

다경간 단순형 교량구조물의 지진거동에 미치는 받침손상의 영향

Effects of Bearing Damage upon Seismic Behaviors of Multi-Span Simply Supported Bridges

김 상 호^{*} 마 호 성^{**} 조 병 철^{***}
Kim, Sang Hyo Mha, Ho Seong Cho, Byeong Cheol

국문요약

본 연구에서는 지진하중을 받는 교량구조물의 동적거동을 보다 실제적으로 예측하기 위하여 받침의 손상여부는 물론 다양한 영향요소를 고려할 수 있는 이상화된 다자유도 교량해석모형을 개발하였으며, 이를 바탕으로 받침의 손상이 교량구조물의 지진응답에 미치는 영향을 분석하였다. 받침의 손상은 마찰요소를 이용한 단순화된 모형으로 고려하였으며, 발생가능한 받침의 손상조건에 따른 영향을 분석하기 위하여 다양한 마찰계수의 적용에 따른 교량구조물의 응답분포특성을 구하였다. 모의분석 결과로부터 받침손상의 고려여부 및 적용된 마찰계수에 따라 최대응답의 크기 및 발생위치가 서로 다르게 평가되었으며, 특히 교량구조물에서 낙교의 발생가능성이 큰 위치에서의 최대상대거리리는 받침의 손상여부에 따라 상당한 영향을 받는 것으로 나타났다. 그러나 최대응답의 증가는 크지 않은 것으로 분석되었다. 그러므로 다경간 단순형 교량구조물에 있어서 받침의 손상에 따른 낙교의 발생가능성을 감소시키기 위한 추가적인 받침보강은 필요시 선택적으로 적용될 수 있을 것으로 판단된다.

주요어 : 지진하중, 교량구조물, 받침의 손상, 마찰요소, 낙교

ABSTRACT

Dynamic responses of a multi-span simply supported bridge are investigated to examine the effect of bearing damage under seismic excitations. The damaged bearings are modeled as sliding elements with friction between the superstructure and the top of the pier. Various values of the friction coefficients are examined to figure out the effect of damaged bearings with various levels of peak ground accelerations. It is found that the global seismic behaviors are significantly influenced by the occurrence of bearing damage. It should be noticed that the most possible location of unseating failure of superstructures differs from that in the bridge model without considering the bearing damage. It can be concluded that the bearing damage may play the major role in the unseating failure of a bridge system, so that the damage of bearings should be included to achieve more rational seismic safety evaluation.

Key words : seismic excitation, bridge, bearing damage, sliding element, unseating failure

1. 서 론

최근 전 세계적으로 빈번하게 발생하고 있는 지진은 사회의 전반적인 피해는 물론 사회간접자본의 피해를 유발하고 있다. 그 중에서 교량 구조물의 손상 및 붕괴는 극도의 신속함을 요구하는 현대사회에서 치명적인 손실로 이어질 수 있다. 따라서 지진으로 인한 피해를 최소화하기 위해서는 교량 구조물의 지진거동을 보다 실제적으로 예측할 수 있어야 하며, 이를 위해서는 적절한 교량해석모형의 개발 및 발전이 우선적으로 요구된다. 일반적으로 교량구조물의 동적거동특성은 교량을 구성하고 있는 많은 요소들에 의해 영향을 받는다. 그 중에서도 인접진동계간의 충돌, 가동받침의 마찰에 의한 에너지손실, 철근콘크리트 교각의 비선형성, 그리고 교대와 인접한 토체사이의 상호작용으로 인한 교대의 강성저하 등이 중요한 요소로 작용하고 있다.⁽¹⁾⁻⁽⁴⁾ 또한 지진하중을 받는 교량구조물은 지진의 지속시간 동안에 다양한 손상을 받을 수 있으며, 이러한 손상은 손상 전, 후의 동적거동을

좌우하는 진동계의 변화를 가져올 수 있다.

지진해석 및 내진설계의 중요성이 대두되면서 교량구조물의 동적응답특성을 분석하기 위해 많은 연구가 진행되어 오고 있으며, 좀 더 정확하고 실질적인 지진해석 및 분석을 위하여 많은 노력이 이루어지고 있다. 위에서 언급한 영향요소 이외에 교량구조물의 지진응답특성에 많은 영향을 미칠 수 있는 요소로 받침의 손상을 들 수 있다. 일본에서 1995년에 발생한 Hyogo-ken Nanbu 지진의 피해사례를 분석한 결과, 받침은 강진뿐만 아니라 약진에서도 쉽게 손상될 수 있는 구조를 가지고 있는 것으로 나타났다.⁽⁵⁾ 이러한 받침의 손상은 지진으로 인한 교량의 상부구조 관성력에 의한 영향과 인접진동계간의 충돌에 의해서 발생할 수 있어, 받침은 교량구조물에서 지진력에 대해 가장 취약한 부분이 될 수 있다.⁽⁶⁾ 따라서 받침의 손상은 교량구조물의 지진응답특성에 중요한 영향요소로 볼 수 있으며, 이러한 받침의 손상을 고려한 경우와 받침의 손상을 고려하지 않은 경우에 있어 상당히 다른 응답을 나타낼 수 있다.

지진으로 인한 받침의 손상은 앵커소켓이 받침 콘크리트에서 뽑혀져 나오는 경우, 앵커볼트가 절단된 경우 등 여러 가지 형태로 나타날 수 있지만 그 파괴 형상은 같은 경우라도 하더라도 손상정도에 있어서는 상당히 다른 양상을 보일 수

* 정회원 · 연세대학교 사회환경시스템공학부, 교수(대표저자 : sanghyo@yonsei.ac.kr)

** 정회원 · 호서대학교 토목공학과, 교수

*** 서명기술단, 사원

본 논문에 대한 토의를 2002년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다. (논문접수일 : 2002. 7. 4 / 심사종료일 : 2002. 8. 29)

있다. 이렇게 여러 종류의 파괴형태 및 손상정도에 따라 받침거동의 특성을 정확하게 분석하기에는 상당히 많은 제약 요소가 있다. 따라서 받침의 손상을 단순화하여 교량구조물의 지진거동분석을 할 필요가 있다. 이렇게 단순화하여 받침의 손상을 반영하는 방법으로는 교량의 하부구조와 상부구조 사이에 마찰력을 적용하여 해석하는 방법을 들 수 있다. 받침의 손상으로 인한 마찰력의 발생은 교량구조물의 하부구조와 상부구조 사이의 상대적인 운동을 지배한다. 즉 지진으로 인한 상부구조의 관성력이 손상된 받침에 작용하는 마찰력보다 크면, 인접진동계간 상부구조사이의 충돌은 더 활발히 발생할 수 있으며, 상부구조의 관성력이 손상된 받침의 마찰력보다 작은 경우에는 오히려 충돌이 적게 일어날 수도 있다. 또한 인접진동계간 상대거리가 받침지지길이 보다 크면 교량의 붕괴로 볼 수 있는 상부구조의 낙교가 발생할 수 있다. 따라서 받침 손상이 발생할 경우에는 교량구조물의 전체적인 붕괴가능성이 증가하게 된다.

본 논문에서는 보다 합리적이고 실질적으로 교량구조물의 지진거동을 예측하기 위해서 앞에서 언급한 많은 영향요소들을 포함하여 받침의 손상가능성을 고려한 교량구조물의 해석모형을 개발하고자 한다. 개발된 교량의 해석모형을 바탕으로 받침의 손상정도에 따라 단순지지된 다경간 교량의 지진응답특성을 분석하고자 한다. 또한 받침의 손상이 전체적인 교량구조물의 지진거동에 미치는 영향을 분석하고자 한다.

2. 대상교량구조물

본 논문에서 고려한 교량은 그림 1과 같이 단순지지된 3경간 플레이트거더교(3@35=105m)로 3개의 상부구조와 2개의 교대, 그리고 2개의 교각으로 구성되어 있다. 상부구조는 그림 2에서 보여지는 바와 같이 I형-단면이며, 교각은 직경

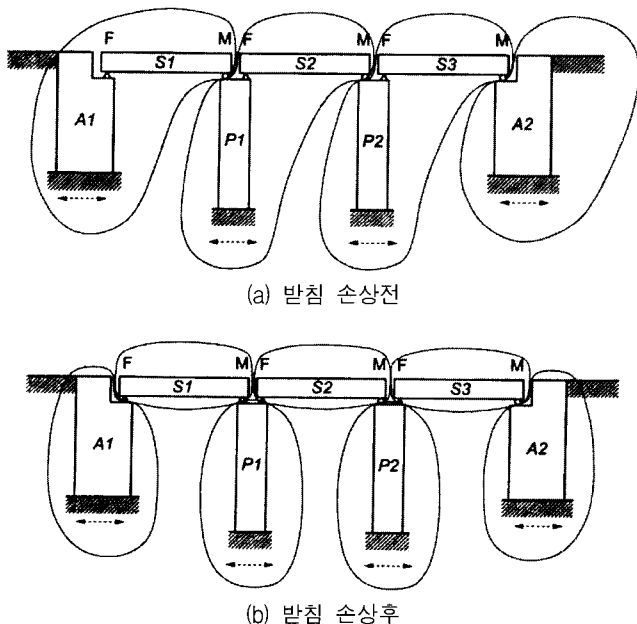


그림 1 대상교량 및 단위진동계

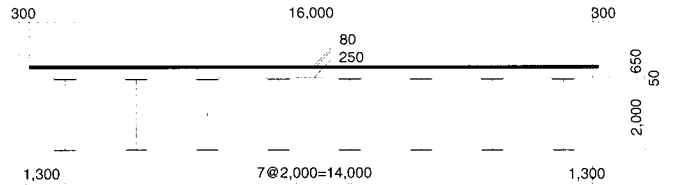


그림 2 상부구조의 단면제원(단위 : mm)

1.7m의 원형단면을 갖는 Bent-type이고, 기초는 직접기초이며, 교대는 Seat-type이다. 교각과 교대의 높이는 각각 12m와 6.5m이다.

본 논문에서는 교량의 교축방향운동만을 고려하였으며, 받침의 손상 전과 손상 후의 교량상태를 표현할 수 있는 두 가지 시스템으로 지진거동을 분석하였다. 받침의 손상이 발생하기 이전에는 고정받침에 의해 상부구조와 하부구조가 연결되어 있어 총 4개의 단위진동계(A1, P1, P2, A2)로 분리하여 모형화할 수 있다(그림 1(a)). 받침이 모두 손상된 후에는 상부구조와 하부구조가 모두 분리되어 상, 하부가 독립된 운동을 하게 되므로 전체 교량구조물은 총 7개의 단위진동계(A1, S1, P1, S2, P2, S3, A2)로 구성되어진다(그림 1(b)).

그림 3과 그림 4는 받침손상 전후의 전체적인 교량구조물의 해석모형을 나타낸 것으로 좀 더 효율적으로 지진해석을 수행하기 위하여 각각의 요소를 집중질량으로 단순화하여 모형화하였다. 여기서 m , K , 그리고 C 는 각각 각 요소의 질량, 강성, 감쇠상수를 나타내는 것이고 FR 은 각 받침에 작용하는 마찰력을 표현한 것이다. u 는 각 진동계의 지반에 대한 상대변위를, u_g 는 각 진동계의 지반변위를 나타낸 것이다.

3. 지진거동에 대한 영향요소들의 모형화

3.1 받침의 모형화

본 논문에서는 국내의 플레이트거더교 형식 교량에 많이 사용되는 포트받침을 대상으로 하였다. 지진으로 인한 받침의 손상은 여러 형태로 나타날 수 있으나, 그 중에서도 포트 받침의 경우, 가장 대표적인 손상유형은 첫째, 받침소켓의 큰 변형을 동반한 받침콘크리트의 파괴와 둘째, 앵커볼트의 절단 등이다. 받침손상의 특성과 및 효과분석을 위해 모형화와 해석기법에 대한 많은 연구가 꾸준히 수행되고 있으나, 정확한 예측을 위한 받침부의 해석모형의 완성에는 많은 제약이 따른다. 받침부의 손상을 표현하기 위해서는 파괴된 후, 상부구조와 교량상부의 마찰력의 변화를 이용할 수 있다. 본 논문에서는 마찰요소를 이용한 단순화된 모형을 이용하여 받침의 손상을 고려하였다. 다양하게 발생할 수 있는 받침 손상면의 형상과 손상정도는 다양한 마찰계수를 적용하여 각 진동계에 손상 전과는 다른 마찰력을 적용함으로써 표현할 수 있다.

그림 5는 받침손상 전과 받침손상 후의 해석모형을 나타낸 것으로, 받침에 손상이 발생하기 전에는 그림 5(a)와 같이 고정받침은 무한강성을 갖는 스프링요소로 모형화하였으

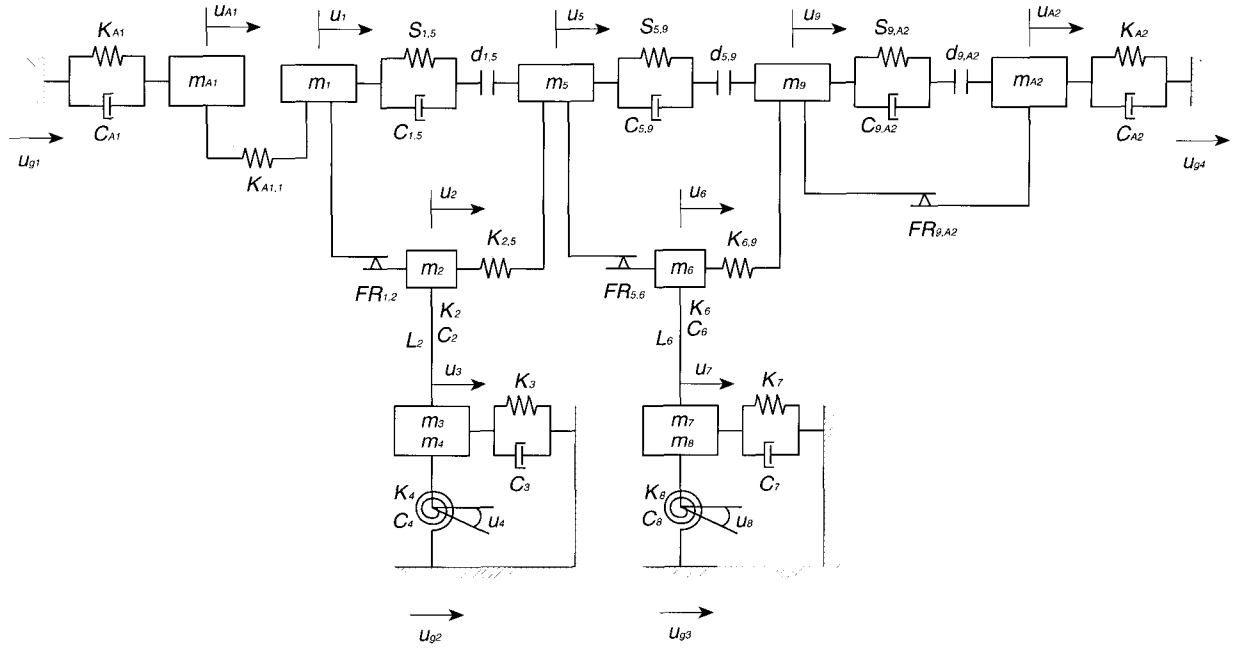


그림 3 받침손상 전의 단순화된 교량해석모형

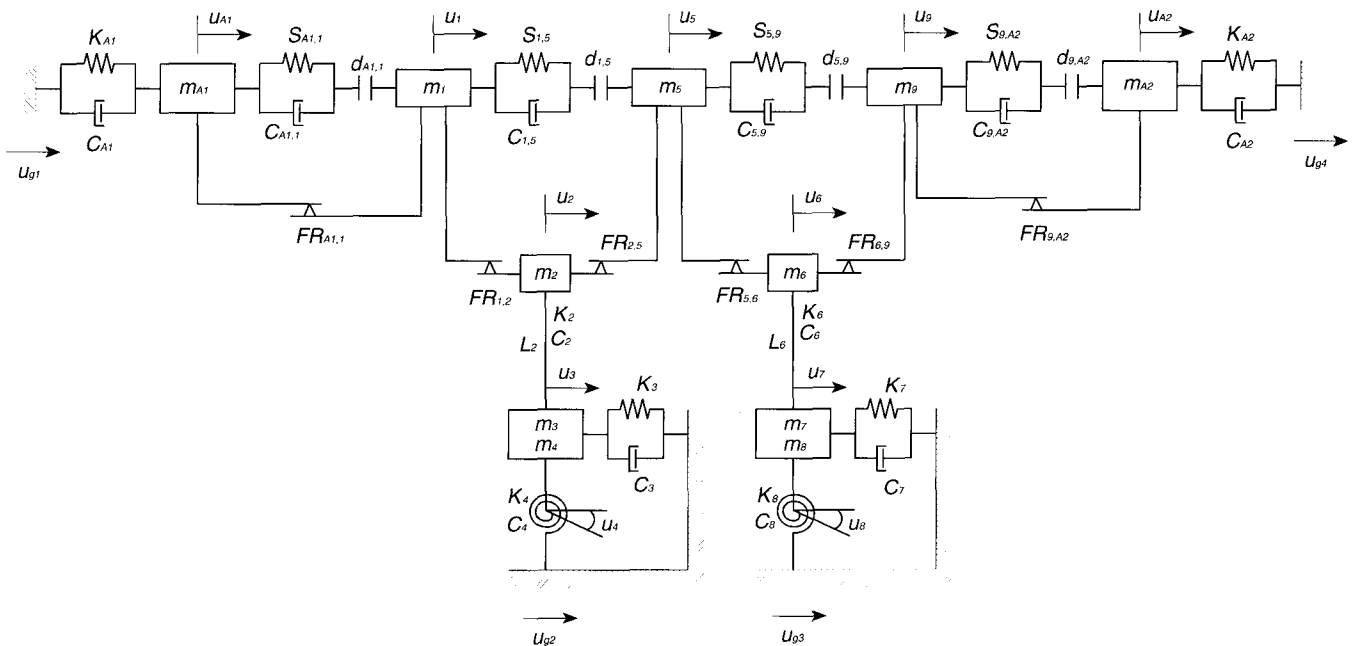


그림 4 받침손상 후의 단순화된 교량해석모형

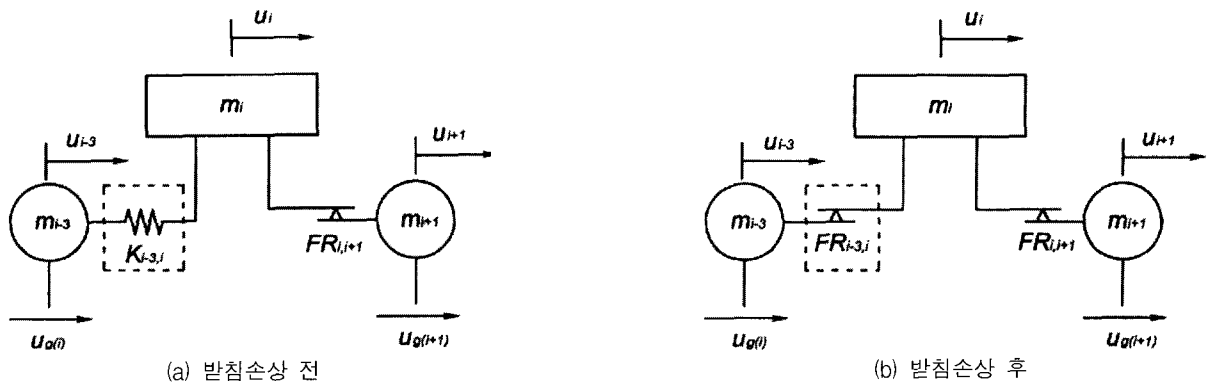


그림 5 받침해석모형

며, 가동받침은 마찰요소로 모형화하였다. 받침손상 후에는 고정받침과 가동받침 모두 그림 5(b)와 같이 마찰요소로 모형화하였다. 마찰력은 상부구조와 하부사이의 상대거동으로 표현되며, 마찰력의 크기는 수직력에 비례하는 Coulomb 마찰모형을 적용하여 구할 수 있다. 마찰력의 방향은 상부구조와 하부구조사이의 상대속도에 의해 결정된다.

지진으로 인한 받침의 명확한 손상기준을 제시하기에는 많은 어려움이 따른다. 많은 손상유형과 복잡한 파괴형상 등을 고려하여 많은 실험과 해석적 결과를 통해 결정해야 하지만 현재까지 연구되어 온 기존의 자료만으로 받침의 손상기준을 결정하는 것은 상당히 어려운 일이다. 따라서 본 논문에서는 받침의 손상기준을 적용된 받침의 제원을 이용하여 결정하였다. 고정받침의 손상기준은 앵커볼트의 전단저항력으로 가정하였으며, 가동받침의 손상기준은 가동받침의 국부적인 손상을 야기할 수 있는 교축방향의 허용변위를 적용하였다.

마찰계수는 재료의 종류에 따라 상당히 다르게 나타나며, 재료표면의 거칠기에 따라서도 다르게 나타난다. 기존의 실험자료^{(7),(9)}에 의하면 강재와 콘크리트사이에는 일반적으로 0.4-0.6범위의 값으로 나타나며, 콘크리트와 콘크리트사이에서는 0.7-0.9정도의 범위를 갖는 것으로 알려져 있다. 따라서 손상된 받침의 마찰계수는 손상면의 거칠기에 상당히 많이 영향을 받기 때문에 본 논문에서도 손상 후에 여러 마찰계수를 적용하여 응답의 민감도를 분석하였다. 손상된 고정받침의 경우 0.4-0.9의 범위의 마찰계수를 적용하였으며, 손상된 가동받침의 경우 0.05-0.5범위의 마찰계수를 적용하였다. 또한 손상되지 않은 가동받침의 마찰계수는 0.05를 적용하였다.

3.2 인접진동계간 충돌의 모형화

다른 고유주기를 갖는 두 진동계는 주기차에 의하여 두 진동계간에 충돌이 발생할 수 있다. 이러한 충돌현상은 인접진동계간의 상대거리에 의존하며, 본 논문에서 적용된 교량의 경우 교대와 상부구조, 상부구조와 상부구조의 충돌로 나타날 수 있다. 이러한 충돌현상을 그림 6에서 나타낸 것과 같이 스프링-감쇠 요소를 적용하여 충돌요소를 모형화하였다.⁽²⁾

인접진동계간의 충돌조건은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\delta_i = u_i - u_{i+4} + u_{g(i)} - u_{g(i+1)} - d_{i,i+4} \geq 0 \quad (1)$$

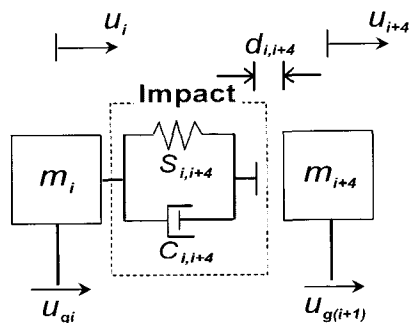


그림 6 충돌요소

여기서, u_i, u_{i+4} 는 질량 m_i, m_{i+4} 의 지반에 대한 상대변위, $u_{g(i)}, u_{g(i+1)}$ 는 지반변위, $d_{i,i+4}$ 는 질량 m_i 와 m_{i+4} 사이의 여유공간을 나타낸다. 그리고 인접진동계의 충돌력은 다음의 식으로 표현할 수 있다.

$$F_{i,i+4} = S_{i,i+4} \delta_i + C_{i,i+4} \dot{\delta}_i \quad (\delta_i > 0) \\ = 0 \quad (\delta_i \leq 0) \quad (2)$$

여기서, $S_{i,i+4}$ 와 $C_{i,i+4}$ 는 충돌요소의 스프링강성과 감쇠상수를 각각 나타낸 것이다. 스프링강성은 일반적으로 충돌면의 알 수 없는 기하학적 형상, 충돌시 재료특성의 불확실성, 충돌속도 등에 기인하여 매우 크게 나타난다. 그러나 충돌요소의 강성은 두 충돌체의 상대거리에 대한 민감도 분석 결과를 살펴보면, 어느 충돌강성이상에서는 시스템의 응답변위가 충돌요소의 강성변화에 크게 영향을 받지 않는 것으로 밝혀졌다.⁽¹⁾ 따라서 본 논문에서 적용한 스프링강성은 인접한 두 질량체의 상대거리에 대한 민감도 분석을 통하여 결정하였다.⁽²⁾ 그리고 에너지 소산의 양으로 얻을 수 있는 충돌에 따른 감쇠상수는 아래의 식을 이용하여 구하였다.⁽¹⁾

$$C_{i,i+4} = 2\xi_i \sqrt{S_{i,i+4} \frac{m_i m_{i+1}}{m_i + m_{i+1}}} \quad (3)$$

여기서, ξ_i 는 감쇠비로 5%를 가정하였다.

3.3 교각, 기초, 교대의 모형화

철근콘크리트 교각의 비선형성은 모멘트-곡률 곡선으로부터 해석적으로 얻을 수 있는 히스테리시스를 적용하여 표현하였다. 교각의 복원력은 그림 7에 보이는 bilinear로 강성의 변화를 표현하였다. 그림 7에서 F_y, F_u 는 교각의 항복력과 극한강도를, D_y, D_u 는 교각의 항복변위와 극한변위를, K_y, K_u, K_r 은 각각 교각의 탄성강성, 항복후 강성, 하중저하시 강성을 나타낸다. 또한 철근콘크리트 교각의 기하학적 비선형성으로 P- Δ 효과를 고려하였다.⁽²⁾ 교각의 기초는 지반조건에 따른 영향을 고려하기 위하여 병진강성(K_3, K_7)과 회전강성(K_4, K_8)을 갖는 선형-탄성스프링과 감쇠장치($C_3, C_7; C_4, C_8$)를 갖는 것으로 고려하였다.⁽²⁾ 여기서, 교각기초

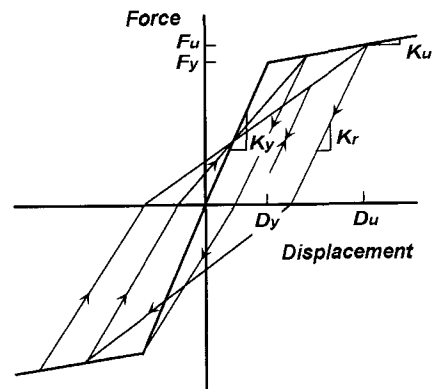


그림 7 히스테리시스모형

의 병진 및 회전방향으로의 강성은 도로교설계기준의 내진 설계편(2000)에서 규정하고 있는 방법을 이용하여 결정하였다.⁽¹⁰⁾ 교대와 인접토체간의 상호작용에 의한 교대의 강성저하는 비선형 스프링과 선형감쇠를 가진 단자유도 시스템으로 모형화하였으며, 비선형 스프링강성은 Siddharthan 등에 의해 제안된 식을 이용하여 적용하였다.⁽⁴⁾

4. 지진응답분석

본 논문에서는 받침의 손상을 고려하여 받침의 손상 전, 후 교량구조물의 응답 및 받침손상의 정도에 따른 응답특성을 평가하였다. 또한 교량구조물의 지진응답을 확률적으로 분석하기 위해 평균값과 Gumbel Type-I 90% 최대값을 사용하여 분석하였으며, 지진응답은 각 진동계의 지반변위에 대한 상대변위와 인접한 진동계간의 상대거리를 대상으로 분석하였다. 입력지진파는 널리 알려져 있는 SIMQKE⁽¹¹⁾를 사용하여 도로교설계기준(2000)에 규정되어 있는 설계응답 스펙트럼과 일치하도록 모의 발생시켰으며, 적용된 최대지반가속도의 크기는 0.1g부터 0.6g이다. 인접진동계간 여유공간은 상부구조의 신축이음량을 고려하여 5cm로 가정하였다.

4.1 단위진동계의 지반에 대한 상대변위

그림 8은 고정받침 손상의 고려여부에 따른 교각진동계의 지반변위에 대한 상대변위의 시간이력을 나타낸 것으로 최

대지반가속도 0.3g와 0.6g에 대하여 도시하였다. 손상된 고정받침에 적용된 마찰계수는 0.5이며, 손상되지 않은 가동받침의 마찰계수는 0.05를 적용하였다. 그림 8로부터 고정받침 손상의 고려여부에 따라 응답의 형태나 크기에 있어서 차이가 있음을 쉽게 알 수 있으며, 특히 최대지반가속도의 크기가 0.6g인 경우에는 0.3g에 비해 교량구조물의 응답특성에 상당히 많은 영향을 미치는 것으로 나타났다.

표 1~3은 각 진동계의 지반변위에 대한 최대상대변위의 평균값과 Gumbel Type-I의 90% 최대값을 나타낸 것이다. 표 1은 받침손상을 고려하지 않은 경우의 각 진동계의 응답이고, 표 2와 표 3은 받침의 손상을 고려한 경우의 응답을 나타낸 것이다. 표 2는 고정받침의 손상만을 고려한 경우의 응답을 나타낸 것으로 이 때 고정받침의 손상에 따라 마찰요소에 적용된 마찰계수는 $\mu=0.5$ 이며, 표 3은 고정받침과 가동받침의 손상을 모두 고려한 경우의 응답으로 고정받침과 가동받침의 손상에 따른 마찰계수는 동일하게 $\mu=0.3$ 을 적용하였다. 그림 9는 지반에 대한 최대상대변위를 Gumbel Type-I 확률지에 나타낸 것으로 그림으로부터 최대상대변위의 확률특성이 Gumbel Type-I의 분포특성과 잘 일치하는 것을 알 수 있다. 그림에서 $s = -\ln(-\ln p)$, $p = i/(N+1)$ 이며, N 은 모의분석규모이다.

표 1~3의 결과로부터 고정받침의 손상만을 고려한 경우에는 고정받침의 손상으로 인해 상부구조사이의 충돌에 의한 범위억제효과가 감소되어 P1과 P2 교각의 지반변위에 대

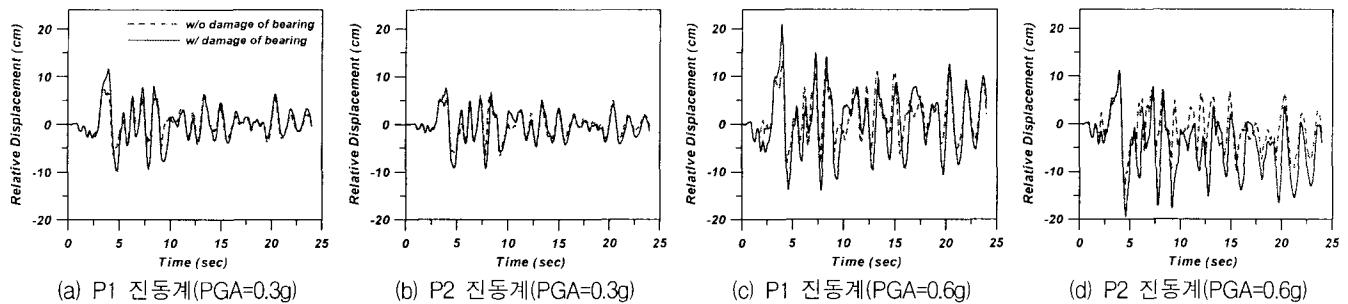


그림 8 교각진동계의 지반변위에 대한 최대상대변위의 시간이력도

표 1 받침손상을 고려하지 않은 경우의 교량구조물의 최대상대변위(단위 : cm)

PGA	0.1g	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.6g
A1	¹⁾ 0.02 ²⁾ (0.03)	0.11 (0.20)	0.40 (0.59)	1.34 (1.93)	3.05 (4.24)	4.89 (7.25)
P1	2.87 (3.38)	6.83 (7.85)	9.76 (12.10)	12.20 (15.56)	15.03 (18.61)	17.06 (21.82)
P2	2.52 (2.98)	6.22 (7.50)	8.43 (10.56)	9.85 (11.82)	11.69 (14.43)	13.01 (16.75)
A2	0.02 (0.03)	0.05 (0.10)	0.24 (0.43)	0.67 (1.31)	1.27 (1.83)	2.35 (3.41)

- 1) 최대상대거리의 평균값
- 2) Gumbel Type-I의 90% 최대값

표 2 고정받침손상을 고려한 경우의 교량구조물의 최대상대변위(단위 : cm)

PGA	0.1g	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.6g
A1	¹⁾ 0.03 ²⁾ (0.03)	0.05 (0.05)	0.12 (0.26)	0.39 (0.67)	1.11 (1.74)	2.38 (3.25)
P1	2.88 (3.39)	6.88 (8.01)	10.91 (12.82)	14.15 (17.00)	15.52 (19.65)	17.81 (23.49)
P2	2.52 (2.99)	6.39 (7.87)	10.24 (13.03)	12.83 (15.35)	14.37 (16.92)	15.21 (18.32)
A2	0.02 (0.03)	0.05 (0.11)	0.40 (0.70)	0.98 (1.99)	1.57 (2.52)	2.34 (3.57)

표 3 고정받침과 가동받침의 손상을 고려한 경우의 교량구조물의 최대상대변위(단위 : cm)

PGA	0.1g	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.6g
A1	¹⁾ 0.03 ²⁾ (0.03)	0.08 (0.12)	0.15 (0.27)	0.25 (0.39)	0.65 (0.88)	1.72 (2.48)
P1	2.88 (3.39)	5.27 (6.50)	7.13 (8.90)	10.70 (13.91)	14.64 (18.92)	17.61 (23.15)
P2	2.52 (2.99)	5.50 (6.64)	6.79 (8.43)	8.55 (10.61)	11.47 (14.70)	15.21 (18.32)
A2	0.02 (0.03)	0.05 (0.10)	0.26 (0.66)	0.39 (0.98)	0.69 (1.25)	2.34 (3.57)

- 1) 최대상대거리의 평균값
- 2) Gumbel Type-I의 90% 최대값

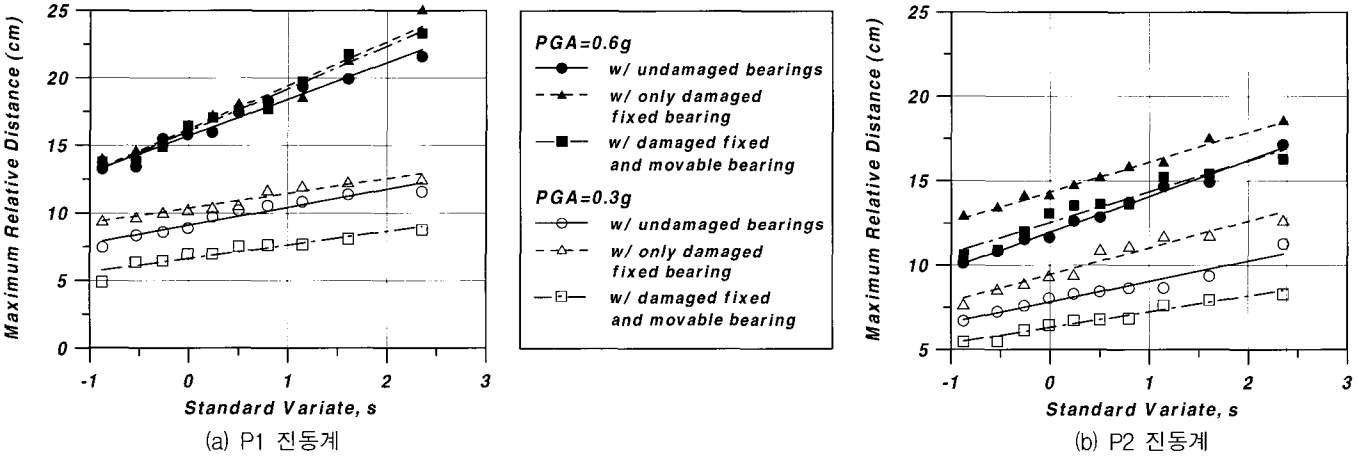


그림 9 교각진동계의 지반변위에 대한 최대상대변위의 확률분포특성

한 최대상대변위는 약간 증가하는 것으로 나타났다. 그러나 고정받침은 물론 가동받침의 손상을 고려한 경우에는 받침의 손상을 고려하지 않은 경우에 비해 P1과 P2의 최대상대변위는 최대지반가속도의 크기가 0.6g인 경우를 제외하고는 약간 감소하는 경향으로 나타났다. 이는 가동받침의 손상으로 인해 가동받침에서의 마찰계수가 $\mu=0.05$ 에서 $\mu=0.3$ 으로 증가함에 따라 교각진동계의 거동을 상대적으로 억제하는 효과가 있기 때문인 것으로 판단된다.

표 1~3의 결과로부터 알 수 있듯이 받침의 손상을 고려한 교량구조물의 최대상대변위는 손상된 받침에 적용되는 마찰계수에 따라 많은 영향을 받는다. 그러나 받침의 손상상태는 지진하중의 유효지속시간동안 지속적으로 변할 뿐만 아니라 이렇듯 변화되는 받침의 손상상태에 따른 적절한 마찰계수를 적용한다는 것도 매우 어려운 문제이다. 따라서 본

연구에서는 다양한 마찰계수의 조건에 따른 교량구조물의 지진응답의 변화를 분석하였다. 단, 지진하중의 유효지속시간동안의 마찰계수는 동일한 것으로 가정하였다.

그림 10과 그림 11은 다양한 마찰계수의 적용에 따른 교각진동계의 지반변위에 대한 최대상대변위를 도시한 것으로 그림에 나타난 응답의 크기는 받침손상을 고려하지 않은 경우에 대한 받침손상을 고려한 경우의 응답비이다. 그림에서와 같이 중·약진수준에서는 고정받침의 손상으로 인해 적용된 마찰계수가 증가할수록 최대상대변위가 증가하는 것으로 나타났으나, 가동받침의 손상에 대해서는 큰 마찰계수를 적용할수록 최대상대변위는 감소하는 것으로 나타났다. 또한 강진에서도 중·약진수준에서와 유사한 경향을 보이는 것으로 나타났으나 전체적인 응답수준을 볼 때, 고정 및 가동받침에 적용된 마찰계수가 상대적으로 큰 경우에 받침이

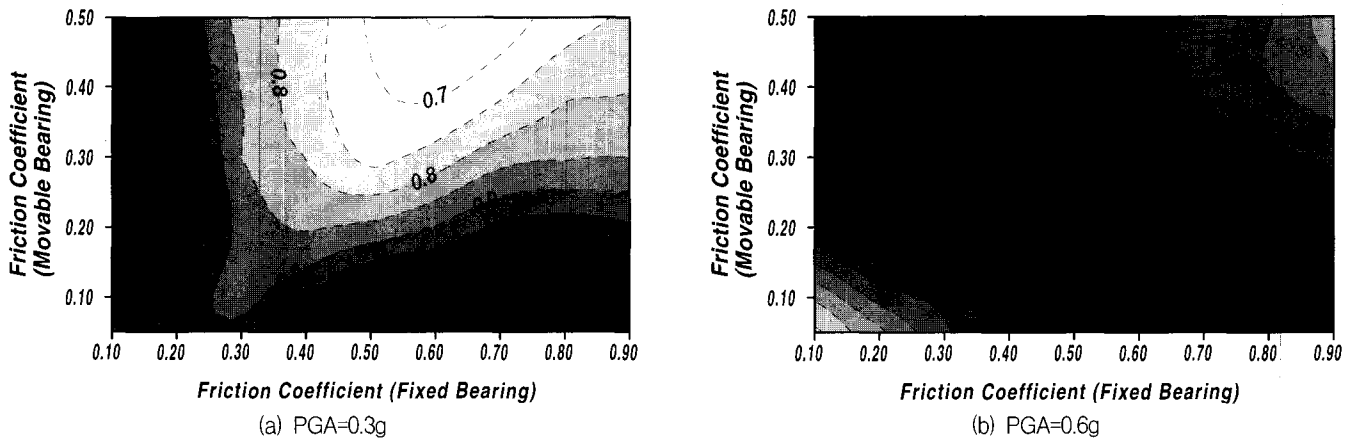


그림 10 마찰계수에 따른 P1 진동계의 지반변위에 대한 최대상대변위의 응답비

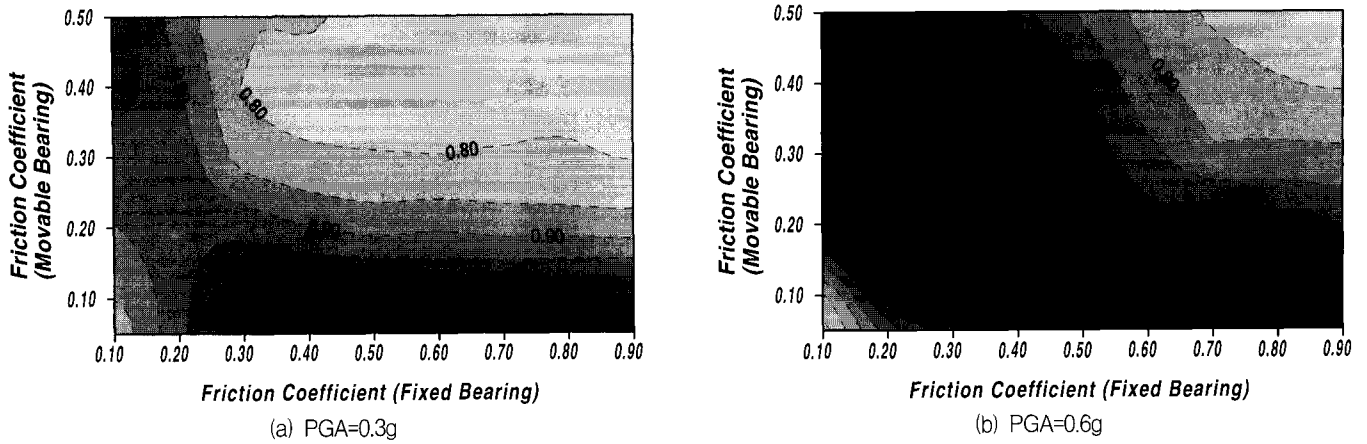


그림 11 마찰계수에 따른 P2 진동계의 지반변위에 대한 최대상대변위의 응답비

손상된 경우의 응답이 받침이 손상되지 않은 경우에 비해 작아지는 것으로 분석되었다.

Type-I 90% 최대값을 나타낸 것이다. 표 4는 받침손상을 고려하지 않은 교량구조물의 지진응답을 나타낸 것이며, 표 5는 고정받침의 손상만을 고려한 경우의 응답을 나타낸 것이고, 표 6은 고정받침과 가동받침의 손상을 모두 고려한 경우의 응답을 나타낸 것이다.

4.2 인접 진동계간 최대상대거리

표 4~6은 인접진동계간 최대상대거리의 평균값과 Gumbel

고정받침의 손상만을 고려한 경우의 응답을 살펴보면, 가

표 4 받침손상을 고려하지 않은 경우의 교량구조물의 최대상대거리(단위 : cm)

PGA	0.1g	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.6g
S1-P1	¹⁾ 3.42 ²⁾ (4.08)	7.82 (9.32)	11.64 (14.43)	14.60 (19.00)	18.46 (23.40)	21.52 (27.93)
S2-P2	0.14 (0.31)	4.01 (5.84)	5.37 (5.90)	5.48 (5.81)	6.01 (7.35)	6.64 (8.62)
S3-A2	2.34 (2.94)	6.04 (7.65)	8.56 (11.12)	10.52 (13.10)	12.91 (17.33)	15.28 (19.61)

- 1) 최대상대거리의 평균값
- 2) Gumbel Type-I의 90% 최대값

표 5 고정받침의 손상을 고려한 경우의 교량구조물의 최대상대거리(단위 : cm)

PGA	0.1g	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.6g
A1-S1 ³⁾	¹⁾ 0.12 ²⁾ (0.21)	1.68 (3.55)	4.39 (6.09)	5.27 (5.43)	9.33 (14.62)	17.35 (26.12)
S1-P1	3.41 (4.08)	8.29 (9.73)	13.62 (16.50)	16.59 (21.13)	17.15 (21.78)	17.49 (23.82)
P1-S2 ³⁾	0.00 (0.00)	0.12 (0.27)	2.55 (6.67)	3.23 (6.48)	4.10 (7.17)	4.49 (7.53)
S2-P2	0.14 (0.34)	2.99 (4.89)	5.56 (6.77)	5.55 (6.88)	6.51 (8.83)	7.26 (8.76)
P2-S3 ³⁾	0.00 (0.00)	0.14 (0.54)	0.94 (1.44)	1.38 (2.21)	1.77 (3.34)	2.71 (4.60)
S3-A2	2.34 (2.94)	6.39 (8.19)	9.65 (12.65)	12.91 (15.91)	13.80 (16.94)	14.25 (16.13)

- 1) 최대상대거리의 평균값
- 2) Gumbel Type-I 의 90% 최대값
- 3) 고정받침의 손상위치

표 6 고정받침과 가동받침의 손상을 고려한 경우의 교량구조물의 최대상대거리(단위 : cm)

PGA	0.1g	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.6g
A1-S1 ³⁾	¹⁾ 0.12 ²⁾ (0.21)	3.59 (5.73)	6.44 (11.05)	11.99 (16.65)	18.97 (25.21)	24.07 (31.98)
S1-P1	3.41 (4.08)	6.05 (7.67)	7.13 (10.57)	6.67 (9.94)	7.23 (10.60)	7.29 (11.09)
P1-S2 ³⁾	0.00 (0.00)	2.70 (6.96)	4.00 (9.13)	2.63 (7.50)	3.24 (8.22)	3.61 (8.06)
S2-P2	0.14 (0.34)	5.19 (5.80)	4.89 (5.87)	4.91 (6.07)	5.55 (7.09)	6.14 (7.95)
P2-S3 ³⁾	0.00 (0.00)	0.56 (1.58)	0.49 (1.31)	0.65 (1.37)	1.07 (2.10)	1.87 (3.87)
S3-A2	2.34 (2.94)	4.62 (5.69)	5.26 (5.56)	7.14 (10.60)	10.01 (13.30)	12.14 (15.18)

- 1) 최대상대거리의 평균값
- 2) Gumbel Type-I 의 90% 최대값
- 3) 고정받침의 손상위치

장 큰 응답을 나타내는 위치는 받침손상을 고려하지 않은 경우와 동일한 곳인 상부구조 S1과 P1 교각사이이며, 최대 지반가속도 0.4g이하에서는 고정받침의 손상으로 인해 받침손상을 고려하지 않은 경우보다 최대상대거리가 다소 증가하는 것으로 나타났다. 그러나 최대지반가속도가 0.5g이상으로 증가함에 따라 상대적으로 상부구조의 마찰거동이 보다 활발해지면서 최대상대거리가 A1-S1 진동계사이와 S1-P1 진동계사이로 분배되는 경향을 보이는 것으로 나타났으며, 그 응답의 크기도 받침손상을 고려하지 않은 경우에 비해 다소 감소하는 것으로 분석되었다.

반면에 고정받침 및 가동받침의 손상을 모두 고려한 경우의 응답은 고정받침의 손상만을 고려한 경우와는 상당히 다른 경향을 보이는 것으로 나타났다. 중·약진 수준에서의 최대상대거리는 받침손상을 고려하지 않은 경우보다 감소하는 것으로 나타났으나 강진으로 갈수록 오히려 왼쪽교대와 고정단으로 연결되어 있던 위치, 즉 A1-S1 진동계사이의 최대상대거리는 받침손상을 고려하지 않은 경우보다 상당히 증가하는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 다양한 마찰조건에 대한 최대상대거리의 응답분포를 나타낸 그림 12에서 보다 쉽게 파악할 수 있다. 그림 12는 받침손상을 고려하지 않은 경우의 최대상대거리(S1-P1 진동계사이)에 대한 손상된 고정받침으로 인해 발생한 왼쪽교대와 상부구조간 최대상대거리의 비를 나타낸 것이다. 대체로 가동받침의 손상 및 이로

인해 적용된 마찰계수가 증가할수록 최대상대거리는 증가하는 경향을 보이는 것으로 나타났다. 그림 13은 받침손상을 고려하지 않은 경우의 최대응답에 대한 S1-P1 진동계사이의 최대상대거리의 비를 나타낸 것으로 이는 그림 12의 결과와는 반대로 가동받침의 마찰계수가 증가함에 따라 응답비가 감소하는 것으로 분석되었다.

이상의 결과로부터 알 수 있듯이 받침의 손상을 고려한 교량구조물의 지진응답은 받침손상을 고려하지 않은 경우에 비해 응답의 크기 및 최대응답의 발생위치가 바뀌는 것으로 나타났으며, 받침의 손상여부 및 이에 따라 적용된 마찰계수의 변화에 따라 상당히 다른 응답특성을 보이는 것으로 분석되었다. 또한 교량구조물에서 낙교의 발생가능성이 가장 높은 위치에서의 최대상대거리는 받침의 조건에 따라 상당한 영향을 받는 것으로 나타났으나 전반적으로 최대응답의 증가량은 크지 않은 것으로 분석되었다. 그러므로 기존의 단순지진 다경간 교량구조물에 있어서 받침의 손상가능성이 크다 할지라도 낙교의 발생가능성을 감소시키기 위한 받침의 교체 또는 부가적인 받침보강장치의 적용이 반드시 필요하다고 볼 수 없을 것으로 판단된다.

5. 결 론

본 연구에서는 교량구조물의 지진거동을 보다 실제적으

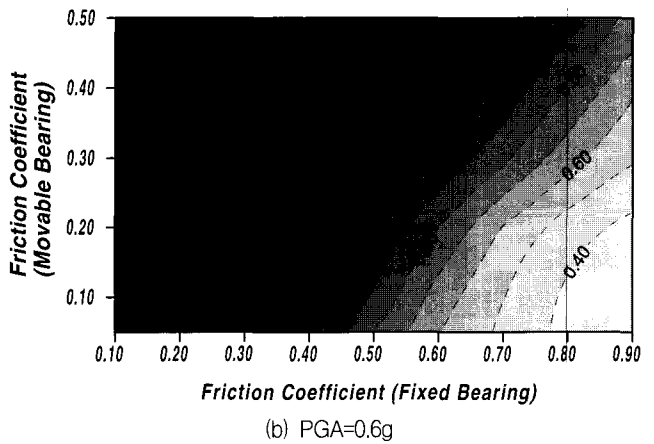
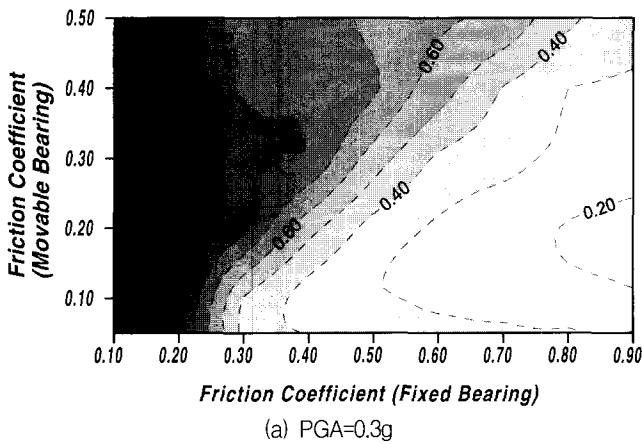


그림 12 마찰계수에 따른 A1-P1 진동계사이의 최대상대거리의 응답비

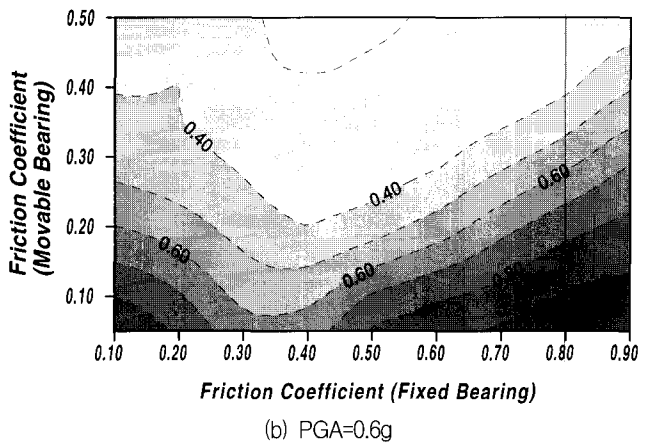
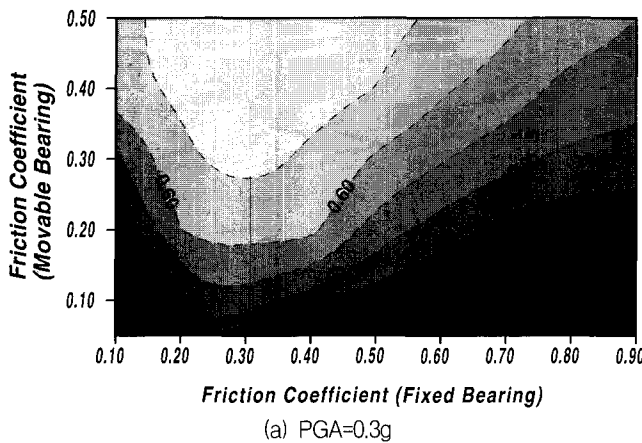


그림 13 마찰계수에 따른 S1-P1 진동계사이의 최대상대거리의 응답비

로 예측하기 위해서 받침의 손상여부는 물론 그 외 다양한 영향요소들을 고려할 수 있는 단순화된 교량해석모형을 개발하였으며, 개발된 해석모형을 바탕으로 받침의 손상여부에 따른 단순지지된 다경간 교량구조물의 지진응답특성을 분석하였다. 또한 받침의 손상조건이 전체적인 교량구조물의 지진거동에 미치는 영향을 분석하였다. 본 연구를 통하여 얻어진 결론은 다음과 같다.

1. 본 연구에서 받침의 손상 및 교량구조물의 지진거동에 영향을 미치는 다양한 인자들을 적용하여 개발한 해석모형 및 방법론은 단순지지된 다경간 교량구조물의 보다 실질적인 지진응답을 평가하는데 적절한 것으로 판단된다.
2. 고정받침의 손상만이 발생한 경우 교각상부의 지반에 대한 최대상대변위는 증가하는 것으로 나타났다. 반면에 고정 및 가동받침의 손상을 모두 고려한 경우 교각진동계의 최대상대변위는 최대지반가속도의 크기가 0.5g이하인 경우에는 감소하는 경향을 보이는 것으로 나타났으나 최대지반가속도의 크기가 0.6g이상인 경우에는 받침손상을 고려하지 않은 경우에 비해 다소 증가하는 것으로 분석되었다.
3. 고정받침과 가동받침의 손상을 고려한 경우에 있어서 교량구조물의 지진응답은 받침의 손상을 고려하지 않은 경우에 비해 상당히 다른 경향을 보이는 것으로 나타났다. 특히 최대지반가속도가 큰 강진에서는 최대상대거리의 발생위치가 받침손상의 고려여부에 따라 달라지는 것으로 분석되었다.
4. 교량구조물의 지진거동 분석시 받침손상의 영향을 고려하는 것이 좀 더 정확하게 상부구조의 낙교를 예측하는데 적절한 것으로 판단된다. 그러나 중·약진수준의 지진하중하에서 받침의 손상으로 인한 최대상대거리의 증가는 크지 않은 것으로 나타났다. 그러므로 일반적인 구조형식을 갖는 단순지지된 다경간 교량구조물에 있어서 낙교위험성을 감소시키기 위한 별도의 받침보강장치를 적용하지 않아도 될 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 서울대학교 지진공학연구센터를 통한 한국 과학재단 우수연구센터 지원 및 1999년도 두뇌한국21 핵심분야사업 지원으로 수행되었음을 밝히며 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. Anagnopoulos, S. A., "Pounding of buildings in series during earthquakes," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16, 1988, pp. 443-456.
2. Kim, S. H., Lee, S. W., and Mha, H. S., "Dynamic behaviors of bridges considering pounding and friction effects under seismic excitations," *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 10, No. 6, 2000, pp. 621-633.
3. Mayes, R. L., Buckle, I. G., Kelly, T. E., and Jones, L. R., "AASHTO seismic isolation design requirements for highway bridges," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 1, 1992, pp. 284-333.
4. Siddharthan, R. V., El-Gamal, M., and Maragakis, E. A., "Stiffness of abutments on spread footings with cohesionless backfill," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 34, 1997, pp. 686-697.
5. Watanabe, E., Sugiura, K., Nagata, K., and Kitane, Y., "Performances and damages to steel structures during the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake," *Engineering Structures*, Vol. 20, 1998, pp. 282-290.
6. Dicleli, M. and Bruneau, M., "An energy approach to sliding of single-span simply supported slab-on-girder steel highway bridges with damaged bearings," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, 1995, pp. 395-409.
7. Baltay, P. and Gjelsvik, A., "Coefficient of friction for steel on concrete at high normal stress," *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 2, No. 1, 1990, pp. 46-49.
8. Horyna, T., Ventura, C. E., Foschi, R. O., and Fan, B. H., "Shake table studies of sliding of a concrete gravity dam model," *11th European Conference on Earthquake Engineering*, 1998.
9. Rabbat, B. G. and Russell, H. G., "Friction coefficient of steel on concrete or grout," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 111, No. 3, 1985, pp. 505-515.
10. 한국도로교통협회, 도로교설계기준, 2000.
11. Gasparini, D. A. and Vanmarcke, E. H., "Evaluation of seismic safety of buildings simulated earthquake motions compatible with prescribed response spectra," Massachusetts Ins. of Technology, Report 2, 1976.