

교량거동에 미치는 기초의 회전 및 병진운동의 영향

Effects of Foundation Motions on Dynamic Behaviors of a Bridge under Seismic Excitations

김 상 효* 마 호 성** 함 형 진***
Kim, Sang-Hyo Mha, Ho-Seong Ham, Hyung-Jin

Abstract

Effects of translational and rotational motions of the foundation on the dynamic behaviors of a bridge under seismic excitations are examined by utilizing a simplified 3 degree-of-freedom of system. To consider the nonlinear characteristics of the RC pier, a hysteresis model is adapted, which can simulate the inelastic motion of the pier with the stiffness degradation. From results, the portion of the total displacement due to rotational motion of the foundation becomes larger as applied seismic excitation increases.

1. 서 론

20세기 들어 세계적으로 지진활동이 활발해지고 있으며, 그에 따른 피해 또한 크게 발생하고 있다. 국내의 경우 과거 15세기와 17세기 사이에 지진활동이 활발하였다는 문헌적 기록이 있으며, 최근 20세기 중반이후에도 여러 차례의 중 약진이 관측되고 있다. 이러한 지진에 의한 피해는 경제적 피해는 물론, 사회적 정신적 피해를 가져오므로 지진에 대한 충분하고도 효과적인 대비책의 강구가 필요시 되어왔다. 따라서 실제 지진과 근사한 인공지진을 발생시키는 합리적인 방법에 관한 연구가 수행되어 왔으며^{[1][2]}, 이러한 지진이력을 이용하여 구조물의 응답특성을 파악하기 위한 해석모형의 개발이 수행되어왔다^{[3][4]}.

구조물에 지진하중과 같이 큰 하중이 반복적으로 작용하는 경우 응답변위의 증가에 따라 구조물은 비선형거동을 하게된다. 특히 교각과 같은 콘크리트 구조물의 지진하중에 의한 동적 거동을 분석하기 위해서는 소성거동을 고려하여야 한다. RC교각의 소성거동은 모멘트 - 곡률곡선으로부터 구한 히스테리시스모형을 이용하여 예측할 수 있다. 이러한 히스테리시스모형은 많은 연구자들에 의해 실험적, 해석적으로 연구가 수행되어 왔으며, 이러한 연구결과를 바탕으로 변형수준에 따른 강성의 변화, 강도의 저하, 히스테리시스루프 면적의 변화를 고려하는 모델들이 제안되었다^{[5][6][7]}.

지진하중을 받는 교량의 정확한 거동을 분석하기 위해서는 교량거동에 영향을 주는 모든 인자에 대한 고려가 필요하다. 이러한 인자들 중에서 교량의 동적거동에 큰 영향을 미치는 인자들을 파악하고, 그 인자들에 의한 교량의 동적거동특성을 평가하는 것이 우선적으로 필요하다. 그러므로 이를 위해서 교량거동에 대한 보다 나은 해석적 모형의 개발이 선행되어야 한다.

본 연구에서는 지진하중을 받는 교량의 동적거동을 파악하기 위하여 단순화된 단자유도 및 3자유도 해석모형을 이용하였으며, 각 해석모형에 대해 선형과 비선형시스템을 각각 적용시켜 교량의 교축방향의 변위를 비교·분석하였다. 또한 선형과 비선형시스템을 가지는 해석모형을 이용하여 기초의 병진 및 회전운동이 교량의 동적거동에 미치는 영향을 분석하였다.

* 연세대학교 토목공학과 교수
** 연세대학교 토목공학과 박사후과정
*** 신풍건설컨설팅 사원

2. 인공지진이력

지진이력은 일반적으로 추계론적 방법에 의한 비정상과정으로 스펙트럼 밀도함수로부터 얻어진 진폭과 주기가 다양한 정현함수를 중첩하여 얻어진 정상과정과 지진형태를 지배하는 포락함수의 곱으로서 다음과 같은 시간함수로 나타낼 수 있다^[1].

$$\dot{v}_g(t) = E(t) \sum_{n=1}^N \sqrt{2S(\omega_n) \Delta\omega} \sin(\omega_n t + \phi_n) \quad (1)$$

여기서, $E(t)$ 는 가속도-시간이력곡선의 포락함수이고, $S(\omega)$ 는 스펙트럼 밀도함수이며, $\Delta\omega$ 는 진동수의 증분이다. 위상각 ϕ_n 은 독립무작위변수로 0과 2π 사이에서 일정한 분포를 갖는다. 또한 진폭 C_n 은 스펙트럼 밀도함수에 의하여 구할 수 있으며, 진폭과 스펙트럼 밀도함수와의 관계는 다음과 같다.

$$C_n^2 = 2S(\omega_n) \Delta\omega \quad (2)$$

스펙트럼 밀도함수는 Vanmarcke^[8] (1977)가 제안한 식 (3)을 이용하여 설계응답스펙트럼으로부터 구할 수 있다.

$$S(\omega_n) \approx \frac{1}{\omega_n \left(\frac{\pi}{4\zeta_s} - 1 \right)} \left(\frac{\omega_n^2 (S_v)_{s,p}^2}{r_{s,p}^2} - \int_0^{\omega_n} S(\omega) d\omega \right)^{1/2} \quad (3)$$

여기서, ζ_s 는 지속시간에 따른 감쇠계수이고, S_v 는 설계응답스펙트럼의 속도함수이며, $r_{s,p}$ 는 기간 s 동안의 p 확률로 일어날 수 있는 최대응답계수이다.

지진파는 지진의 발생원인, 규모와 지반조건에 따른 감쇠현상 등에 따라 다르며, 동일한 지진이라도 진앙지로부터 관측소의 위치에 따라 지진파의 특성은 달라지게 된다. 본 연구에서 적용한 지진이력의 포락함수는 복합형 포락함수로 그림 1과 같고, 각 구간별 포락함수는 표 1과 같다^[9].

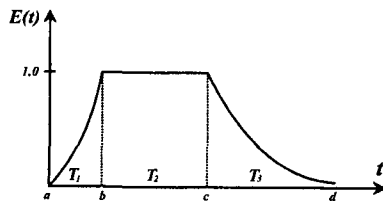


그림 1 지진파형의 포락함수

표 1 각 구간별 포락함수 및 유효지속시간

구 간	포락함수 [$E_n(t)$]	유효지속시간
$T_1 (a \sim b)$	$E_1(t) = \left(\frac{t-a}{b-a} \right)^n$	3초
$T_2 (b \sim c)$	$E_2(t) = E_{\max} = 1$	6초
$T_3 (c \sim d)$	$E_3(t) = e^{-\alpha(t-c)}$	15초

구조물의 응답에 영향을 미치는 지진이력의 유효지속시간은 한반도에서 발생된 지진의 최대규모 $M = 7.0$ 으로부터 일본의 지진학자 히사시다(久田)가 제시한 다음 식을 이용하여 24초로 결정하였으며, 지속시간의 구간별 진동시간은 표 1에 나타난 바와 같다^[9].

$$T = 10^{(M-2.5/3.23)} \quad (4)$$

여기서, T 는 유효지속시간이고, M 은 규모이다.

위와 같은 절차를 통하여 발생된 인공지진이력은 속도-시간이력곡선의 기준선이 변형됨으로 인해 포락함수가 대칭을 이루지 못하거나 가속도-시간이력곡선의 최대가속도가 최초의 최대지반가속도와 일치하지 못함으로 인해 설계응답스펙트럼과 비교하여 만족스러운 범위이내에 있지 않을 경우가 있다. 그러므로 최종적인 지진이력은 가속도 곡선함수를 이용한 기준선 보정과 최대가속도 보정을 통하여 얻어질 수 있다^[10].

본 연구에서 사용된 모의 지진이력은 도로교표준시방서^[11]에서 분류한 지반종류 II(단단한 점토 퇴적물 지반)에 해당되는 것이며, 해당 최대지반가속도에 대해 설계응답스펙트럼과 비교하여 보정한 것으로 그림 2에 지진이력의 대표적인 예를 나타내었다.

3. 교량의 동적해석모형

지진하중을 받는 교량의 동적거동은 교각의 강성, 교각높이, 지간장 등 교량의 주요제원 외에도 가동단에 위치한 교좌장치, 교각기초의 형태, 기초지반의 특성 및 기초와 지반의 상호작용 등 많은 인자들에 의해 영향을 받는다. 이러한 영향인자들 중에서 기초의 병진 및 회전운동이 교량의 동적거동에 미치는 영향을 분석하기 위하여 본 연구에서는 교량을 단자유도 해석모형과 3자유도 해석모형으로 가정하였다. 본 절에서는 각 해석모형에 대하여 간략히 나타내었다.

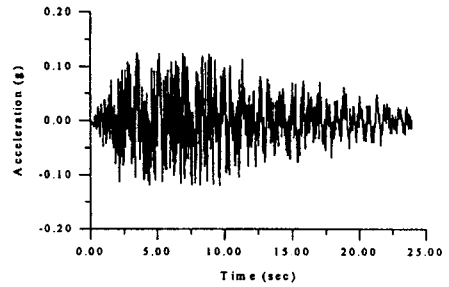


그림 2 인공지진이력의 예

3.1 단자유도 해석모형

지진하중에 의한 교량의 거동 중 교축방향의 변위를 분석하기 위하여 교각은 그림 3과 같이 상부구조와 일체로 거동한다고 가정하여 교량의 상부구조를 교각 상단에 집중질량으로 모형화하였다.

단자유도계로 단순화한 교량 모형에 대한 운동방정식은 다음과 같이 표현될 수 있다^[12].

$$m^* \ddot{Z}(t) + c^* \dot{Z}(t) + k^* Z(t) = p_{eff}^*(t) \quad (5)$$

여기서, m^* , c^* , k^* 는 일반화된 단자유도계 구조물의 질량, 감쇠, 강성이다. 또한 임의의 단자유도계의 변위는 형상함수와 일반좌표로 나타낼 수 있다.

$$v(z, t) = \phi(z)X(t) \quad (6)$$

$$\phi(z) = 1 - \cos\left(\frac{\pi z}{2L}\right) \quad (7)$$

3.2 기초의 운동을 고려한 3자유도 교량해석모형

지진하중에 의해 발생할 수 있는 기초의 병진 및 회전운동은 교량의 동적거동에 영향을 미치며, 특히 기초의 교축방향으로의 병진운동이나 회전운동은 교량의 교축방향으로의 변위를 변화시킨다. 따라서 교량의 동적거동 분석 시 기초의 병진 및 회전운동을 고려하기 위하여 교량을 단순화한 3자유도의 해석모형으로 모형화하였다(그림 4). 지배운동방정식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$m_1 \ddot{x}_1 + c^*(\dot{x}_1 - \dot{x}_3 l - \dot{x}_2) + k^*(x_1 - x_3 l - x_2) = -m_1 \ddot{v}_g(t) \quad (8)$$

$$m_2 \ddot{x}_2 + c_h \dot{x}_2 + k_h x_2 - c^*(\dot{x}_1 - \dot{x}_3 l - \dot{x}_2) - k^*(x_1 - x_3 l - x_2) = -m_2 \ddot{v}_g(t) \quad (9)$$

$$I_3 \ddot{x}_3 + c_r \dot{x}_3 + k_r x_3 - l c^*(\dot{x}_1 - \dot{x}_3 l - \dot{x}_2) - l k^*(x_1 - x_3 l - x_2) = 0 \quad (10)$$

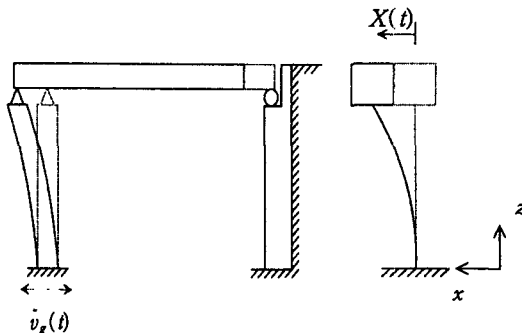


그림 3 단자유도 해석모형

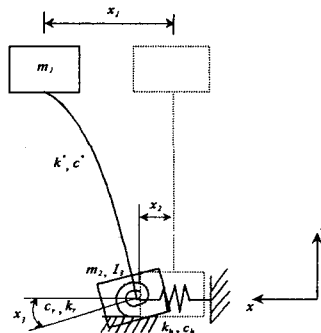


그림 4 3자유도 해석모형

여기서, x_1, x_2, x_3 는 각각 교각상부의 변위, 기초의 변위, 기초의 회전변위를, m_1, m_2, I_3 는 상부구조와 상부구조에 영향을 미치는 교각의 질량과 기초의 질량, 그리고 기초의 회전관성질량을, k_h, k^*, k_r 는 각각 기초의 횡방향 강성, 교각의 강성, 기초의 회전강성을, c_h, c_*, c_r 는 각각 기초의 횡방향 감쇠, 교각의 감쇠, 기초의 회전감쇠를 나타내며, $\ddot{v}_g(t)$ 는 지반가속도이다.

3.3 교각의 비선형 해석모형

앞에서 언급한 바와 같이, 교량의 거동이 크게 발생할 경우 교각의 소성으로 인하여 전체시스템은 비선형이 된다. 이러한 교각의 비선형거동을 분석하기 위하여 변형의 수준에 따른 강도 및 강성의 변화를 고려한 히스테리시스모형을 적용하였다. 히스테리시스모형은 아래의 식 (11)에 의해 모멘트 - 곡률곡선으로부터 구해지는 하중 - 변위곡선으로부터 구할 수 있다.

$$F = M/l, \quad D = \int_0^l x \phi dx \quad (11)$$

여기서, F 는 횡방향하중, M 은 모멘트, l 은 교각길이, D 는 횡방향 변위, x 는 하중작용점까지의 거리, ϕ 는 곡률이다. 그림 5과 그림 6은 원형 콘크리트교각의 모멘트 - 곡률곡선과 하중 - 변위곡선이다. 그림 7은 구성된 히스테리시스모형으로 D_y, F_y 는 각각 철근의 항복발생변위와 하중이고, D_u, F_u 는 각각 최대변위와 최대하중이며, K_y, K_u, K_r 은 각각 항복강성, 극한강성, 하중제거시 강성이다. 하중제거시 강성은 Otani 등(1984)이 제안한 식으로부터 구할 수 있다[7].

$$K_r = K_y |D_y/D_u|^\alpha \quad (12)$$

여기서, α 는 하중감소시 강성저하 매개변수로 철근콘크리트의 경우 약 0.1~0.5의 값으로 가정된다.

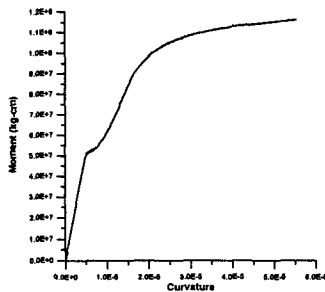


그림 5 모멘트 - 곡률곡선

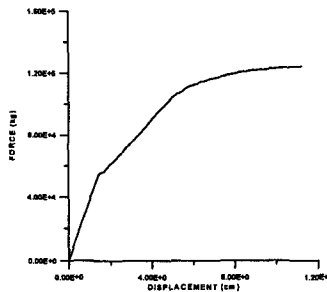


그림 6 하중 - 변위곡선

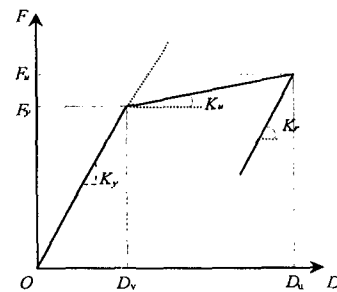


그림 7 히스테리시스모형 변수

4. 결과분석

본 연구에서는 각각 선형시스템과 비선형시스템을 가지는 단순화한 교량의 해석모형을 바탕으로 다양한 최대지반가속도에 대한 교량상부의 최대응답변위를 분석하였다. 이 결과를 토대로 기초조건, 즉 회전 및 병진운동이 교량상부의 최대응답변위에 미치는 영향을 비교·분석하였으며 그 결과는 표 2와 표 3과 같다. 본 연구에서 적용한 대상교량은 지간장이 35 m인 강관형교로 교각형식은 π 형의 원형교각이고, 교각높이가 12 m이다.

표 2와 표 3의 결과에서 알 수 있듯이 선형 및 비선형시스템 모두에 있어서 기초의 회전 및 병진운동이 교량상부의 최대응답변위를 증가시키는 것으로 나타났다. 기초조건이 최대응답변위에 미치는 영향은 병진운동보다는 회전운동에 의한 영향이 상대적으로 큰 것으로 나타났다. 선형시스템의 경우 기초의 병진운동에 의한 최대응답변위의 증가는 기초조건을 고려하지 않은 경우에 비하여 약 2.5%정도이며, 기초의 회전운동에 의한 최대응답변위의 증가는 14.5%정도이다. 비선형시스템의 경우는 기초의 병진 및 회전운동에 의한 최대응답변위의 증가는 각각 1~

2%, 10~17%정도이다. 그림 8과 그림 9는 지진하중에 대한 단자유도와 3자유도 해석모형의 응답이력곡선이고, 그림 10은 기초의 회전운동과 병진운동에 의한 응답이력곡선이다.

표 2 기초조건에 따른 교량상부의 최대응답변위 (선형)

최대지반 가속도	기초조건을 고려하지 않은 경우		기초의 병진운동을 고려한 경우		기초의 회전운동을 고려한 경우		기초의 병진, 회전운동을 고려한 경우	
	평균	표준편차	평균	표준편차	평균	표준편차	평균	표준편차
0.2g	6.754	0.579	6.931	0.599	7.719	0.692	7.874	0.705
0.3g	10.131	0.868	10.397	0.899	11.579	1.037	11.811	1.057
0.4g	13.508	1.158	13.863	1.198	15.438	1.383	15.747	1.410
0.5g	17.063	1.355	17.487	1.408	19.561	1.799	19.976	1.866
0.6g	20.475	1.626	20.984	1.689	23.473	2.159	23.971	2.240

표 3 기초조건에 따른 교량상부의 최대응답변위 (비선형)

최대지반 가속도	기초조건을 고려하지 않은 경우		기초의 병진운동을 고려한 경우		기초의 회전운동을 고려한 경우		기초의 병진, 회전운동을 고려한 경우	
	평균	표준편차	평균	표준편차	평균	표준편차	평균	표준편차
0.2g	6.133	0.747	6.257	0.755	7.163	0.806	7.274	0.801
0.3g	9.380	1.327	9.523	1.356	10.697	1.513	10.849	1.521
0.4g	13.219	2.114	13.387	2.130	14.816	2.264	14.975	2.280
0.5g	18.275	2.643	18.474	2.673	20.218	2.835	20.421	2.866
0.6g	23.082	3.421	23.344	3.433	25.358	3.674	25.587	3.706

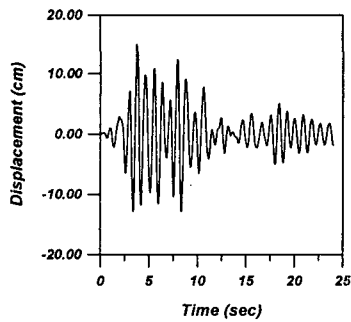
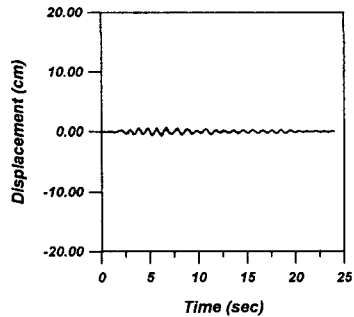


그림 8 응답이력곡선 (단자유도)



(a) 기초의 병진운동

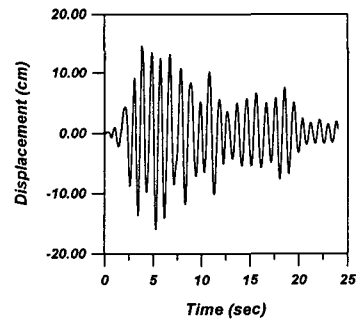
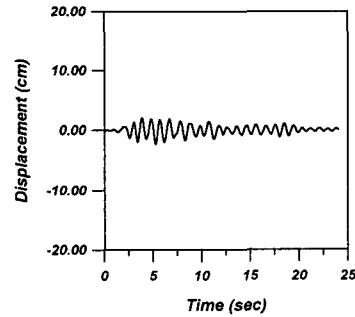


그림 9 응답이력곡선 (3자유도)



(b) 기초의 회전운동

그림 10 기초의 회전 및 병진운동에 의한 응답이력곡선

기초조건에 따른 최대응답변위의 증가율은 선형시스템의 경우 최대지반가속도의 증가에 따라 거의 변화가 없이 일정한 것으로 나타났으나, 비선형시스템의 경우는 최대지반가속도의 증가에 따라 대체로 감소하는 추세를 보이는 것으로 나타났다. 또한 교량상부의 최대응답변위는 그림 11에 나타난 바와 같이 최대지반가속도가 0.4g이하인 경우에는 선형시스템이 큰 것으로, 최대지반가속도가 0.4g이상인 경우에는 비선형시스템이 큰 것으로 나타났다.

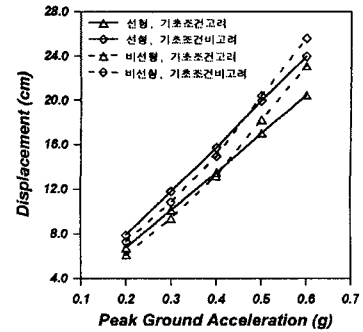


그림 11 기초조건에 따른 최대응답변위

5. 결 론

본 연구에서는 교각의 선형거동과 비선형거동에 따른 교량상부에서의 최대응답변위를 평가하였으며, 교각기초의 회전 및 병진운동이 교량거동에 미치는 영향을 선형시스템과 비선형시스템에 대하여 각각 비교·분석하였다. 본 연구로부터 얻어진 결론은 다음과 같다.

1. 교각의 선형거동과 비선형거동에 따른 교량상부의 최대응답변위는 최대지반가속도의 크기에 따라 영향을 받으며, 최대지반가속도가 0.4g이하인 경우에는 선형거동에 의한 최대응답변위가 큰 것으로, 최대지반가속도가 0.4g이상인 경우에는 비선형거동에 의한 최대응답변위가 큰 것으로 분석되었다.
2. 기초의 회전 및 병진운동으로 인해 발생하는 교량상부의 응답변위는 선형시스템과 비선형시스템 모두에서 회전운동에 의한 영향이 병진운동에 의한 영향보다 큰 것으로 분석되었으며, 최대지반가속도가 증가함에 따라 기초의 회전 및 병진운동에 의한 응답변위는 선형시스템의 경우 증가율이 일정한 것으로, 비선형시스템의 경우 증가율이 감소하는 것으로 분석되었다.

그러므로, 교량상부의 교축운동으로 인한 응답변위분석에서는 기초운동의 영향을 고려하여야 하며, 특히 회전으로 인한 변위증가는 그 영향이 적지 않으므로 주의가 필요한 것을 알 수 있다. 본 연구에서 고려한 기초형식은 직접기초이며, 다양한 기초형식에 따라 기초운동의 영향 또한 크게 다를 것으로 예측되므로, 이에 따른 연구가 수행되어야 한다.

6. 참 고 문 헌

1. Scanlan, R. H. and Sachs, K., "Earthquake Time Histories and Response Spectra", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 100, 1974, pp. 635~655.
2. Preumont, A., "The Generation of Spectrum Compatible Accelerograms for the Design of Nuclear Power Plants", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 12, 1984, pp. 481~497.
3. Kennedy, R. P., Short, S. A., Merz, K. L., Tokarz, F. J., Idriss, I. M., Power, M. S., and Sadigh, K., Engineering Characterization of Ground Motion - Take I: Effects of Characteristics of Free-field Motion on Structural Response, NUREG/CR-3805, Vol. 1, U.S. Nuclear Regulatory Commission, 1984.
4. Inoue, T. and Cornell, C. A., "Seismic hazard analysis of MDOF Structures", Proceedings of ICASP, Mexico City, 1991.
5. Clough, R. W. and Johnston, S. B., "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements", Proceedings of Second Japan National Conference on Earthquake Engineering, 1996, pp. 227-232.
6. Riddel, R. and Newmark, N. M., "Forced-Deformation Models for Nonlinear Analysis", Journal of the Structural Division, Vol. 105, No. 12, 1979, pp. 2773-2778.
7. Otani, S., "Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis", Proceedings of Eighth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 4-1, 1984, pp. 551-558.
8. Vanmarcke, E. H., "Structural Response to Earthquakes", Seismic Risk and Engineering Decisions,

Amsterdam, Elsevier, 197, pp. 287~337.

9. 김원배, "구조물의 동적해석을 위한 한반도의 인공지진파 작성", 고려 대학교 대학원 토목공학과, 박사학위 논문, 1987.
10. Gasparini, D. A., and Vanmarcke, E. H., "Evaluation of Seismic Safety of Buildings", Massachusetts Institute of Technology, Report No. 2, 1976.
11. 건설교통부, 도로교표준시방서, 1996.
12. Clough, R. W. and Penzein, J., Dynamics of Structures, 2nd ed., McGraw-Hill, 1993, pp. 555~730.