 정의할 수 있다.

$$L = \prod_{i=1}^N [F_k(a_i)]^{x_i} \cdot [1 - F_k(a_i)]^{1-x_i} \quad (2)$$

여기서, $F_k(a_i)$ 는 손상상태 k 에 대한 지진취약도이고, a_i 는 구조물에 가해지는 지진하중의 최대지반가속도이며, x_i 는 구조물의 손상등급별 손상상태에 대한 해당여부로 손상이 없으면 0, 손상이 있으면 1의 값을 갖는다. N 은 총 입력 지진의 개수이다.

대수함수는 단조증가함수이므로, 우도함수에 대수를 취하여 대수정규분포 함수의 중앙값(c_k)과 대수표준편차(ζ_k)를 구할 수 있다.

$$\ln L = \sum_{i=1}^N [x_i \ln F_k(a_i) + (1-x_i) \ln \{1 - F_k(a_i)\}] \quad (3)$$

$$\frac{\partial \ln L}{\partial c_k} = \frac{\partial \ln L}{\partial \zeta_k} = 0, \quad k = 1, 2, \dots, N_s \quad (4)$$

여기서, N_s 는 총 손상단계를 의미한다.⁽⁸⁾

2.2 손상상태 기준

교량의 경우, 각 교각의 회전연성도, 교량받침의 변위⁽⁹⁾, Park and Ang의 손상 모형⁽¹²⁾ 등의 다양한 손상지수를 통하여 지진취약도 분석을 수행하고 있다.

본 연구에서는 교량의 지진취약도 분석에 필요한 구조물의 손상지수로 식 (5)와 같이 교각의 소성힌지에서의 회전연성도를 이용하였다.

$$\mu = \theta / \theta_y \quad (5)$$

여기서 θ 는 소성힌지에서의 회전각이고, θ_y 는 항복점에 해당하는 교각의 회전각이다.

교량의 손상등급은 표 1과 같이 HAZUS⁽¹¹⁾에서 제안한 기준을 고려하여 각 등급에 대한 지진취약도 분석을 수행하였다.⁽⁸⁾

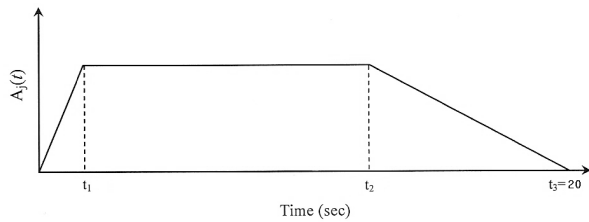
〈표 1〉 교량의 손상등급

손상 상태	내 용	회 전 연 성
미 소 손 상	균열 및 콘크리트 부분 손실	$1.0 \leq \mu < 5.0$
보 통 손 상	상당한 균열 및 콘크리트 손실	$5.0 \leq \mu < 10.0$
심 한 손 상	교각 기능 상실	$10.0 \leq \mu < 20.0$
완 전 붕 괴	교각 붕괴	$20.0 \leq \mu$

3. 지반특성을 고려한 지진취약도 분석 모델

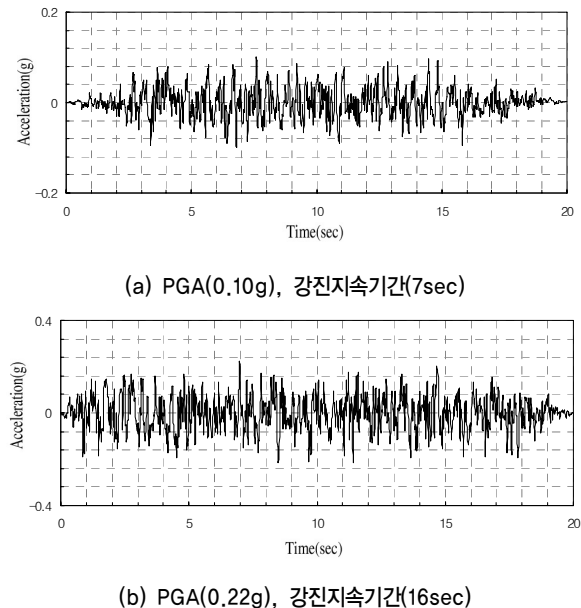
3.1 인공지진파 생성

본 연구에서는 내진설계기준연구(II)⁽³⁾의 표준 설계응답 스펙트럼(5% 감쇠비)을 만족하는 기반암 노두에서의 인공지진을 생성하기 위해서 입력지진의 PGA와 그림 2와 같은 사다리꼴 형상의 인공포락곡선을 불확실한 인자로 보고 이들을 변화시켜 다수의 인공지진을 생성하였다.



〈그림 2〉 사다리꼴 형상의 인공포락곡선

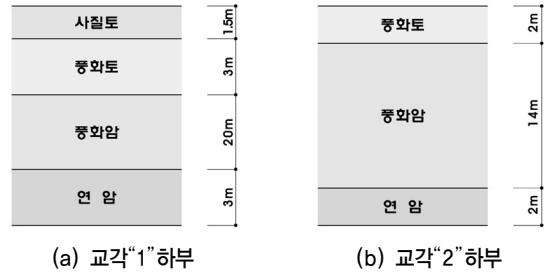
사다리꼴 형상의 인공포락곡선의 경우, 20초의 지진지속 시간 중 강진지속기간을 7초, 9초, 12초, 14초, 16초로 변화를 주었다. 각 강진지속기간당 2개씩, 총 10개의 인공지진 포락곡선을 만들고 표준 설계응답스펙트럼에 준하여 각 포락곡선당 15개씩 총 150개의 기반암 노두에서의 인공지진을 그림 3과 같이 생성하였다. 이 때, 기반암 노두에서의 인공지진 생성을 위해 지진구역이 I에 해당하는 지진계수 C_a 와 C_v 값을 암반인 S_B 에 해당하는 값으로 입력하였다.



〈그림 3〉 기반암 노두에서의 지반가속도 예

이와 같이 작성된 총 150개의 인공지진에 대하여 PGA가 0.01g~1.5g의 범위를 가지도록 무작위로 크기를 조절하여

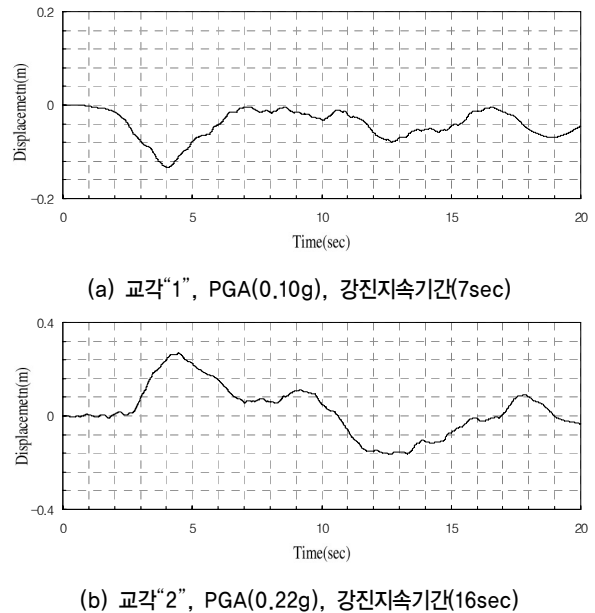
표 2의 물성치를 갖는 그림 4와 같은 각 교각하부의 층상지반에 대하여 지반증폭효과를 고려하였다. 이를 위해 ProShake를 이용하여 지표면에서의 가속도시간이력을 생성한 후, 그림 5와 같이 다지지점 지진입력에 의한 동적해석을 위해 지표면에서의 변위시간이력으로 변환하여 각 교각의 입력지진으로 사용하였다.



〈그림 4〉 교각하부 층상지반

〈표 2〉 교각하부 지반의 동적 물성치

지 층	γ_t (kN/m ³)	V_s (m/sec)	$G_{max} = \rho \cdot V_s^2$ (MPa)	ν
사질토	18	252	116.521	0.325
풍화토	19	263	133.966	0.350
풍화암	22	680	1036.983	0.371
연 암	23	760	1354.210	0.300



〈그림 5〉 지표면에서의 지반변위 예

3.2 지반특성의 모델

지진발생 시 구조물은 자체 진동특성 이외에도 지반의 영향을 받게 되어 구조물의 동특성이 변하게 되며 결과적으로 지진응답이 증폭 또는 감소될 수 있다.

경암에 비해 연암, 풍화암, 자갈층, 사질토 및 점토 등의

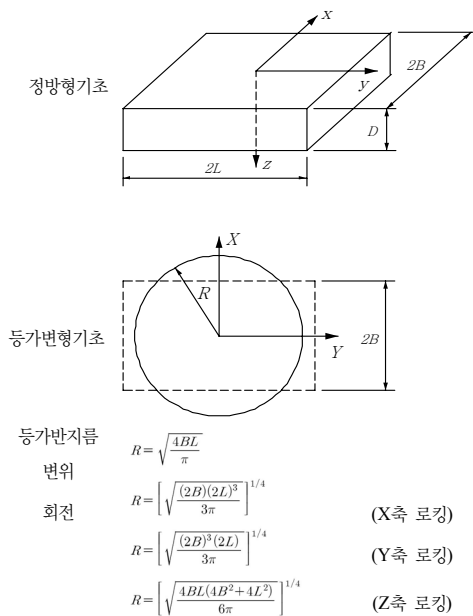
경우 고유진동수는 감소하고 감쇠비는 증가하는 경향이 있다. 이러한 지반의 영향으로 인해 구조물은 가진주파수에 따라 응답이 증가 또는 감소할 수 있으며 감쇠비의 증가는 응답을 감소시킨다. 또한 구조물이 커질수록, 지반이 연약할수록 이러한 경향이 크게 나타난다.⁽¹⁰⁾

일반적으로 복잡한 형태의 층상지반에 대해서는 수치해석을 통해 지반의 등가 강성을 구해야 하지만, 본 연구에서는 지반을 반무한 탄성체로 가정하고 원형기초에 대한 근사식을 사용하였다.⁽⁴⁾

얇은 사각형 기초의 등가 스프링계수를 산정하는 절차는 다음과 같다.

- 1) 사각형 단면을 갖는 기초의 경우 그림 6과 같이 각 운동 성분별 유효등가 반지름을 산정한다.
- 2) 계산된 등가 반지름을 사용하여 표 3과 같이 각 운동 성분별 기초강성(K_o)을 산정한다.
- 3) 수정기초강성은 식 (6)과 같이 원형기초에 대한 강성(K_o)에 각각 형상계수(α)와 근입계수(β)를 곱하여 산정한다.

$$K = \alpha \cdot \beta \cdot K_o \quad (6)$$



〈그림 6〉 사각형 기초의 유효등가반경

〈표 3〉 각 운동 성분별 기초강성

자유도 성분	기초 강성 (K_o)
수평방향 변위	$4GR/(1-\nu)$
수직방향 변위	$8GR/(2-\nu)$
비틀림에 의한 회전	$16GR^3/3$
Rocking에 의한 회전	$8GR^3/3(1-\nu)$

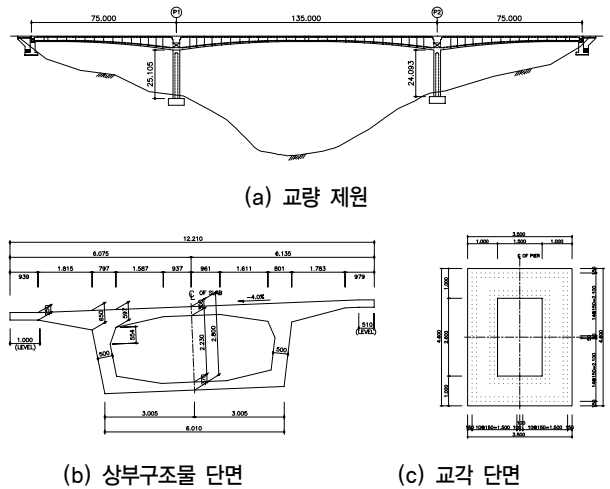
〈표 4〉 기초강성 산정결과

자유도 성분	교각 1	교각 2
수평방향 변위 강성 (kN/m)	4.916×10^7	4.916×10^7
수직방향 변위 강성 (kN/m)	4.580×10^7	4.580×10^7
비틀림에 의한 회전 강성 (kN·m/rad)	2.345×10^9	2.345×10^9
Rocking에 의한 회전 강성 (kN·m/rad)	1.460×10^9	1.460×10^9

4. FCM 예제교량의 지진취약도 분석

4.1 예제교량 제원

본 연구에 사용된 교량은 그림 7과 같이 상부 구조물과 교각이 일체화된 강결형식의 교량으로서 총연장 285m인 3경간 PSC BOX GIRDER 교량(FCM 공법)이다. 상부구조는 1 Cell PSC BOX 단면으로 되어 있으며, 하부구조는 사각형 중공단면으로 각 교각의 높이는 25.105m, 24.093m이다.



〈그림 7〉 예제 교량

4.2 교각의 단면해석

지진하중에 의한 교량의 주된 손상은 보통 교각의 상·하부에서 소성힌지가 발생하므로 본 연구에서도 교각의 소성힌지 발생 및 그 정도를 이용하여 구조물의 손상을 평가하였다.

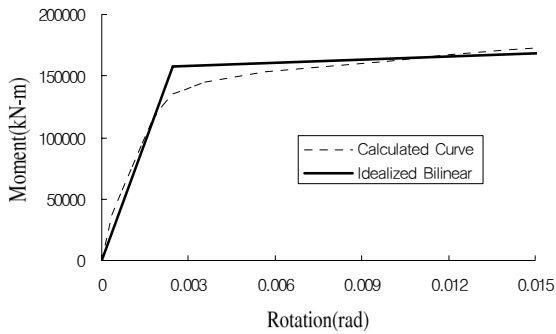
우선, 식 (7)을 사용하여 각 교각에 대하여 소성힌지 길이 (L_p)를 각각 2.290m, 2.209m로 산정하였다.⁽¹³⁾

$$L_p = 0.08 H + 0.022 f_y d_b > 0.044 f_y d_b \quad (7)$$

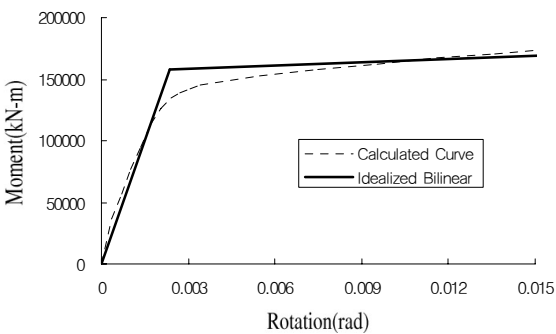
여기서, H 는 교각의 높이(m)이고 f_y 는 주철근의 설계기준

항복강도(MPa), d_b 는 주철근의 직경(m)이다.

소성힌지는 여러 방법으로 해석할 수 있으나 본 연구에서는 UCFyber⁽¹⁶⁾를 사용하여 지진 시 교각에 발생하는 소성힌지에서의 모멘트-회전각 곡선을 구한 후, 이를 항복 전·후에 대하여 Bilinear형태로 선형화하여 그림 8과 같은 각 교각의 비선형거동 특성을 구하였다.



(a) 교각"1"



(b) 교각"2"

〈그림 8〉 모멘트-회전각 관계 곡선

이로부터 초기 회전강성(K_θ)과 항복모멘트(M_y), 항복 후 강성비(α)를 표 5와 같이 각 교각에 대하여 구한 후, 범용구조해석 프로그램인 SAP2000 Nonlinear를 사용하여 비선형 시간이력해석을 수행하였다.

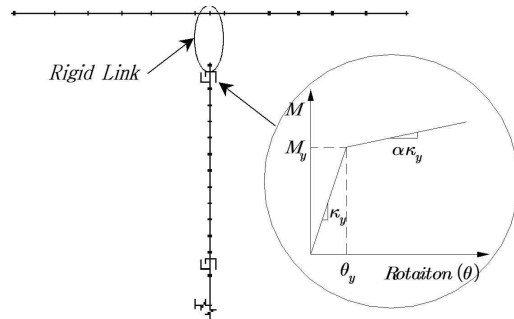
〈표 5〉 교각 단면해석 결과

구 분	교 각 1	교 각 2
초기 회전강성(K_θ) (kN·m/rad)	6.424×10^7	6.660×10^7
항복모멘트(M_y) (kN·m)	1.580×10^5	1.611×10^5
항복 후 강성비(α)	1.328×10^{-2}	1.328×10^{-2}

4.3 예제교량의 유한요소 모델

본 연구에서는 그림 9와 같이 각 교각 상·하부 위치에 모멘트-회전각의 관계와 같이 거동하는 비선형 스프링 요소를 이용하여 소성힌지를 모델링하고, 이를 제외한 나머지 부분

은 선형 보요소로 모델링 하였다.⁽⁶⁾ 또한 상부 구조물과 교각 상단부에 강체연결(Rigid Link)을 적용하였다. 단, 세그먼트 접합순서, 프리스트레스력 등은 고려하지 않고 본 연구를 수행하였다.



〈그림 9〉 유한요소 모델

4.4 교량의 모드해석

지진취약도 분석에 의한 내진성능을 평가하기에 앞서 지반특성 고려 유·무에 따른 고유진동수를 표 6과 같이 정리 하였다.

지반특성을 무시하고 매우 단단한 지반으로 가정한 경우에 비해 지반특성을 고려한 경우, 고유진동수가 감소하는 것을 알 수 있다. 따라서 3.2절에서 언급한 내용과 같이 지반이 연약할수록 지반특성을 고려하는 것이 필요하며 합리적이라 판단된다.

〈표 6〉 지반특성 고려 유·무에 따른 고유진동수

구 분	Natural Frequency (Hz)			
	1 st mode	2 nd mode	3 rd mode	4 th mode
지반특성 고려	0.295	0.718	1.434	1.880
지반특성 무시	0.304	0.723	1.438	1.970

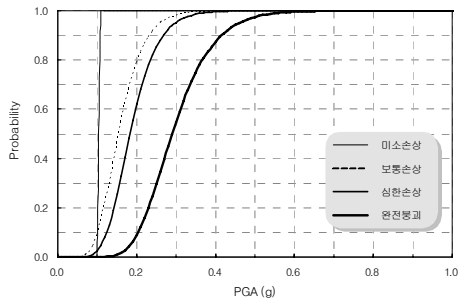
4.5 지진취약도 분석

지반특성을 고려한 FCM교량의 지진취약도 분석을 위하여 각 교각의 손상 유·무를 평가한 후, 교량의 지진취약도 곡선을 작성하였다.

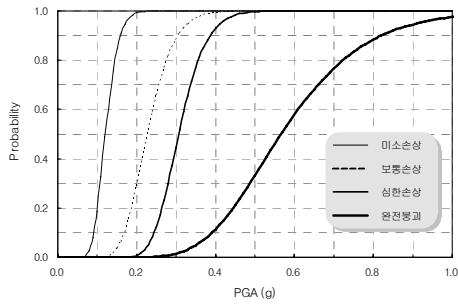
우선, 지반특성 고려 유·무에 따른 손상등급별 지진취약도 곡선을 비교하여 그림 10에 나타냈다.

취약도 분석 결과, 지반특성을 고려한 경우에 비해 지반특성을 고려하지 않은 경우 각 손상등급별로 동일한 최대지반가속도 상에서 파괴될 확률이 더 높은 것으로 나타났다. 따라서 지반특성을 무시하고 기초가 매우 단단한 것으로 가정하고 내진해석 및 평가를 수행하는 것은 구조물의 파괴확률을 실제보다 높게 평가하게 된다.

지반특성을 고려한 경우, 손상등급에 따른 각 교각 상·하



(a) 지반특성을 고려하지 않은 경우



(b) 지반특성을 고려한 경우

〈그림 10〉 지반특성 고려 유·무에 따른 지진취약도 곡선

단부의 지진취약도 곡선을 각각 그림 11에 나타냈다. 또한 손상등급에 따른 지진취약도 분석을 수행한 후 결과를 표 7에 정리하였다.

〈표 7〉 손상등급에 따른 지진취약도 분석결과

손상등급	PGA	취약위치
미소손상	0.01g~	교각“1” 하단부
보통손상	0.01g~0.32g	교각“1” 상단부
	0.32g~	교각“2” 하단부
심한손상	0.01g~	교각“2” 상단부
완전붕괴	0.01g~0.48g	교각“1” 하단부
	0.48g~	교각“2” 상단부

미소손상 상태에서의 지진취약도 분석결과, 동일한 최대지반가속도상에서 교각“1”의 하단부가 지진에 더 취약한 것으로 나타났다.

보통손상 상태에서의 지진취약도 분석결과, 0.32g의 최대지반가속도를 기준으로 이보다 작은 PGA에서는 교각“1”의 상단부에서, 이보다 큰 PGA에서는 교각“2”의 하단부에서 파괴될 확률이 높은 것으로 나타난다.

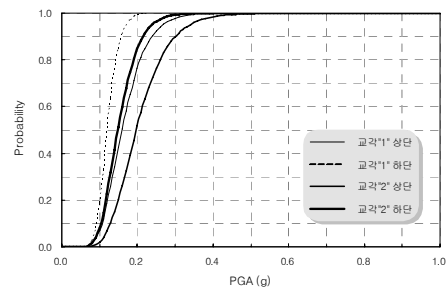
심한손상 상태에서의 지진취약도 분석결과, 동일한 최대지반가속도상에서 교각“2”의 상단부가 지진에 더 취약한 것으로 나타났다.

완전붕괴 상태에서의 지진취약도 분석결과, 0.48g의 최대지반가속도를 기준으로 이보다 작은 PGA에서는 교각“1”의 하단부에서, 이보다 큰 PGA에서는 교각“2”의 상단부에서 파괴될 확률이 높은 것으로 나타났다.

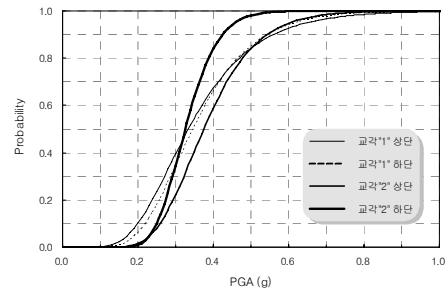
본 연구에서 적용한 예제교량의 경우 지반특성을 고려하지

않고 도로교표준시방서⁽⁴⁾에 준하여 응답스펙트럼을 이용한 다중모드해석을 수행하였다면 각 교각 상단부에서 소성힌지가 발생하여 응답수정계수를 고려한 소성설계를 적용하고, 그에 따라 각 교각 상단부에 심부구속철근을 배근하였을 것이다.

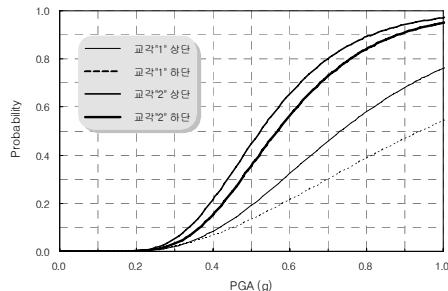
하지만 지반특성을 고려한 다지점 교량의 지진취약도 분석결과를 반영하면, 손상상태별로 최대지반가속도에 따라 각 교각 상·하단부에서의 취약한 부위가 서로 다르게 나타난다. 따라서 교량과 같이 지지점이 상대적으로 멀리 떨어진 구조물의 경우 다지점 지진입력이나 지반특성을 고려하는 것이 합리적이라 판단된다.



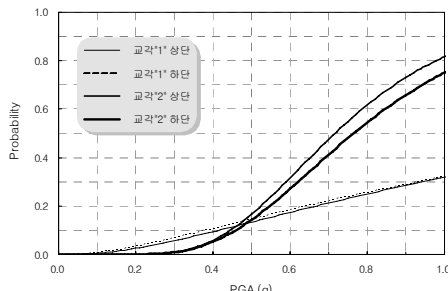
(a) 미 소 손 상



(b) 보 통 손 상



(c) 심 한 손 상



(d) 완 전 붕 괴

〈그림 11〉 손상등급별 지진취약도 곡선

4.6 지진재해도 분석

지진재해도란 구조물의 가설대상지역에서의 지진발생확률을 의미하는 것으로써, 지진의 재현기간 동안의 초과발생확률을 갖는 지진의 최대지반가속도를 지도 위에 표시한 것이다. 이는 같은 내진성능을 보유하고 있는 구조물이라도 대상지역에 따라 위험도가 달리 평가될 수 있다는 것을 의미한다.⁽⁷⁾

본 연구에서는 내진설계기준연구(II)⁽³⁾의 5년, 10년, 20년, 50년, 100년, 250년 및 500년 동안 발생확률이 10%인 지진 재해도를 이용하여 예제교량의 가설대상지역인 전라남도 보성에 대하여 최대지반가속도를 구하여 표 8에 정리하였다.

〈표 8〉 평균재현주기별 최대지반가속도

성능수준	평균재현주기	초과발생확률/기간	최대지반가속도
기능수행 수준	50년	10% / 5년	0.020g
	100년	10% / 10년	0.040g
	200년	10% / 20년	0.050g
붕괴방지 수준	500년	10% / 50년	0.075g
	1000년	10% / 100년	0.100g
	2400년	10% / 250년	0.140g
	4800년	10% / 500년	0.185g

국내 내진설계기준에서는 평균재현주기별 최대지반가속도의 초과발생확률(10%) 이하로 설계하도록 규정하고 있다. 따라서 표 8에서 구한 평균재현주기별 최대지반가속도에 상응하는 각 손상상태별 초과발생확률을 그림 10의 지반특성을 고려한 취약도 곡선을 이용하여 표 9에 정리하였다.

〈표 9〉 손상상태별 초과발생확률

PGA	손상상태별 초과발생확률(%)			
	미소손상	보통손상	심한손상	완전붕괴
0.020g	0.000	0.000	0.000	0.000
0.040g	0.000	0.000	0.000	0.000
0.050g	0.001	0.000	0.000	0.000
0.075g	1.170	0.000	0.000	0.000
0.100g	18.458	0.018	0.000	0.000
0.140g	75.894	1.758	0.000	0.000
0.185g	97.877	18.469	0.213	0.005

예제교량은 1등급 구조물로 기능수행수준 100년, 붕괴방지수준 1000년에 해당된다. 따라서 미소손상인 경우에는 1000년 주기 이상의 지진에 대해서 초과발생확률이 10%를 넘지만, 균열 및 콘크리트의 부분 손실에 따른 구조물의 성능에 큰 영향을 미치지 못할 것으로 판단된다.

그러나 보통손상 이상의 손상에 대해서는 1000년 주기의

지진에 초과발생확률이 거의 무시할 정도이기 때문에 한반도의 경우 PGA가 작은 지진의 발생빈도가 많은 상황을 고려해 볼 때 예제교량은 안전한 것으로 판단된다.

5. 결론

본 연구에서는 교각 하부의 지반특성이 고려될 경우 지반특성이 고려되지 않을 경우와 대비하여 교량의 지진에 대한 취약도에 어떤 차이를 가져 올 수 있는지를 3경간 FCM 교량의 예제를 통하여 평가하였다. 확률적 지진취약도 분석은 교각 하부의 지반특성을 고려한 비선형 시간이력 해석 후, 지진취약도 분석 및 지진재해도 분석을 통해 다음과 같은 결론을 도출하였다.

지반특성 고려 유·무에 따른 지진취약도 분석결과, 지반특성을 고려한 경우에 비해 지반특성을 고려하지 않은 경우에 각 손상등급별로 동일한 최대지반가속도상에서 파괴될 확률이 더 높은 것으로 나타났다.

지반특성을 고려한 지진취약도 분석결과, 손상정도에 따라 동일한 최대지반가속도상에서 가장 취약한 부위가 일정하지 않게 변하는 것을 확인하였다. 따라서 지지점이 상대적으로 멀리 떨어진 교량의 경우에는 지반특성을 고려한 다지지점 지진입력에 의해 구조물의 내진해석 및 평가를 수행하는 것이 균등지진입력이나 지반특성을 무시하는 경우에 비해 합리적이라 판단된다.

예제교량에 대한 지진재해도 분석을 수행하였으며, 그 결과 한반도 지진발생 상황을 고려해 볼 때 예제교량은 지진에 안전한 것으로 판단된다.

감사의 글

이 논문은 인하대학교의 지원에 의하여 연구되었음.

참고 문헌

1. 김익현, “기존교량의 내진성능 평가 기법,” 제19회 기술강습회, 한국지진공학회, 2006, pp. 113-114.
2. 김효건, 최광규, 엄영호, 권영록, “기초-지반 상호작용을 고려한 교량의 다지점 입력 지진해석 기법,” 한국지진공학회 학술대회 논문집, 2006, pp. 284-291.
3. 건설교통부, 내진설계기준연구(II), 1997.
4. 건설교통부, 도로교표준시방서, 2005.
5. 서정문, “대구포 지하구조물의 지진취약도 해석,” 박사논문, 서울대학교, 1996, p. 95.
6. 김두기, 서형렬, 김상훈, 류희룡, “면진 엑스트라도즈드교의 지진취약도 분석”, 한국구조물진단학회 학술발표 논문집, 제8

- 권 2호, 2004, pp. 329-336.
7. 서형렬, “구조물의 확률론적 지진위험도 평가,” 석사논문, 군산대학교, 2006, p. 114.
 8. 이진학, “교량 및 지반의 확률론적 지진위험도 평가,” 제19회 기술강습회, 한국지진공학회, 2006, pp. 157-177.
 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. Clough, R. W. and Penzien, J., *Dynamics of structure*, Second edn., McGraw-Hill, New York., 1993.
 11. HAZUS, *Earthquake Loss Estimation Methodology*, Technical Manual, National Institute of Building for the Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), 1997.
 12. 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.
 13. Priestley, M. J. N., Seible, F., & Calvi, G. M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, New York, 1996, pp. 270-273.
 14. Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H. K., Uzawa, T., and Ueda, T., “Statistical analysis of fragility curves,” *Technical Report MCEER*, 2000.
 15. Shinozuka, M., Uzawa, T. and Sheng, L. H., “Estimation and testing of fragility parameters,” *International Conference on Monte Carlo Simulation*, 2000.
 16. UCFyber, *Users Manual*, Imbsen & Associates Inc., Berkeley, 2001.
 17. US NRC, *PRA Procedures Guide*, NUREG/CR-2300, Vol. 1 & 2., 1983.