

교대-토체의 강성저하를 고려한 교량의 지진거동분석

Seismic Behavior Analysis of a Bridge Considering Stiffness Degradation due to Abutment-Soil Interaction

김 상 효* 마 호 성** 경 규 혁*** 이 상 우****
Kim, Sang-Hyo Mha, Ho-Seong Kyung, Kuy-Hyuk Lee, Sang-Woo

ABSTRACT

Longitudinal dynamic behaviors of a bridge system under seismic excitations are examined with various magnitudes of peak ground accelerations. The stiffness degradation due to abutment-soil interaction is considered in the bridge model, which may play the major role upon the global dynamic characteristics. The idealized mechanical model for the whole bridge system is proposed by adopting the multiple-degree-of-freedom system, which can consider components such as pounding phenomena, friction at the movable supports, rotational and translational motions of foundations, and the nonlinear pier motions. The abutment-soil interaction is simulated by utilizing the one degree-of-freedom system with nonlinear spring. The stiffness degradation of the abutment-soil system is found to increase the relative displacement under moderate seismic excitations.

1. 서 론

지진하중에 의한 교량시스템의 동적거동은 다양한 영향요소들에 의해 지배를 받으며, 이러한 영향요소로는 교대-토체의 상호작용, 인접 진동계간의 충돌, 가동단에서의 마찰, 기초의 운동, 그리고 RC교각의 비선형성 등이 있다. 특히 교대-토체의 상호작용으로 인한 교대의 거동은 교량시스템의 전체적인 거동특성에 상당한 영향을 미칠 것으로 판단되나 지반 자체뿐만 아니라 교대-지반 상호작용의 불확실성 등으로 인하여 그 영향정도를 정확하게 평가하는 것은 상당히 어려운 문제이다. 최근까지의 유사한 연구에서는 교대-토체의 상호작용으로 인한 영향을 고려하지 않거나 또는 교대와 인접 토체를 일정강성을 갖는 단순한 선형스프링으로 모형화하는 것이 대부분이었다^{[1][2]}. 이와 같이 전체적인 교량시스템의 지진거동 분석시 교대-토체의 상호작용을 고려하지 않을 경우, 상대적으로 유사한 특성을 갖는 진동계로 구성된 교량시스템은 인접진동계간의 상대거리가 상대적으로 작아지게 되며, 결과적으로 전체적인 교량시스템의 응답변위가 과소평가될 수 있다. 또한 교대-토체를 일정강성을 갖는 선형스프링으로 모형화하는 경우에는 교대-토체의 상호작용으

* 연세대학교 사회환경건축공학부 교수, 정회원
** 호서대학교 토목공학과 전임강사, 정회원
*** 현대건설 사원
**** 연세대학교 토목공학과 박사과정, 정회원

로 인한 교대의 강성저하를 고려할 수 없으므로 교량시스템의 실제거동특성을 정확히 평가할 수 없게 된다. 그러므로 지진하중에 의한 교량시스템의 전체적인 거동특성을 합리적으로 평가하기 위해서는 교대의 강성저하로 인한 비선형 거동을 반영할 수 있는 비선형 진동계의 도입이 필요하다.

본 연구에서는 교량시스템에서 교각진동계와는 다른 진동구조를 갖는 교대진동계를 하나의 비선형 진동계로 모형화하여 교대강성저하를 반영하고, 인접 진동계간의 충돌 및 가동단의 마찰 등 다양한 구성요소의 영향을 고려할 수 있는 단순화된 다자유도 해석모형을 개발하였으며, 이를 바탕으로 지진하중으로 인한 전체적인 교량시스템의 동적 응답특성을 분석하였다.

2. 교대의 동적해석모형

교대-지반의 상호작용으로 인한 교대의 비선형거동을 반영하기 위한 간편한 방법은 교대에 인접한 토체를 비선형 강성과 감쇠를 가지는 단자유도 시스템으로 모형화하는 것이다. 이러한 방법은 계산과정이 비교적 단순하면서도 교대의 실제 거동과 거의 근사한 결과를 얻을 수 있으며, 현장 실험을 통해 그 타당성이 입증되었다^{[3][4]}. 본 연구에서는 교대진동계를 그림 1과 같이 선형 감쇠와 비선형스프링으로 이루어진 단자유도시스템으로 모형화하였다. 교대는 점선으로 표시한 뒷채움재와 일체로 거동하며, 교대진동계의 질량은 교대 자체뿐만 아니라 교대와 일체로 거동하는 뒷채움재의 질량을 합한 것으로 가정하였다. 그림 1에서 m_A 는 교대의 질량, $u_{g(A)}$ 는 지반변위, u_A 는 m_A 의 지반변위에 대한 상대변위, 그리고 $K_A(x)$ 와 C_A 는 각각 교대에 인접한 토체의 비선형강성과 선형감쇠상수를 나타낸다.

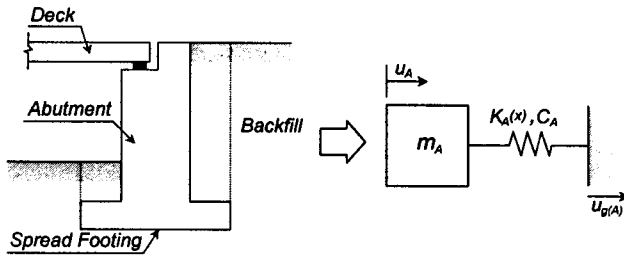


그림 1. 교대의 모형화

교대의 비선형강성, $K_A(x)$ 는 그림 2에서 보여지는 바와 같이 교대의 수평 및 회전이동을 포함하는 총 교축방향변위를 발생시키는 교축방향하중의 관계로부터 구할 수 있다. 이러한 교대의 하중-변위관계는 그림 3에 나타난 것과 같이 교대에 작용하는 하중과 모멘트를 이용하여 교대 상부

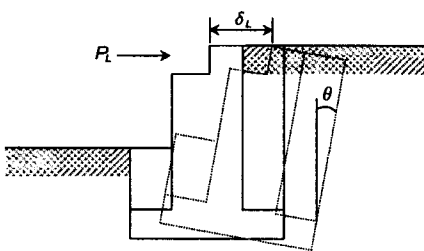


그림 2. 교대의 교축방향이동

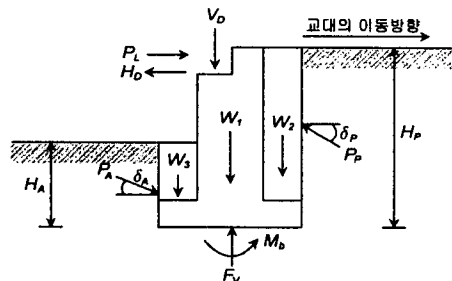


그림 3. 교대에 작용하는 하중과 모멘트

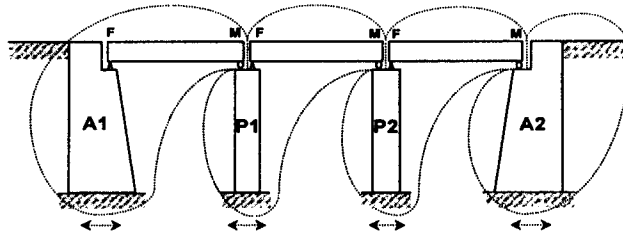
의 교축방향변위(δ_L)에 대한 하중과 모멘트 평형방정식을 동시에 만족시키는 교축방향하중(P_L)을 결정함으로써 구할 수 있다. 그림 3에서 V_D 와 H_D 는 수직 및 교축방향의 상부하중으로 $H_D = \mu V_D$ 이고, μ 는 접촉면의 마찰계수이다. W_1 은 교대의 중량, W_2 와 W_3 는 교대와 일체로 거동하는 토체의 중량, P_A 와 P_P 는 각각 주동 및 수동토압, δ_A 와 δ_P 는 교대의 벽면 마찰각, H_A 와 H_P 는 각각 주동 및 수동영역의 높이, F_v 는 수직반력, M_b 는 저항모멘트를 의미한다.

3. 교대-토체의 강성저하를 고려한 교량시스템의 동적해석모형

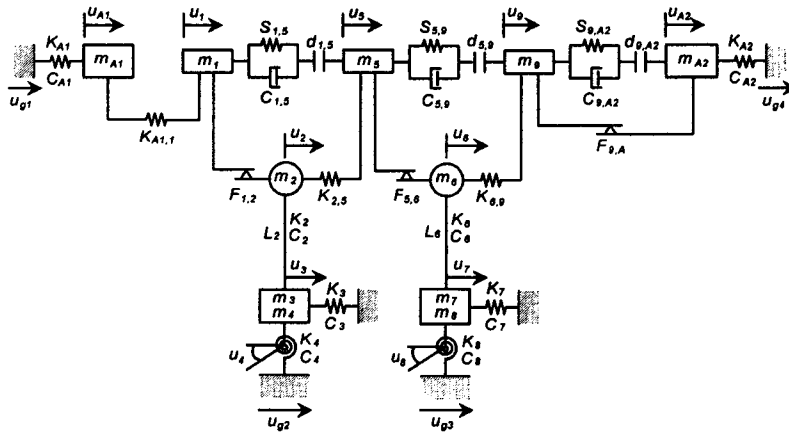
본 연구에서 고려한 대상교량은 그림 4에서 보여지는 것과 같이 지간장 35m인 3경간 단순 강판형교로 이루어졌다. 교각은 직경 1.7m의 원형교각으로 이루어진 bent type으로 높이는 12m이다. 교각의 기초형식은 비교적 지반조건이 양호한 경우에 사용되는 직접기초만을 대상으로 하였으며, 기초의 교축방향 폭은 6m, 교축직각방향 폭은 14m, 그리고 높이는 2m로 하였다. 교대는 확대기초 위에 놓여 있으며, 높이는 6.5m, 교축직각방향과 교축방향 폭은 각각 20m와 2m이다. 또한, 지반의 영향을 고려하기 위해 교대 뒷채움재의 높이는 교대 높이와 같은 6.5m로 하였으며, 교대와 벽면 및 노면과의 경사각은 0°를 적용하였다.

전체적인 교량시스템의 모형화는 교대-토체의 상호작용에 의한 교대의 강성저하뿐만 아니라, 인접 진동계간의 충돌, 가동단에서의 마찰, 기초의 운동, 그리고 RC교각의 비선형성 등을 고려할 수 있도록 그림 4(a)에서 보는 바와 같이 4개의 단위진동계(A1-P1-P2-A2)로 단순화하였다. 여기서, A1 진동계는 상부구조와 고정단으로 연결되어 교대와 상부구조가 일체로 거동하는 교대진동계이며, P1, P2 진동계는 각각 교각과 인접한 상부구조로 이루어진 교각진동계이고, 그리고 A2 진동계는 상부구조와 가동단으로 연결되어 교대자체만이 독립진동계를 구성하는 교대진동계이다. 교대진동계는 앞서 언급한 바와 같이 교대-토체의 상호작용에 의한 교대의 강성저하를 고려하기 위하여 단자유도로 모형화하였다. 교각진동계는 인접 진동계간의 충돌과 가동단에서의 마찰을 고려하기 위하여 4자유도, 즉 상부구조의 교축방향변위, 교각상부에서의 변위, 기초의 병진 및 회전변위를 갖는 것으로 모형화하였다. 따라서 전체적인 교량시스템은 그림 4(b)에 나타난 것과 같이 총 10자유도($u_{A1} = u_1$)를 갖도록 모형화하였다. 그림 4(b)에서 m_1, m_5, m_9 는 상부구조의 질량, m_2, m_6 은 교각의 질량, m_3, m_7 은 기초의 질량, m_4, m_8 은 기초의 회전관성질량, 그리고 m_{A1}, m_{A2} 은 교대의 질량이다. K_2, K_6 과 C_2, C_6 은 교각의 강성과 감쇠를, K_3, K_7 과 C_3, C_7 은 기초의 병진강성과 감쇠를, K_4, K_8 과 C_4, C_8 은 기초의 회전강성과 감쇠를, 그리고 K_{A1}, K_{A2} 과 C_{A1}, C_{A2} 은 교대의 강성과 감쇠를 각각 나타낸다. $K_{A1,1}, K_{2,5}, K_{6,9}$ 는 각 진동계의 고정단의 강성, $F_{1,2}, F_{5,6}, F_{9,A}$ 는 가동단에 작용되는 마찰력, $S_{1,5}, S_{5,9}, S_{9,A2}$ 과 $C_{1,5}, C_{5,9}, C_{9,A2}$ 은 충돌요소의 강성과 감쇠, 그리고 $d_{1,5}, d_{5,9}, d_{9,A2}$ 는 인접 진동계간의 여유공간이다. u_i 는 각 진동계에 존재하는 자유도에서의 지반변위에 대한 상대변위이며, \ddot{u}_{gi} 는 지반가속도이다.

인접 진동계간의 충돌은 그림 4에서 보여지는 것과 같이 탄성의 스프링강성과 감쇠를 갖는 충돌요소로 모형화하였으며, 충돌요소의 스프링강성과 감쇠는 두 진동계사이의 여유공간을 초과하는 경우에만 작용하는 것으로 고려하였다^[5]. 가동단에서의 마찰효과는 가동단에 가해지는 수직하중에 비례하고, 작용방향은 활동속도에 의해 결정되는 Coulomb 마찰모형을 이용하여 고려하였다. 마찰력은 정지상태로부터 미소한 상대속도, ϵ 까지는 선형적으로 증가하며, 활동상태에서는 일정한 값(수직하중과 마찰계수의 곱)을 갖는 것으로 가정하였다^[6]. 또한 지진하중의 작용과 그로 인해 발생하는 변위의 증가에 따라 나타나는 철근콘크리트 교각의 비선형거동을 반영하기 위해서 기하학적 비선형성을 나타내는 P- Δ 효과와 재료적 비선형성을 고려할 수 있는 히스테리시스모형을 적용하였으며, 히스테리시스모형의 변수들은 철근 콘크리트교각에 대해 수치적으로 구한 하중-



(a) 대상 교량시스템



(b) 교량시스템의 다자유도 해석모형

그림 4. 대상 교량시스템의 모형화

변위관계로부터 결정하였다^[7].

4. 결과분석

본 연구에서는 개발된 교량시스템의 해석모형을 바탕으로 교대-토체의 상호작용으로 인한 교대의 강성저하가 지진하중을 받는 교량시스템의 전체적인 거동특성에 미치는 영향을 분석하였다. 입력하중으로는 널리 사용되고 있는 SIMQKE 프로그램^[8]을 바탕으로 현행 도로교표준시방서(1996)^[9]에서 제시하고 있는 설계응답스펙트럼에 일치하도록 모의 발생시킨 인공지지이력을 사용하였다. 충돌요소의 강성과 감쇠는 기존의 민감도 분석을 통하여 구한 값을 사용하였고^[5], 인접진동계간의 여유공간은 5cm를 적용하였다. 가동단에서의 마찰계수는 현행 도로교표준시방서에서 제시하고 있는 값($\mu=0.05$)을 적용하였다.

4.1 교대의 강성결정

교대-토체의 상호작용으로 인한 교대의 강성저하를 고려한 전체 교량시스템의 지진거동분석을 위하여 우선적으로 교대-토체의 상호작용을 고려한 교대의 강성을 결정하였다. 교대의 강성은 인접한 토체의 종류 및 상태에 따라 상당히 달라질 수 있으므로 이를 해석에 반영하기 위해서는 토체의 물성에 따른 교대의 강성저하특성을 합리적으로 평가할 수 있어야 한다. 본 연구에서 가정한 토체는 양질의 중간밀도를 갖는 사질토이며, 토체의 물성은 내부마찰각이 37° 이며, N 값이 1

0~30이고, 상대밀도는 30~60%이다. 또한 교축방향변위에 따른 수동 및 주동토압계수는 그림 5를 이용하여 결정할 수 있다^[10].

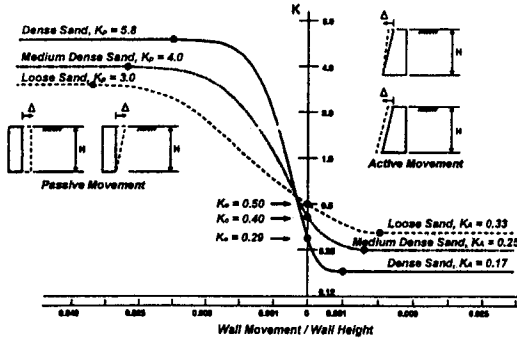


그림 5. 교축방향변위에 대한 토압계수의 관계

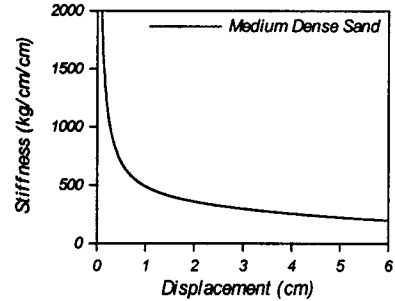


그림 6. 교대의 교축방향강성

그림 6은 본 연구에서 적용한 평형방정식을 이용하여 계산된 뒷채움재 방향으로의 교대의 단위 폭당 강성(주동강성)이다. 교대의 구조물방향으로의 강성(수동강성)은 기존의 연구결과를 바탕으로 주동강성보다 10배정도 작은 강성을 적용하였다^[11]. 단, 교대의 강성이 저하되기 시작하면 저하된 강성은 복원되지 않으며, 한계변위에 도달한 후 강성은 변위에 관계없이 일정한 값을 유지하는 것으로 가정하였다. 한계변위는 수동상태에 대해 $\delta_L/H = 0.02$, 주동상태에 대해 $\delta_L/H = 0.002$ 를 사용하였다^[12]. 또한 본 연구에서는 적용한 방법론에 대한 검증은 위하여 1994년 CALTRANS에서 실시한 현장실험결과를 이용하였다(그림 7). 그림 7은 교대의 단위폭당 교축방향 강성을 비교한 것으로 초기변위구간인 약 1cm까지는 해석값과 다소 차이를 보이지만, 변위가 증가함에 따라 두 결과가 서로 잘 일치하는 것으로 나타났다.

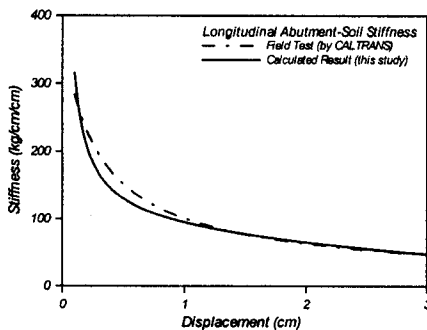


그림 7. 교대의 교축방향강성 비교

- <교대의 제원>
- 높 이 : 2.10m
 - 교 축 방 향 폭 : 0.51m
 - 교 축 직 각 방 향 폭 : 4.72m

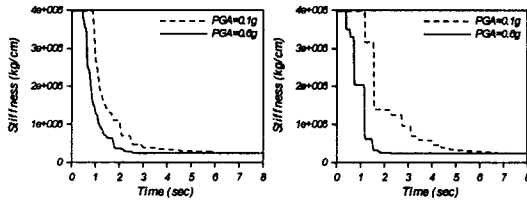
- <토체 조건>
- 입도분포가 고르지 않은 약 90%로 상대다짐된 모래
 - 상대 밀 도 : 60~70%
 - 내부마찰각 : 40°
 - 벽면마찰각 : 21°(교대기초)
: 15°(교대)

4.2 지진하중에 의한 교대의 강성저하 특성분석

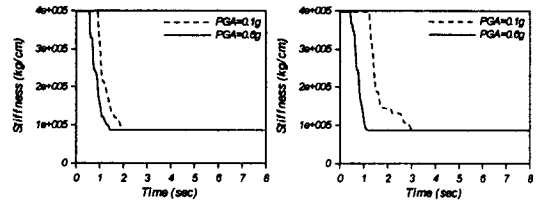
본 절에서는 지진하중을 받는 교량시스템에서 유효지속시간동안 교대의 강성저하특성을 분석하였다. 적용한 입력하중은 최대지반가속도 0.1g와 0.6g를 갖는 지진이력이며, 지진파의 전달속도는 760m/sec로 가정하였다. 여기서, 교대의 강성은 대상교대의 교축직각방향 폭을 곱한 값이며, 교대주변의 토체는 중간밀도의 모래를 대상으로 하였다.

그림 8과 그림 9는 각각 교대의 수동강성과 주동강성에 대한 시간이력도를 나타낸 것이다. 모

든 경우에 있어서 교대의 강성저하는 작용된 최대지반가속도에 관계없이 유사한 경향을 보이는 것으로 나타났으며, 전체적인 강성의 저하율이나 초기강성저하가 시작되는 시간, 그리고 일정강성에 수렴하는데 걸리는 시간은 작용된 지진하중에 따라 다소 차이가 있으나, 일단 초기의 강성저하가 발생하기 시작하면 급격하게 강성이 저하되어 짧은 시간 내에 일정한 강성으로 수렴하는 것으로 나타났다. 따라서 이러한 교대의 강성저하는 전체교량시스템의 응답변위 및 진동특성에 상당한 영향을 미칠 것으로 판단된다.



(a) A1진동계 (b) A2진동계
그림 8. 시간에 따른 교대의 수동강성

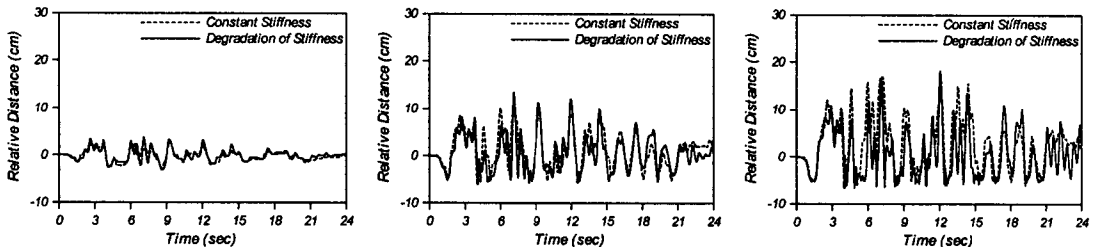


(a) A1진동계 (b) A2진동계
그림 9. 시간에 따른 교대의 주동강성

4.3 교대의 강성저하에 따른 응답분석

본 절에서는 교대-지반의 상호작용으로 인한 강성저하가 전체교량시스템의 응답변위에 미치는 영향을 파악하기 위해 인접진동계간의 상대거리를 일정강성을 적용한 경우와 비교·분석하였다. 적용한 일정강성($K_s = 2.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}$)은 현행 도로교표준시방서에서 규정하고 있는 방법을 이용하여 결정하였다. 또한, 지진하중은 0.1g~0.6g의 최대지반가속도를 갖는다.

그림 10은 교대의 강성을 일정한 값으로 고려한 경우와 교대의 강성저하를 고려한 경우에 대한 인접진동계간 상대거리의 시간이력도를 나타낸 것이다. 그림 10에서 알 수 있듯이 전체적인 응답 크기 뿐만 아니라 이력도의 형태도 상당히 다른 경향을 보이는 것으로 나타났으며, 교대의 강성저하를 고려한 경우의 상대거리는 일정강성을 고려한 경우에 비해 지진하중의 작용 초기부터 상대적으로 상당히 큰 응답변위를 경험하는 것으로 밝혀졌다. 이러한 경향은 지진하중에 의해 강성저하가 발생되기 시작하면서 급격하게 교대의 강성이 감소하기 때문이며, 최대지반가속도가 증가할수록 더욱 두드러진 것으로 분석되었다.



(a) 최대지반가속도=0.1g (c) 최대지반가속도=0.3g (e) 최대지반가속도=0.5g

그림 4.7 교대의 강성저하를 고려한 인접진동계간의 상대거리 (A1-P1진동계)

표 1은 교대강성을 일정한 값으로 고려한 경우와 교대의 강성저하를 고려한 경우에 대한 인접진동계간의 최대상대거리를 나타낸 것이다. 여기서, 최대상대거리는 각 최대지반가속도별 10개의 지진파에 대한 모의분석 결과의 평균값이다. 표 1의 결과로부터 교대-교각진동계간의 상대거리를 살펴보면, 최대지반가속도 0.4g이하에서는 교대의 강성저하를 고려한 경우의 응답이 일정강성을

적용한 경우보다 크게 평가되었으며, 교각-교각진동계간의 상대거리는 최대지반가속도 0.2g 이상에서 강성저하를 고려한 경우의 응답이 상당히 증가하는 것으로 나타났다. 따라서 최대지반가속도의 크기가 비교적 크지 않은 지역(0.1g~0.4g)에서는 교량시스템의 지진거동 해석시, 교대의 강성저하를 고려한 응답분석이 수행되어야 할 것으로 판단된다.

표 1. 인접진동계간의 최대상대거리

(단위 : cm)

최대지반 가속도	A1-P1		P1-P2		P2-A2	
	일정강성	강성저하	일정강성	강성저하	일정강성	강성저하
0.1g	2.58	4.05	0.65	0.52	2.32	3.09
0.2g	7.75	9.25	1.37	2.27	5.81	7.13
0.3g	11.97	13.89	3.52	5.63	9.29	10.69
0.4g	16.72	17.30	5.13	6.84	11.76	12.42
0.5g	20.96	20.53	6.46	9.46	14.54	14.83
0.6g	25.05	24.91	8.80	11.64	16.47	16.35

5. 결 론

본 연구에서는 지진하중에 의한 교량시스템의 동적거동을 분석하기 위해서 교량시스템의 구성요소와 교대와 지반의 상호작용으로 인한 교대의 강성저하를 고려할 수 있는 다자유도 해석모형을 개발하였다. 이를 이용하여 교대의 강성저하가 전체교량시스템의 응답특성에 미치는 영향을 다양한 최대지반가속도를 갖는 지진하중에 대하여 분석하여 보았다. 본 연구를 통하여 얻어진 결론은 다음과 같다.

1. 본 연구에서 개발한 교량시스템의 해석모형은 교대와 지반의 상호작용으로 인한 교대의 강성저하를 고려하여 지진하중을 받는 전체교량시스템의 거동특성분석에 적절한 것으로 판단된다.
2. 교대의 강성은 최대지반가속도의 크기에 관계없이 지진하중이 작용한 직후 급격하게 저하되는 경향을 보이며, 비교적 짧은 시간 내에 일정한 값으로 수렴함을 알 수 있다. 따라서 지진하중을 받는 교량시스템의 거동분석시 교대의 강성저하는 전체적인 교량시스템의 보다 정확한 지진거동특성을 분석하기 위해서는 반드시 고려되어야 할 것으로 판단된다.
3. 지진하중을 받는 교량시스템의 거동특성 분석시, 0.4g이하의 최대지반가속도에서 교대의 강성저하를 고려한 경우의 응답변위는 일정강성을 적용한 경우보다 상대적으로 큰 것으로 평가되었으며, 0.5g이상의 최대지반가속도에서는 오히려 응답변위가 감소하는 것으로 나타났다. 따라서 중·약진의 지진하중이 예상되는 지역에서는 교량시스템의 동적응답 분석시 일정강성을 적용할 경우 응답변위가 과소평가될 수 있으므로 교대의 강성저하를 고려한 거동분석을 수행해야 할 것으로 판단된다.

본 연구결과, 교대와 지반의 상호작용으로 인한 교대의 강성저하는 전체교량시스템의 응답형태 및 크기에 상당한 영향을 미치는 인자임이 밝혀졌으며, 교대의 강성저하는 지진하중을 받는 교량시스템의 거동분석시 반드시 고려해야 할 주요영향인자로 판단된다. 향후 다양한 지반조건에 따

른 교대의 거동특성을 평가할 수 있는 보다 합리적이고 실질적인 방법론에 대한 연구가 수행되어야 할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 서울대학교 지진공학연구센터를 통한 한국과학재단 우수연구센터 지원으로 수행되었음을 밝히며 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. Watanabe, E., Kajita, Y., Sugiura, K., Nagata, K., and Maruyama, T. (1998). "Pounding of Adjacent Superstructures of Elevated Bridges under Severe Earthquake" Developments in Short and Medium Span Bridge Engineering 98.
2. Yang, Y. S. (1994), "Aspects of Modeling of Reinforced Concrete Bridge Structures for Dynamic Time History Analysis", PhD thesis, Univ. of California, San Diego, Calif.
3. Goel, R. K. and Chopra, A. K. (1997), "Evaluation of Bridge Abutment Capacity and Stiffness during Earthquake", Earthquake Spectra, Vol. 13, No. 1, pp. 1-23.
4. Siddharthan, R. V., El-Gamal, M., and Maragakis, E. A. (1997), "Stiffness of Abutments on Spread Footings with Cohesionless Backfill", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, pp. 686-697.
5. 김상효, 마호성, 원정훈 (1999), "거더간 충돌을 고려한 지진하중을 받는 교량의 동적거동분석", 한국전산구조공학회 논문집, 제12권 제3호, pp. 509-518.
6. 김상효, 마호성, 김성진, 이상우 (1999), "충돌 및 가동단 마찰을 고려한 지진하중을 받는 교량의 거동분석", 한국지진공학회 추계학술발표회 논문집, pp. 193-200.
7. 김상효, 마호성, 이상우 (1999). "교각 비선형거동 및 기초운동을 고려한 지진시 낙교위험분석", 대한토목학회 논문집, 제19권 제4호, pp. 571-580.
8. Gasparini, D. A. and Vanmarcke, E. H. (1976), "Evaluation of Seismic Safety of Buildings Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra", Massachusetts Ins. of Technology, Report 2.
9. 건설교통부 (1996). "도로교표준시방서".
10. Barker, R. M., Duncan, J. M., Rojiani, K. B., Ooi, P. S. K., Tan, C. K., and Kim, S. G. (1991), "Manuals for the Design of Bridge Foundations", Transportation Research Board, Washington. D. C., NCHRP Report 343, pp. 129-131.
11. Hambly, E. C. (1991), "Bridge Deck Behaviour", E & FN SPON, 2nd edition, pp. 291-299.
12. Clough, G. W. and Duncan, J. M. (1991), "Foundation Engineering Handbook", 2nd edition, New York, pp. 223-235.