

지반 비선형성을 고려한 다경간 연속교의 지진취약도

Seismic Vulnerabilities of a Multi-Span Continuous Bridge Considering the Nonlinearity of the Soil

선창호¹⁾ · 이종석²⁾ · 김익현³⁾

Sun, Chang Ho · Lee, Jong Seok · Kim, Ick Hyun

국문 요약 >> 기존 구조물의 내진보강을 경제적으로 수행 위해서는 내진성능을 보다 정확하게 평가하는 것이 필요하다. 우리나라 도로 교의 내진성능은 “기존교량의 내진성 평가 요령”에 의해 평가되고 있으며, 이는 이를 활용할 당시 기술자의 기술수준을 고려하여 비교적 간단한 방법이 채택되었다. 최근에는 입력지진의 불확실성을 고려하여 내진성능을 확률적으로 평가하는 연구가 많이 수행되고 있다. 일반적으로 구조물은 지반의 영향을 무시하고 모델화되거나 때로는 지반을 탄성스프링으로 모델화하여 응답에 대한 지반의 영향을 고려하고 있다. 그러나 지반도 지진시 비선형특성을 나타내므로 교량의 응답특성을 보다 정확하게 평가하기 위해서는 이를 고려할 필요가 있다. 본 연구에서는 지진세기에 따른 지반의 비선형성을 등가의 선형스프링으로 모델화하여 6경간연속교를 대상으로 하여 지진해석을 수행하였으며, 교각의 파괴 및 낙교에 대한 지진취약도의 특성변화를 확률적으로 평가하였다.

주요어 지진취약도, 취약도곡선, 내진성능, 지반비선형

ABSTRACT >> Seismic performances of existing structures should be assessed with more accuracy for cost-effective retrofits. Existing bridges are assessed by the current guidelines in which a simple method has been adapted considering the technical level of engineers of the historical time of construction. Recently many probabilistic approaches have been performed to reflect the uncertainties of seismic input motions. Structures are modeled frequently with the neglect of soil foundations or modeled occasionally with elastic soil spring elements to consider the effect of the soil on the structural response. However, soil also shows nonlinearity under seismic events, so this characteristic should be reflected in order to obtain a more accurate assessment. In this study, a 6-span continuous bridge has been analyzed under various seismic events, in which the soil was represented by equivalent linear spring elements having different properties according to the intensities of the input motions experienced. The seismic vulnerabilities with respect to the failure of piers and the dropping of the super-structure were evaluated on the basis of the analysis results.

Key words Vulnerability, Fragility curve, Seismic performance, Nonlinearity of soil

1. 서론

미국의 노스리지 지진(1994) 및 일본의 고오베 지진(1995)에서는 인명피해는 비교적 적은 편이었지만 시설물에 발생한 큰 피해로 엄청난 경제적 손실을 입었다.⁽¹⁾ 이들 지진은 사회기반시설물의 적절한 내진성능 확보가 얼마나

중요한지 우리에게 교훈이 되고 있다. 우리나라에서도 지진에 대한 사회기반시설물의 종합적인 방재대책을 위해 지진재해대책법(2008년)을 제정하였으며 이에 의거하여 기존시설물의 관리주체는 5개년에 걸친 내진보강 기본계획을 수립하여 시행하도록 하고 있다. 한정된 재원으로 시설물의 내진보강을 효율적으로 수행하기 위해서는 기존 시설물의 내진성능을 비교적 정확하게 평가하는 작업이 선행되어야 할 것이다. 최근에는 교량구조물의 내진성능을 보다 정확하게 평가하기 위해서 지반을 포함하여 교량구조를 모델화하고 시간이력해석을 수행하여 교량구조물의 비선형응답특성을 얻는 평가작업이 보편화되고 있지만 입력지반운동의 불확실성을 내진성능평가에 충분히 고려할 수 없는 단점을 포함

¹⁾ 정희원·울산대학교 건설환경공학부, 선임연구원

²⁾ 정희원·울산대학교 건설환경공학부, 교수(대표저자)

³⁾ 정희원·울산대학교 건설환경공학부, 부교수

(교신저자 : ickhyun@ulsan.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2010년 8월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2009. 12. 30 / 수정일 1차 : 2010. 1. 26, 2차 : 2010. 6. 3 / 게재확정일 : 2010. 6. 3)

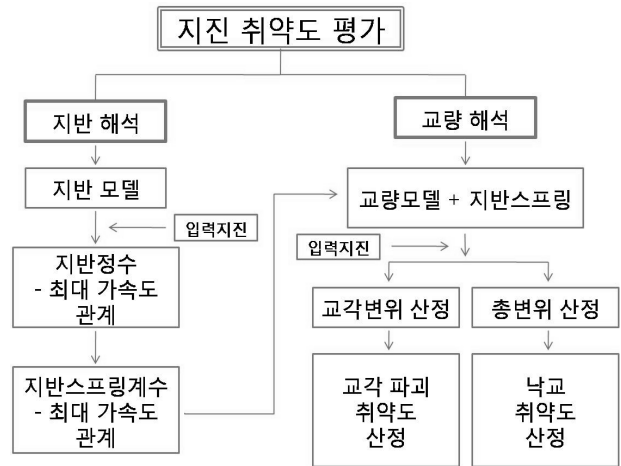
하고 있다. 이에 우리나라에서도 내진설계와 내진성능평가에 입력지반운동의 불확실성을 충분히 고려할 수 있도록 교량구조물의 내진성능을 확률론적으로 평가하는 연구가 많이 수행되고 있다.

고현무 등⁽²⁾은 취약도해석을 위한 RC교각의 지진손상 평가인자를 결정하는 기초연구를 수행한 바 있다. 정영수 등⁽³⁾은 RC교각의 연성능력에 따른 지진취약도를 분석하였고, 이대형 등⁽⁴⁾은 다경간교량을 대상으로 하여 받침조건에 따른 지진취약도를 해석한 바 있으며, 김민규 등⁽⁵⁾은 철도교의 부재 안전율에 따른 부재별 취약도를 분석하고 이를 기반으로 하여 교량시스템 전체의 취약도를 분석한 바 있다. 이들 교량의 취약도해석(확률론적 평가)는 지반의 영향을 고려하지 않고 교량구조물 자체의 응답결과에 기초하여 수행되었다. 김동석 등⁽⁶⁾은 배율을 조정된 실측지진과 스펙트럼에 포함되는 인공지진이 단자유도시스템의 파손확률에 미치는 영향을 분석하였고, 이대형 등⁽⁷⁾은 지반종류에 따른 탁월주기가 다른 점을 고려하여 진동수 특성이 반영된 인공지진을 생성하여 교량의 취약도를 해석하였다. 이들 연구는 취약도 분석시 입력지반운동의 특성차이는 고려하고 있으나 구조물의 거동에 지반의 영향을 고려하고 있지는 않다. 김재천 등⁽⁸⁾은 지반을 탄성스프링으로 모델화하여 FCM 교량의 취약도를 분석하여 지반이 교각의 취약도에 미치는 영향을 분석한 바 있다. 그러나, 지반도 입력지반운동의 진동에 의해 비선형 거동특성을 나타내고 그 크기도 지반의 종류와 경험하는 입력운동의 세기에 따라 큰 차이가 있어 교량의 취약도를 정확하게 평가하기 위해서는 지반의 비선형거동 특성이 적절하게 반영되어야 하지만 기존 연구에서는 이를 반영하고 있지 못하다. 교량의 주요파괴 원인의 하나인 교각 파괴에 중점을 두는 경우, 교각의 파괴는 교각구체 자체의 변형크기 의해 좌우되므로 지반의 영향을 상대적으로 작게 받을 수 있지만 또 다른 주요 원인의 하나인 상부구조의 낙교는 교각의 변형에 의한 상부구조의 변위뿐만 아니라 지반변형에 의한 상부구조의 변위에도 영향을 받게 되므로 지반의 비선형성이 크게 영향을 미칠 수 있다.

이에 본 연구에서는 6경간연속교를 대상으로 지반의 비선형특성이 교량의 응답특성에 미치는 영향을 살펴보고, 교각의 파괴와 상부구조의 낙교 위험성이 어떻게 달라지는지 확률적으로 평가하였다.

2. 교각파괴 및 낙교에 대한 확률론적 평가 방법

지진 시 교량의 응답크기는 동일한 입력지진 세기를 경험



〈그림 1〉 지진취약도 평가 흐름도

하더라도 다르게 나타난다. 이는 구조물의 구조특성(탄성주기 및 탄성지진력에 대한 강도비 등)과 입력지진의 지배주기와 상관성에 크게 영향을 받는다. 특히 교량의 거동이 비선형영역으로 넘어가게 되면 응답의 크기는 더욱 복잡하게 나타난다. 구조물이 장래에 경험하게 될 지진의 특성이 결정되어 있지 않으므로 응답의 크기도 결정론적으로 결정할 수 없다. 따라서, 구조물의 응답의 크기와 이에 따른 손상특성은 확률적으로 평가하는 것이 보다 합리적이다. 지진 취약도곡선(fragility curve)은 다양한 크기의 지진하중에 대한 구조물의 손상확률을 정량적으로 제시할 수 있어 이러한 목적을 달성할 수 있다. 취약도곡선의 산정에는 많은 분석기법이 제안되어 있지만 본 연구에서는 식 (1)과 같은 Shinozuka^{(9),(10)}의 Maximum Likelihood 추정기법을 이용하였다.

지진 시 교량의 피해는 다양하게 나타나지만 본 연구에서는 주요 파괴모드인 교각의 파괴와 상부구조의 낙교에 대해서 평가한다. 그림 1은 이를 평가하기 흐름도이다. 지진 시 교량의 응답은 교량의 진동특성뿐만 아니라 지반과의 상호작용에 의해서 복잡하게 나타나지만 본 연구에서는 해석의 편의를 위해 지반해석과 교량해석을 독립적으로 수행하였다. 지반의 계수는 경험하는 지진의 세기에 따라 다르게 나타나므로 다양한 지진세기(최대지반가속도)에 대해 지반정수를 산정하고 이로부터 지반을 스프링으로 모델화할 때 필요한 스프링 계수를 산정하였다. 교량은 이들 지반스프링을 포함하여 모델화하였으며 교량의 지진해석 시 입력지반운동의 세기에 따라 지반스프링은 각기 다른 강성을 갖는다. 다양한 세기의 입력지반운동으로부터 교각의 변위와 상부구조의 총변위를 산정하여 각각 교각의 파괴와 낙교에 대한 취약도곡선을 산정하여 평가하였다.

$$P_f(s) = \Phi\left[\frac{\ln s - \ln \bar{s}}{\beta}\right] \quad (1)$$

여기서, $P_f(s)$ = PGA가 s 인 지진발생시 시설물의 파괴 확률,

$\Phi[\cdot]$ = Gaussian 정규 누적확률분포함수

\bar{s} = 파괴를 일으킨 지진의 지표면에서 PGA의 중앙값 (Median)

s = 확률변수로서 지표면에서 수평지진의 PGA 값

β = 파괴를 일으킨 지진의 지표면에서 PGA의 Log값(= $\ln s$)에 대한 표준편차

3. 지반해석

3.1 지반모델

표 1은 대상교량이 위치한 지역의 가상의 지반모델로 모래, 자갈 및 풍화암의 3개층으로 구성되어 있고 각 층의 두께는 10m로 가정하였다. 도로교설계기준⁽¹¹⁾에서는 확대기초를 이용하는 경우, 모래층의 경우 $N \geq 30$ 으로 규정하고 있고, 이를 일본의 도로교표준시방서⁽¹²⁾에서 제시하는 식 ($v_s = 80N^{1/3}$)에 따라 전단파속도를 계산하면 $v_s \geq 248.6$ m/sec 이다. 표층에서 깊이 30m까지의 평균전단파 속도 (\bar{v}_s)를 계산하면 300m/sec여서 도로교설계기준의 지반종류

III(단단한 토사지반)에 해당한다. 토질은 지진과 같은 반복 하중을 받을 때 경험하는 전단변형률이 증가하면 전단탄성 계수가 감소하고 감쇠비가 증가하는 비선형성을 나타낸다. 그림 2는 지반모델에 적용된 토질의 특성값이다.

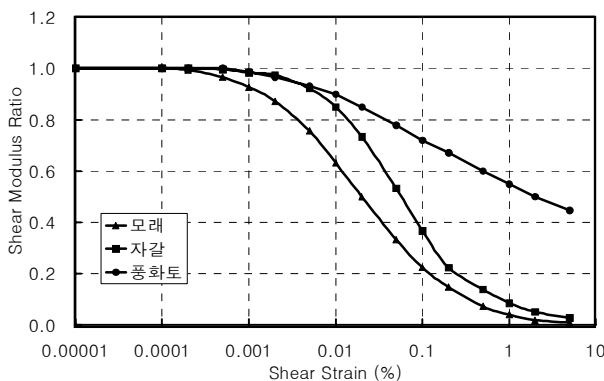
3.2 지반해석 결과

지반의 지진해석은 입력지진의 각 시간단계에서 지반이 경험하는 전단변형률이 다르게 때문에 전단탄성계수와 감쇠비가 모든 시간단계에서 변한다. 따라서 지반의 정확한 응답을 산정하기 위해서는 이러한 특성의 변화를 매 시간단계에서 고려하여야 하지만 본 연구에서는 주어진 하나의 입력지진에서 지반이 경험하는 최대전단변형률의 2/3를 유효 전단변형률로 하여 이 때의 전단탄성계수와 감쇠비를 사용하여 지반의 비선형성을 간접적으로 고려할 수 있는 등가선형해석⁽¹³⁾(프로그램; SHAKE91)을 수행하였다.

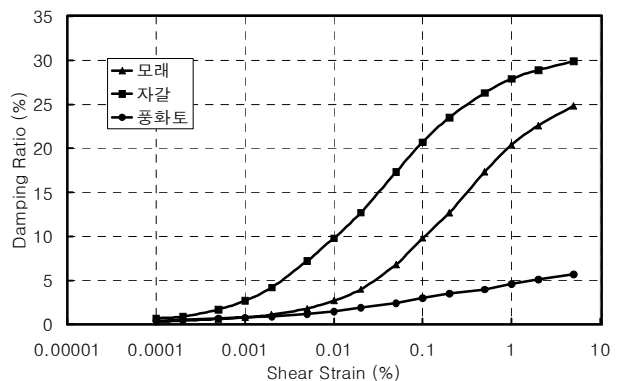
지진 시 지반의 전단탄성계수와 감쇠비는 입력지진의 특성에 따라 달라지므로 다양한 입력지진에 의해 그 특성을 파악하여야 하지만 본 연구에서는 암반에서 계측된 E1 Centro 지진파를 입력지진파로 하여 가속도의 크기를 조정해 가면서 지반해석을 수행하였다. 그림 3은 표층지반이 경험한 최대지반가속도 크기에 따른 전단탄성계수비의 관계를 나타낸 것이다. 최대지반가속도가 0.23g(지진구역 I, 지반종류 III에서의 재현주기 1000년의 설계지반가속도에 해

〈표 1〉 지반모델

토질층	두께 (m)	단위중량(γ) (kN/m ³)	전단파속도(v_s) (m/sec)	전단탄성계수(G_s) (MPa)	포아송비 (ν)
모래	10	18	260	121.7	0.33
자갈	10	19	310	182.6	0.35
풍화암	10	22	340	254.3	0.37
기반암			1,300	3,791.2	0.30



(a) 전단탄성계수비-전단변형률



(b) 감쇠비-전단변형률

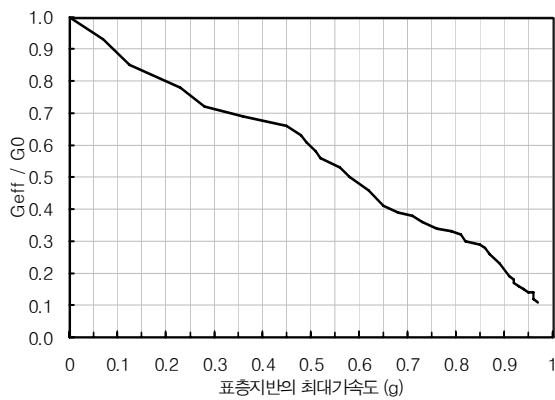
〈그림 2〉 토질의 특성값

당) 일 때 전단탄성계수(G_{eff})는 초기전단탄성계수(G_0)의 75% 수준으로 감소한다.

4. 교량의 지진해석

4.1 대상교량 및 해석모델

대상교량은 그림 4와 같이 일점고정 6경간 PSC연속교로 교각 P4는 고정단 교각이며 다른 교각은 교축방향에 대해 가동단 교각이다. 상부구조의 단위 m당 중량은 210.7kN/m (총 중량은 58,996kN)이고, 교각은 지름이 3m인 중실원형



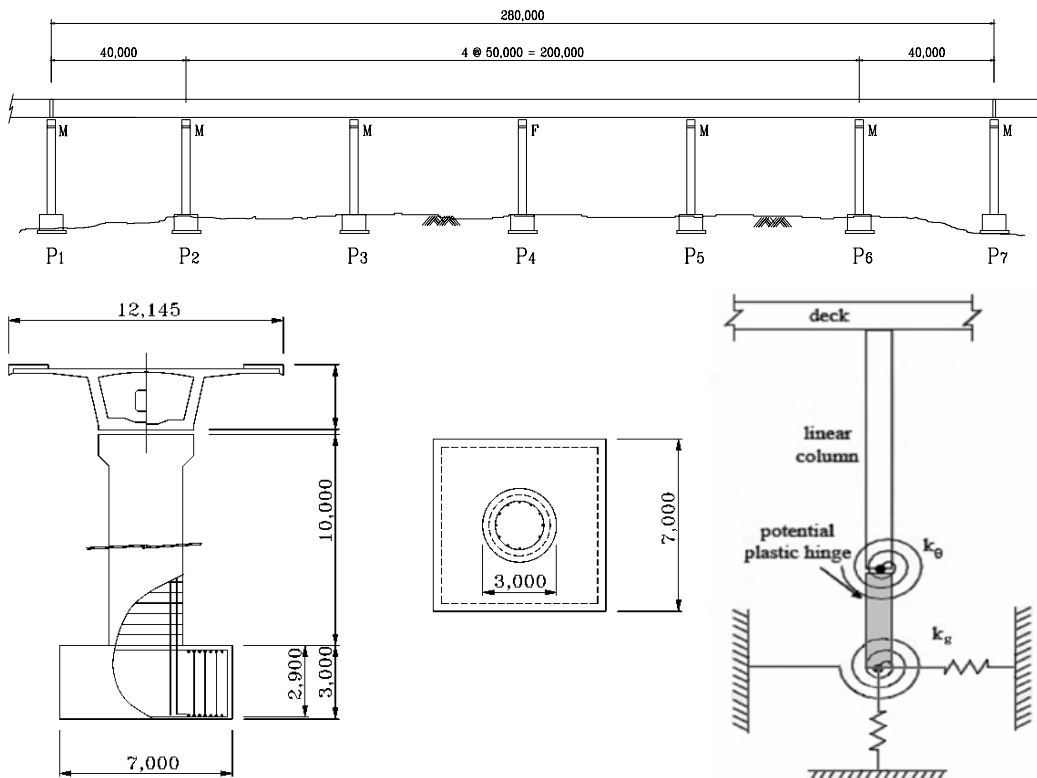
〈그림 3〉 전단탄성계수비-표층지반최대가속도 관계

단면이고 높이는 10m이다. 기초는 한변이 7m인 정사각형 확대기초이다.

다경간 연속교의 경우 상부구조가 교축방향으로 하나의 고정단 교각에 고정되어 있어 고정단 교각은 지진하중에 의하여 큰 손상을 입게 되며 교량 전체의 거동에 지배적인 영향을 미치게 된다. 따라서, 교량을 그림 5와 같이 가동단 교각은 무시하고 지반스프링을 포함하는 하나의 고정단 교각 구조로 모델화하였다.

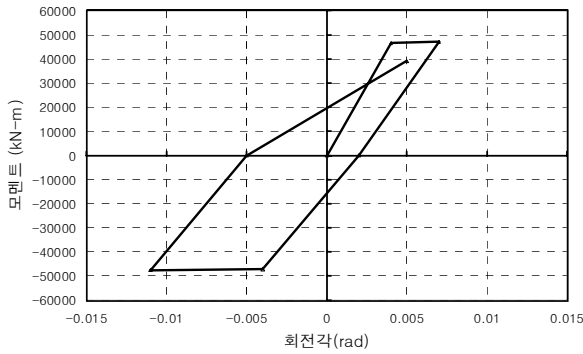
철근콘크리트 교각은 지진과 같은 반복하중을 받게 되면 부재 항복 후에 강성이 저하된 2차강성이 나타나고 하중이 제거될 때에도 강성저하가 나타난다. 다케다(Takeda)모델⁽¹⁴⁾은 이러한 특성을 잘 반영한다. 교각에 대한 단면해석을 수행하여 얻은 항복시의 모멘트($M_y=46,616kN \cdot m$)와 곡률($\phi_y=0.0014/m$)로부터 다케다모델의 입력값($M_y=46,616kN \cdot m$, $\theta_y=0.0045rad$)을 결정하였다. 그림 5는 교량 해석에 사용된 교각의 다케다모델 그림이다.

기초지반은 식 (2)을 이용하여 수평(K_h), 연직(K_v), 회전(K_r) 강성을 갖는 스프링⁽¹⁴⁾으로 모델화하였다. 지반을 선형 탄성으로 해석하는 경우 스프링 강성계수는 초기전단탄성계수(G_0)를 사용하였으며, 지반의 비선형성을 고려하는 비탄성지반해석에서는 그림 3을 이용하여 지반이 경험한 최대 지반가속도의 크기에 따라 전단탄성계수(G_{eff})를 산정하고

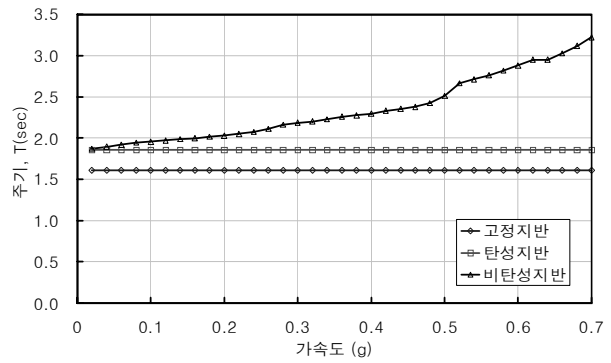


〈그림 4〉 대상교량(단위:mm)

〈그림 5〉 교량 해석모델



〈그림 6〉 교각의 모델(다케다모델)



〈그림 7〉 가속도- 해석모델의 탄성주기

〈표 2〉 진동 모드별 등가반지름(R) 및 강성계수(K_0)

진동 모드	등가반지름 (R)	강성 계수(K_0)
수직운동	$R_z = \sqrt{BL/\pi} (3.95\text{m})$	$K_v = 4GR/(1-\nu)(2.8 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m})$
수평운동	$R_x = \sqrt{BL/\pi} (3.95\text{m})$	$K_h = 8GR/(2-\nu)(2.3 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m})$
회전운동	$R_L = \left[\frac{BL^3}{3\pi} \right]^{1/4} (4.00\text{m})$	$K_r = 8GR^3/3(1-\nu)(3.0 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m/rad})$

이로부터 스프링 강성계수($K : K_h, K_v, K_r$)를 산정하였다.

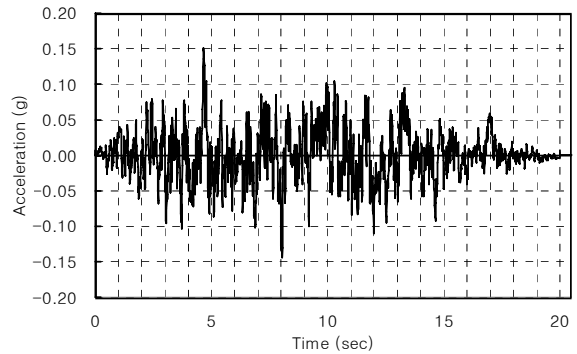
$$K = \alpha \cdot \beta \cdot K_0 \quad (2)$$

여기서, α, β 는 각각 기초의 형상계수, 기초의 근입계수 이고, K_0 는 기초의 단면 폭(B)과 길이(L)로부터 계산된 등가반지름(R)을 갖는 기초의 강성계수이다. 각 진동모드에 대한 등가반지름(R) 및 강성계수(K_0)는 표 2와 같다. 표 2에서와 같이 스프링 강성계수는 지반의 전단탄성계수에 비례하므로 최대지반가속도에 따른 탄성지반에 대한 비탄성지반의 스프링 강성계수비의 변화는 그림 3과 같게 된다.

그림 7은 고정지반, 탄성지반, 비탄성지반 모델의 지반최대가속도에 따른 탄성주기를 비교한 그림이다. 비탄성 지반 스프링의 강성은 경험하는 입력지반운동의 최대가속도가 커질수록 작아지므로 해석모델의 탄성주기는 증가하게 된다. 고정지반 모델의 주기는 1.61초, 탄성지반 모델의 주기는 1.85초이며, 비탄성지반 모델은 지반가속도가 0.23g 일 때의 주기는 2.05초, 0.7g 일 때의 주기는 3.22초이다.

4.2 교량의 지진해석

입력지반운동은 도로교설계기준 지반종류 III의 설계응답 스펙트럼에 부합되도록 생성된 6개의 인공지진을 사용하였으며 최대지반가속도(PGA)를 0.02g간격으로 변화시켜 0.02g~0.7g까지 사용하였다. 그림 8은 이 중 하나의 지진파

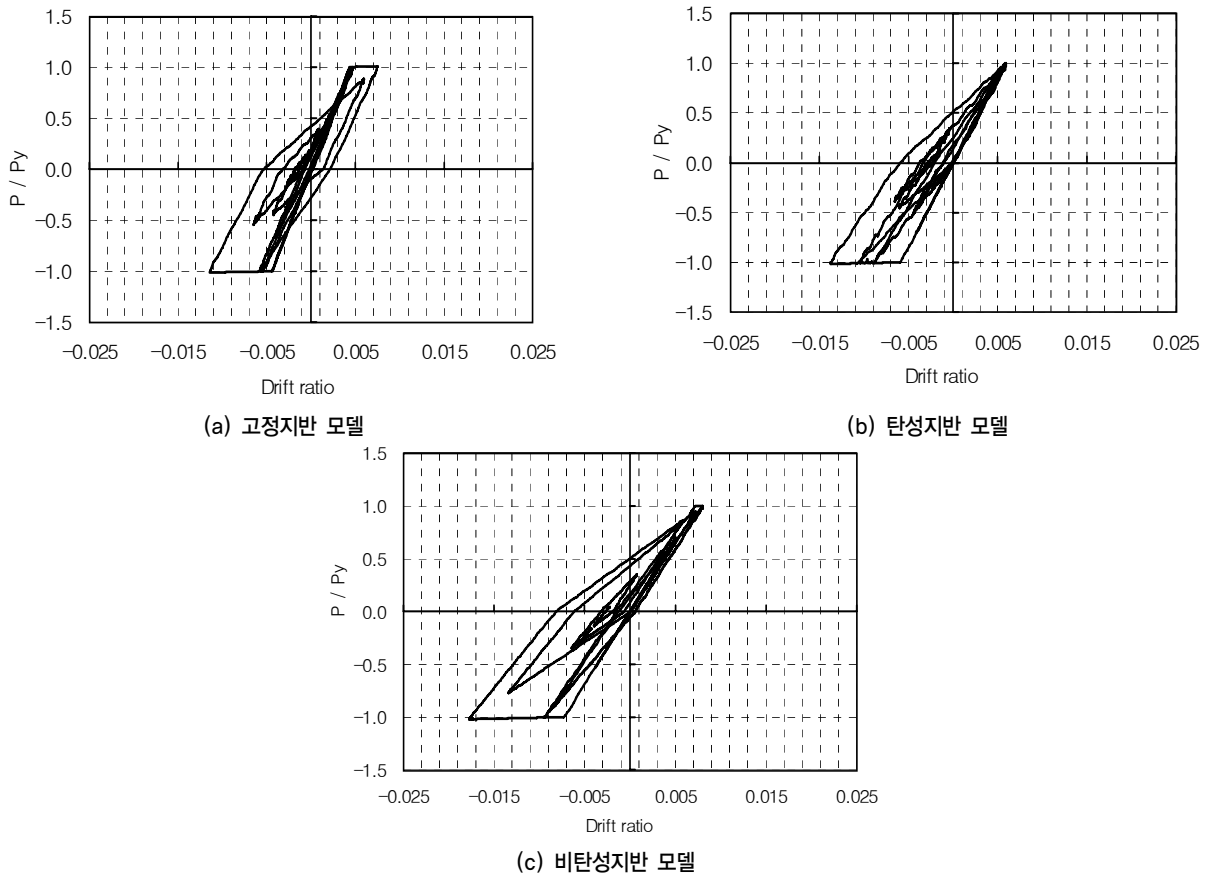


〈그림 8〉 입력지반운동의 가속도시간이력

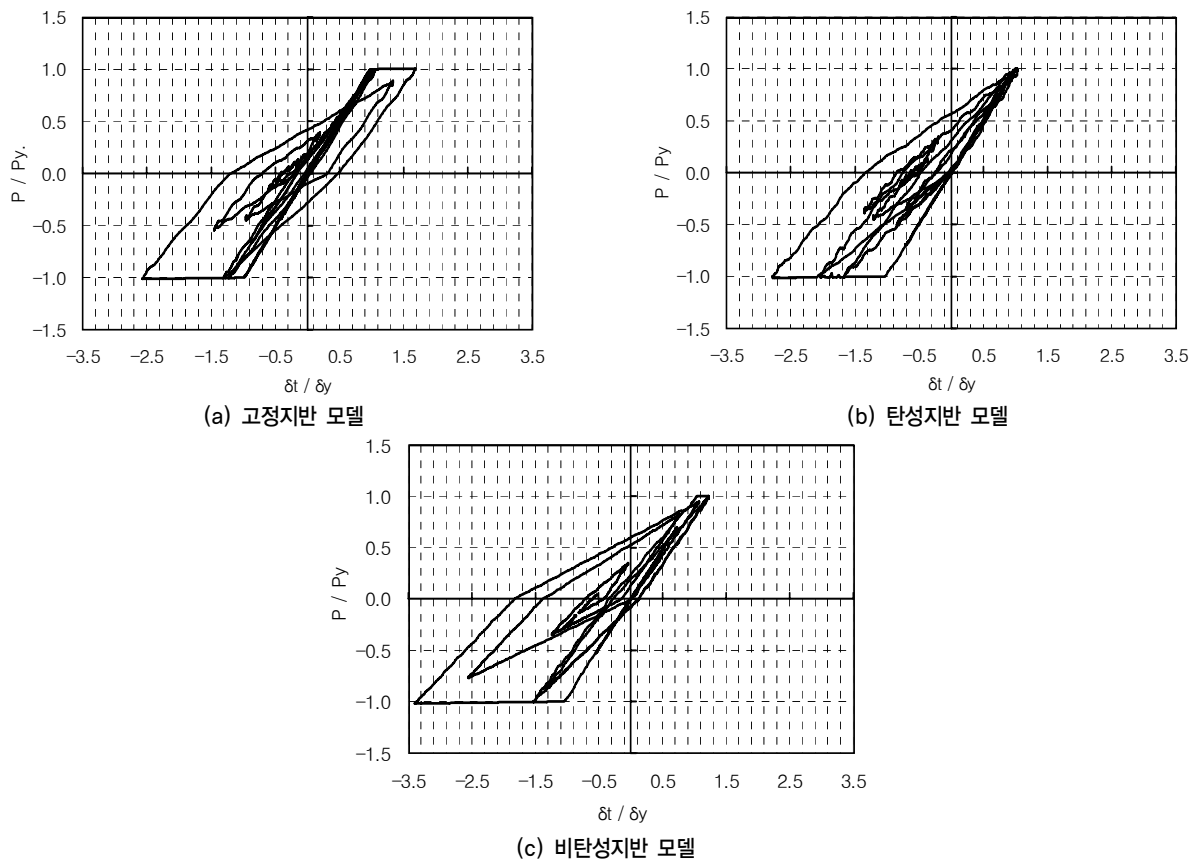
형이다.

그림 9는 입력지진(PGA=0.245g)에 대한 고정지반 해석 모델, 탄성지반 해석모델, 비탄성지반 해석모델의 힘-총변위 이력곡선이다. 지반스프링이 포함된 탄성지반 및 비탄성지반 해석모델의 경우 상부구조의 총변위는 지반스프링의 회전에 의한 변위가 포함된다. 교각의 파괴는 교각구체의 변형에 의한 변위량으로 평가되므로 이를 위해서는 지반스프링의 회전에 의한 변위를 총변위에서 제외하여야 한다. 그림 10은 총변위에서 지반스프링에 의한 회전변위를 제외한 힘-교각변위 이력곡선이다. 그림 11은 각 해석모델에 대한 상부구조의 총변위(드리프트 비)와 교각의 변위연성도의 시간이력을 비교한 것이고 표 3은 이들 응답의 크기를 정리한 것이다.

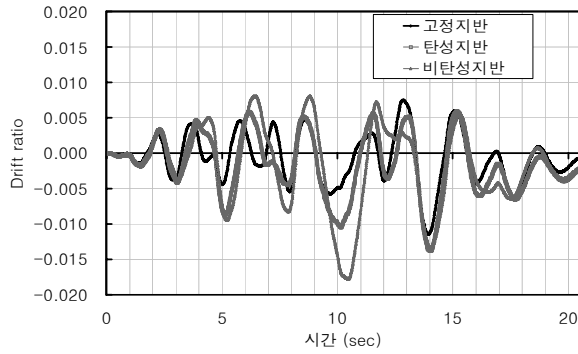
상부구조의 총변위 드리프트비는 고정지반, 탄성지반, 비탄성지반 모델일 때 각각 1.12%, 1.37%, 1.75%이며, 고정



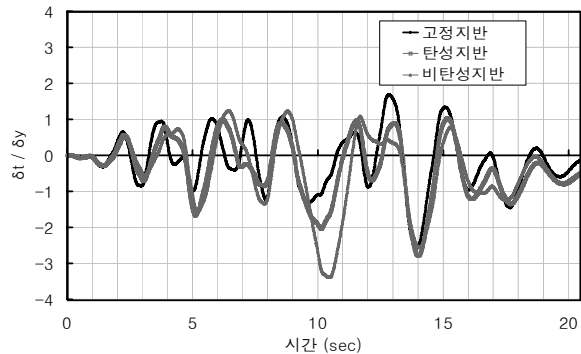
〈그림 9〉 하중-상부구조 총변위 이력곡선(P.G.A=0.23g)



〈그림 10〉 하중-교각변위 이력곡선(P.G.A=0.24g)



(a) 상부구조의 총변위 드리프트비 시간이력



(b) 교각변위연성도의 시간이력

〈그림 11〉 해석모델에 따른 교량 응답의 비교

〈표 3〉 해석모델에 대한 교량의 응답특성

해석모델	총변위 드리프트비			교각변위연성도		
	%	②,③/①	②/③	무차원	②,③/①	②/③
고정지반①	1.12	1.00		2.56	1.00	
탄성지반②	1.37	1.22	1.00	2.78	1.09	1.00
비탄성지반③	1.75	1.56	1.28	3.39	1.32	1.22

지반 모델에 대한 탄성지반모델의 응답비는 1.22로 22% 증가하였으며, 비탄성모델의 경우 1.56으로 56% 증가하였다. 탄성지반모델에 대한 비탄성지반모델의 비는 1.28로 28% 증가하였다. 교각의 변위연성도는 고정지반, 탄성지반, 비탄성지반 모델일 때 각각 2.56, 2.78, 3.39이며, 고정지반 모델에 대한 탄성지반모델의 응답비는 1.09로 9% 증가하였으며, 비탄성지반 모델의 경우 1.32으로 32% 증가하였다. 또한, 탄성지반모델에 대한 비탄성지반모델의 비는 1.22로 22% 증가하였다. 이들 응답특성으로부터 지반의 영향을 고려하면 응답(상부구조의 총변위 및 교각의 변위)은 증가하고, 지반의 비선형성을 고려하면 더욱 증가하는 것을 알 수 있다. 또한, 지반의 영향은 교각의 응답변위 보다 상부구조의 총응답변위에 더 크게 영향을 주는 것을 알 수 있다. 이는 해석 시 지반의 영향을 고려하면 상부구조의 낙교에 대한 취약도가 교각의 파괴에 대한 취약도 보다 증가하는 것을 의미한다.

5. 지진취약도

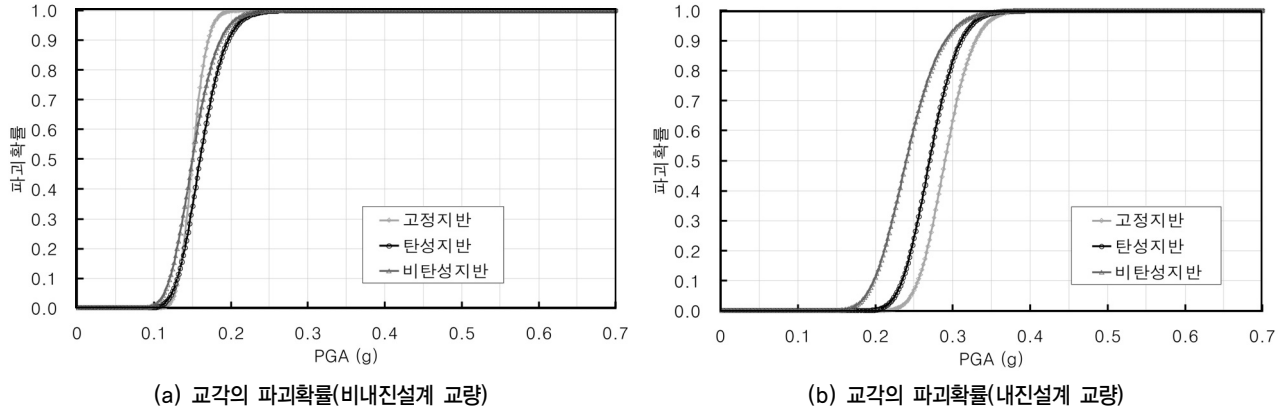
5.1 교각파괴에 대한 취약도

그림 10에서와 같이 교각의 변형에 의한 변위를 산정하여 교각파괴에 대한 지진취약도곡선을 산정하였다. 대상교량을 내진설계가 수행되지 않은 기존교량(비내진설계 교량)과 내진설계가 수행된 교량(내진설계 교량)으로 가정하여 평가하였다.

비내진설계 교량의 경우 일반적으로 교각의 축방향철근은 소성힌지영역에서 겹침이음 되어 있고 콘크리트를 횡구속하기 위한 횡방향철근이 적절하게 배근되어 있지 않아 극한변위연성도가 매우 작다. 이러한 교량의 경우 극한변위연성도는 압축콘크리트의 극한변형률을 0.002로 하여 산정할 수 있다⁽¹⁶⁾. 본 연구에서는 해석을 통해 극한변위연성도 2.4를 얻었으며 이를 교각의 파괴기준으로 정하였다.

한편, 내진설계 교량의 경우 횡철근에 의한 교각의 심부 콘크리트의 구속으로 충분한 변위연성도를 발휘하게 된다. 현행 도로교설계기준에 의한 횡철근이 배근되는 경우 교각이 확보할 수 있는 변위연성도의 크기는 어느 정도인지 명시적으로 나와 있지 않다. 단일교각의 경우 응답수정계수 3을 적용($R=3.0$)하고 있으므로 단주기 교량에서 확보하여야 하는 변위연성도(μ)의 크기는 에너지일정법칙(Equal Energy; $R = \sqrt{2\mu - 1}$)에 의해 5.0이 된다. 본 연구에서는 좀 더 안전측으로 고려해서 내진설계 교량의 경우 교각의 파괴기준을 변위연성도 6.0으로 설정하여 지진취약도를 평가하였다.

그림 12는 각 해석모델에 대한 교각파괴의 취약도곡선(교각의 파괴확률)을 비교한 것으로 비내진교량의 경우 지반모델의 차이에 따른 큰 차이를 보이고 있지 않으며, 내진설계 교량의 경우에는 지반모델에 따라 차이를 보인다. 표 4는 지반모델에 따른 교각의 파괴확률의 차이를 비교한 것이다. 비내진설계 교량의 경우, 설계지반가속도($PGA=0.24g$)일 때 파괴확률은 모든 해석모델에서 99.5% 이상이다. 파괴확률 50%일 때의 최대지반가속도는 고정지반, 탄성지반,



〈그림 12〉 교각의 지진취약도(교각 파괴)

〈표 4〉 교각의 지진취약도(파괴확률) 비교

해석모델	비내진설계 교량($\mu = 2.4$)		내진설계 교량($\mu = 6.0$)	
	설계지진시 파괴확률(%)	파괴확률 50%일 때 최대지반가속도(g)	설계지진시 파괴확률(%)	파괴확률 50%일 때 최대지반가속도(g)
고정지반	99.5 이상	0.15	1.0	0.29
탄성지반	99.5 이상	0.16	8.4	0.27
비탄성지반	99.5 이상	0.15	38.8	0.24

비탄성지반 모델에서 각각 0.15g, 0.16g, 0.15g로 거의 동등한 수준이다. 한편, 내진설계교량의 경우 설계지반가속도 일 때 교각의 파괴확률은 고정지반, 탄성지반, 비탄성지반 모델에서 각각 1.0%, 8.4%, 38.8%로 증가하며 특히 비탄성지반일 때 크게 증가한다. 파괴확률 50%일 때의 최대지반가속도는 각각 0.29g, 0.27g, 0.24g이다.

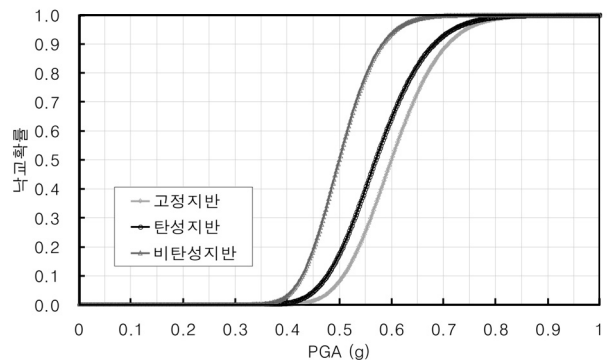
5.2 낙교에 대한 취약도

지진에 의한 상부구조의 총변위가 교량의 받침지지길이를 초과하는 경우 낙교가 발생한다. 식 (3)은 도로교설계기준에서 제시하는 최소받침지지길이(M)이다. 실제 교량의 받침지지길이는 이 최소받침지지길이 이상을 확보하고 있는 것이 일반적이지만 본 연구에서는 최소받침지지길이를 낙교의 기준값으로 설정하여 취약도곡선을 산정하였다. 식 (2)에 의한 해석대상교량의 최소받침지지길이는 734mm이다.

$$N = (200 + 1 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\theta^2) \text{ (mm)} \quad (3)$$

여기서, L은 인접 신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리(m), H는 기둥의 평균 높이, θ 는 받침선과 교축 직각방향과의 사잇각(도)이다.

그림 13는 각 해석모델에 대한 취약도(낙교)곡선을 비교



〈그림 13〉 지진취약도(상부구조의 낙교)

한 것으로 지반가속도 큰 영역에서 큰 차이를 보이고 있다. 고정지반 모델과 탄성지반 모델의 낙교에 대한 취약도의 차이는 비탄성지반 모델과의 차이에 비하여 상대적으로 작다. 이는 지반의 비선형특성이 낙교에 대한 취약도에 보다 크게 영향을 미치는 것임을 알 수 있다. 그러나, 설계지반가속도 (PGA=0.24g)에서는 모든 모델에서 낙교확률이 0.01% 미만으로 낙교가 발생하지 않을 것으로 판단된다. 낙교확률 50%일 때 최대지반가속도를 비교하면 고정지반, 탄성지반, 비탄성지반 모델에서 각각 0.60g, 0.57g, 0.50g이다. 이는 지반을 비탄성모델로 고려하는 경우 낙교에 대한 취약도가 크게 증가하는 것으로 고정지반 또는 탄성지반 모델로 낙교에 대한 성능을 평가하면 과대평가하게 되므로 적절치 않을 수 있다.

6. 결론

교량의 지진해석은 기초지반을 무시하고 고정지반으로 해석하거나 또는 기초지반을 탄성상태로 보고 해석하는 것이 일반적이다. 그러나, 기초지반 역시 지진 시 비선형거동 특성을 나타낸다. 따라서, 교량의 지진취약도를 보다 정확하게 평가하기 위해서는 이를 고려하는 것이 바람직하다. 본 연구에서는 지반종류 III에 위치한 6경간 연속교를 대상으로 하여 지반의 비선형거동특성이 교량의 지진취약도(교각 파괴 및 낙교) 미치는 영향을 해석적으로 평가하였다. 본 연구의 내용을 요약하면 다음과 같다.

1. El Centro 지진파를 입력지진파로 지반해석을 수행한 결과 설계지반가속도(PGA=0.24g)일 때 표층(모래)의 유효전단탄성계수(G_{eff})는 초기전단탄성계수(G_0)의 75% 수준으로 감소하였다.
2. 지반의 비선형특성(PGA=0.24g일 때)을 증가의 탄성스프링모델로 고려하는 경우 대상교량의 탄성진동주기는 고정지반모델, 탄성지반모델, 비탄성지반 모델에서 각각 1.61초, 1.85초, 2.05초로 증가하였다.
3. 비내진설계 교량($\mu = 2.4$)의 경우, 교각 파괴에 대한 취약도 특성은 해석모델(고정, 탄성, 비탄성 지반모델)에 관계없이 유사하였으며, 설계지반가속도(PGA=0.24g)일 때 교각의 파괴확률은 모든 모델에서 99% 이상이다. 파괴확률이 50%일 때의 최대지반가속도는 고정지반, 탄성지반, 비탄성지반 모델에서 각각 0.15g, 0.16g, 0.15g로 거의 동등한 수준이다.
4. 내진설계 교량($\mu = 6.0$)의 경우 교각 파괴에 대한 취약도 특성은 해석모델(고정, 탄성, 비탄성 지반모델)에 따라 차이가 있다. 설계지반가속도일 때 파괴확률은 고정지반, 탄성지반, 비탄성지반 모델에서 각각 1.0%, 8.4%, 38.8%로 증가하며 특히 비탄성지반으로 고려할 때 크게 증가하였다. 파괴확률 50%일 때의 최대지반가속도는 각각 0.29g, 0.27g, 0.24g이다.
5. 대상교량의 낙교에 대한 취약도는 지반가속도가 큰 영역에서 차이를 보였다. 고정지반 모델과 탄성지반 모델의 낙교에 대한 취약도의 차이는 비탄성지반 모델과의 차이에 비하여 상대적으로 작았다. 이는 지반의 비선형특성이 낙교에 대한 취약도에 보다 크게 영향을 미치는 것임을 의미한다. 설계지반가속도(PGA=0.24g)에서는 모든 모델에서 0.01% 미만으로 낙교가 발생하지 않았으며, 낙교 확률 50%일 때 최대지반가속도는 고정지반, 탄성지반,

비탄성지반 모델에서 각각 0.60g, 0.57g, 0.50g으로 차이를 보였다.

6. 지진 시 구조물과 지반은 거동에 상호영향을 미치게 된다. 이를 정확하게 해석하기 위해서는 구조물과 지반을 함께 모델화하고 입력지반운동에 대한 지진해석을 수행하여야하지만 본 연구에서는 해석의 편의를 위해 지반을 독립적으로 해석하고 지반의 비선형거동특성을 교량의 해석모델에 적용하였다. 향후 구조물-지반 상호작용을 고려한 보다 정밀한 취약도분석이 요구된다.

감사의 글

이 논문은 2004년 울산대학교 연구 지원에 의하여 연구되었으며 이에 감사드립니다.

참고 문헌

1. Expanding and Using Knowledge to Reduce Earthquake Losses, FEMA 383 Report, 2003.
2. 고현무, 이지호, 강준원, 조호현, “취약도해석을 위한 철근콘크리트 교각의 지진손상 평가인자 결정,” 한국지진공학회 추계학술발표대회 논문집, 308-315, 2002.
3. 정영수, 박창영, 박지호, “철근콘크리트 교각의 연성능력에 따른 지진취약도,” 한국콘크리트학회 논문집, 제19권, 제1호, 91-102, 2007.
4. 이대형, 박창규, 정영수, “다경간 교량의 받침조건에 따른 지진취약도 해석,” 대한토목학회논문집, 제27권, 제2A호, 227-236, 2007.
5. 김민규, 함대기, 최인길, “철도교의 지진취약도 함수 도출을 위한 안전율평가 결과 이용,” 한국지진공학회 논문집, 제13권, 제4호, 57-65, 2009.
6. 김동석, 박원석, 고현무, 최창열, “배율조정 및 스펙트럼 맞춤 입력지반운동모델에 대한 비선형 단자유도 시스템의 파손확률,” 한국지진공학회 논문집, 제12권, 제1호, 11-20, 2008.
7. 이대형, 정영수, 양동욱, “지진 진동수에 따른 교량의 내진성능기반 취약도 해석 방법,” 한국콘크리트학회 논문집, 제21권, 제2호, 187-197, 2009.
8. 김재천, 변지석, 신수봉, “지반특성을 고려한 FCM 교량의 지진취약도 분석,” 한국지진공학회 논문집, 제12권, 제3호, 37-44, 2008.
9. Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H. K., and Kim, S. H., “Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development,” *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.126, No.12, 1287-1295, 2000.
10. Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J., and Naganuma, T., “Statistical Analysis of Fragility Curves,” *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.126, No.12, 1224-1231, 2000.
11. 도로교설계기준, 한국도로교통협회, 2005.

12. 道路橋示方書同解説, V 耐震設計編, 日本道路協會, 2002
13. P.B Schnabel, J. Lismer and H. B. Seed, "SHAKE a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites," No. UCB/EERC 72-12, University of California, Berkeley, 1972.
14. Takeda, T., Sozen, M. A., and Nielsen, N. N., "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes," *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.96, No.12, 2257-2573, 1970.
15. 도로교표준시방서, 건설교통부, 1996
16. Mander, J.B, Priestley, M.J.N., and Park, R. "Theoretical stress-strain model fot confined concrete," *Journal of Structural Divison.*, ASCE, Vol.114 No.8, 1804-1826, 1988.