

2방향 지진하중을 받는 다경간 단순교의 동적거동분석

Dynamic Responses of Multi-Span Simply Supported Bridges under Bi-Directional Seismic Excitations

이 상 우* 김 상 효** 마 호 성***
Lee, Sang-Woo Kim, Sang-Hyo Mha, Ho-Seong

국문요약

본 연구에서는 작용방향이나 크기에 있어서 불규칙한 특성을 보이는 지진하중을 받는 교량구조물의 동적거동을 보다 실제적으로 예측하기 위하여 3경간 단순교를 대상으로 2방향 지진하중을 고려할 수 있는 이상화된 교량해석모형을 개발하였다. 개발된 교량해석모형에는 2축 휨에 따른 상호작용을 고려한 교각의 비선형 거동은 물론 상부구조의 회전으로 인한 인접 진동계간 평면적 충돌이나 단계적인 받침 손상 등이 고려되었다. 2방향 교량해석모형을 이용하여 다양한 최대지반가속도를 갖는 2방향 지진하중에 의한 교량의 지진응답을 평가하였으며, 이를 독립된 두 개의 직교축에 대해 수행된 1방향 지진해석으로부터 구한 결과(직교지진력의 조합에 의한 응답)와 비교, 분석하였다. 분석결과로부터 본 연구에서 개발한 2방향 교량해석모형이 교량구조물의 2차원적 지진응답의 불규칙성을 잘 평가할 수 있는 것으로 나타났다. 또한 교량구조물의 변위응답은 두 가지 지진해석방법에서 유사한 수준인 것으로 평가되었으나, RC 교각의 복원력은 1방향 지진해석을 수행할 경우 상당히 과소평가할 수 있는 것으로 분석되었다. 그러므로 교량구조물의 내진안전성 평가시 교각에 작용되는 수평지진력이 중요한 해석변수가 되는 경우에는 2방향 지진하중에 의한 상세해석을 통한 충분한 검토가 수반되어야 할 것으로 판단된다.

주요어 : 지진하중, 3경간 단순교, 교량해석모형, 2방향 지진해석, 1방향 지진해석

ABSTRACT

A Seismic analysis procedure of bi-directional bridge motions is developed by using mechanical bridge model. A three-dimensional mechanical model can consider major phenomena under bi-directional seismic excitations, such as nonlinear pier motion under biaxial bending, pounding and bearing damage due to the rotation of the superstructure, etc. The analyses utilizing the uni-directional and the bi-directional bridge model for the 3-span simply supported bridge are then performed. The seismic responses in two cases are examined and compared by investigating the relative displacements of each superstructure to both ground and adjacent superstructures and the restoring forces of RC pier. The analysis using either the uni-directional model or bi-directional model is acceptable for estimating the displacement responses of a bridge, but the bi-directional analysis is found to give more conservative results for resisting forces of RC piers. To make more general conclusions, therefore, the analysis using the bi-directional bridge model should be performed in evaluating the seismic safety of bridges.

Key words : seismic excitations, 3-span simply supported bridge, bridge model, bi-directional seismic analysis, uni-directional seismic analysis

1. 서 론

지진하중을 받는 교량구조물의 동적응답은 작용하중인 지진하중의 불확실성뿐만 아니라 교량구조물을 구성하는 다양한 구조요소들의 상호작용으로 인하여 복잡한 거동특성을 보이게 된다. 실제 교량구조물이 경험하게 되는 지진하중은 지진과의 방향성, 진폭, 주파수의 크기 그리고 지속시간 등과 같은 다양한 구성요소들의 복합된 영향으로 나타난다. 즉, 지진하중은 교량구조물에 한 방향으로만 일정하게 작용하는 것이 아니라 시간에 따라 임의방향으로 변하면서 작용하게 된다.⁽¹⁾ 그러므로 교량구조물에 작용되는 지진하중은 교축 및 교축직각방향의 2방향 수평성분과 1방향 연직성분의 합력으로써 표현될 수 있다. 그러나 기존의 교량구조물의 지진거동 분석시 일반적으로 해석의 효율성을 높이기 위

하여 주로 1방향 지진하중만을 고려하고 있으며, 실제 교량구조물에 대한 지진설계시에도 교량구조물의 응답에 미치는 영향이 크지 않은 연직성분은 무시하고 독립적인 2방향 수평하중만을 지진하중으로 고려하고 있다. 또한 이러한 설계과정에서도 2방향 수평하중을 동시에 작용시키는 것이 아니라, 두 직교축에 대하여 별도의 지진해석을 수행한 후 그 응답결과를 조합함으로써 두 수평방향으로 동시에 작용하는 지진하중의 영향을 고려하고 있다.⁽²⁾ 따라서 임의 방향으로 작용되는 지진하중에 의한 교량구조물의 거동특성을 보다 근사적으로 예측하기 위해서는 두 직교방향의 수평하중에 의한 영향을 동시에 고려할 수 있는 2방향 지진해석이 필요할 것으로 판단된다.

교량구조물의 2방향 지진해석시 전체적인 교량구조물의 동적거동을 지배하는 영향인자로는 2축 휨에 따른 교각의 비선형거동, 2방향 거동에 따른 상부구조의 회전과 이로 인한 인접한 진동계간 평면적 충돌 및 받침의 손상 등이 있다. 이외에도 기초의 병진 및 회전운동, 교대-뒷채움재 시스템의 강성저하로 인한 비선형 거동 등이 교량구조물의 지진거동에 영향을 미치는 대표적인 인자들이라 할 수 있다. 2

* 정회원 · 연세대학교 사회환경시스템공학부 박사후연구원
(대표적자 : yah@yonsei.ac.kr)

** 정회원 · 연세대학교 사회환경시스템공학부 교수

*** 정회원 · 호서대학교 기계건축토목공학부 조교수

본 논문에 대한 토의를 2004년 10월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.
(논문접수일 : 2004. 4. 7 / 심사종료일 : 2004. 8. 19)

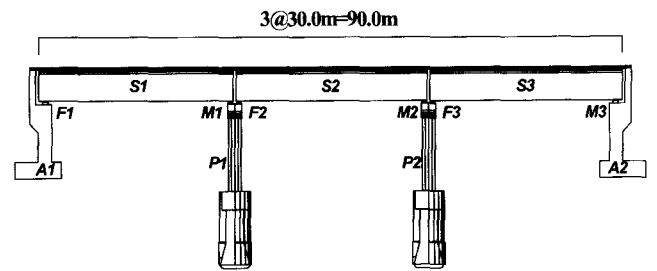
축 휨에 의한 교각의 비선형성을 고려할 수 있는 해석모형으로는 항복면 모형(Yield Surface Model), 필라멘트 모형(Filament Model), 다중 스프링 모형(Multi-Spring Model) 그리고 힘-변위 모형(Force-Deformation Model) 등이 있다.^{(3),(4)} 이 중에서 힘-변위 모형은 비교적 간단한 해석과정을 포함하고 있으며, 시험결과에 기초하여 해석모형이 개발되었기 때문에 정확도 또한 비교적 높은 것으로 알려져 있다.^{(4),(5)} 2방향 지진하중 하에서 인접 진동계간의 충돌은 1방향 지진하중 작용시에 나타나는 단순한 1차원적인 충돌이 아니라 상부구조의 회전으로 인해 양 모서리부분이 서로 충돌하게 되는 2차원적인 충돌현상이 발생하게 된다. 이러한 평면적 충돌현상은 충돌의 발생빈도나 충돌력의 크기 등에 있어서 1방향 충돌현상과는 상당히 다를 것이며, 이러한 차이로 인하여 2방향 지진하중을 받는 교량구조물의 지진거동 특성은 1방향 지진하중에 의한 거동과는 상당히 다른 경향을 보일 것으로 판단된다. 교량구조물에 대한 1방향 지진해석과는 달리 2방향 지진해석에서 고려되는 또 다른 영향인자는 받침의 손상단계에 따른 설계진동단위의 동특성 변화이다. 2방향 지진하중을 받는 교량구조물에서 받침의 손상은 1방향 지진하중 하에서와 같이 동일한 시점에서 동시에 손상 또는 파괴되는 것이 아니라 교축직각방향의 지진하중 및 상부구조의 회전으로 인하여 교축직각방향으로 고정된 중앙부 받침이 가장 먼저 손상되고, 순차적으로 최외측에서 내측방향으로 놓여진 순서에 따라 단계적으로 발생할 것이다. 그러므로 2방향 지진해석시 단계적 받침손상에 따른 강성변화를 고려함으로써 설계진동단위의 변화에 따른 동적특성이 적절히 고려될 수 있다.

본 연구에서는 다경간 단순교를 대상으로 2방향 지진하중을 받는 교량구조물의 동적거동에 영향을 미치는 영향인자들, 즉 2축 휨을 받는 교각의 비선형성, 상부구조의 회전에 따른 평면적 충돌현상 및 받침부의 단계적 손상 등을 효과적으로 고려할 수 있도록 단순화된 교량해석모형을 개발하고자 한다. 개발된 해석모형을 이용하여 다양한 최대지반가속도를 갖는 2방향 지진하중에 대한 응답이력을 구하고, 이를 독립된 직교축에 대해 수행된 1방향 지진해석의 결과(직교지진력의 조합에 의한 응답)와 비교함으로써 2방향 지진하중을 동시에 받는 교량구조물의 동적거동특성을 보다 실제적으로 예측하고자 한다. 또한 2방향 지진해석과 직교지진력의 조합을 위한 1방향 지진해석에 의한 교량구조물의 최대지진응답을 비교, 분석함으로써 보다 효과적인 지진해석 방안을 제시하고자 한다.

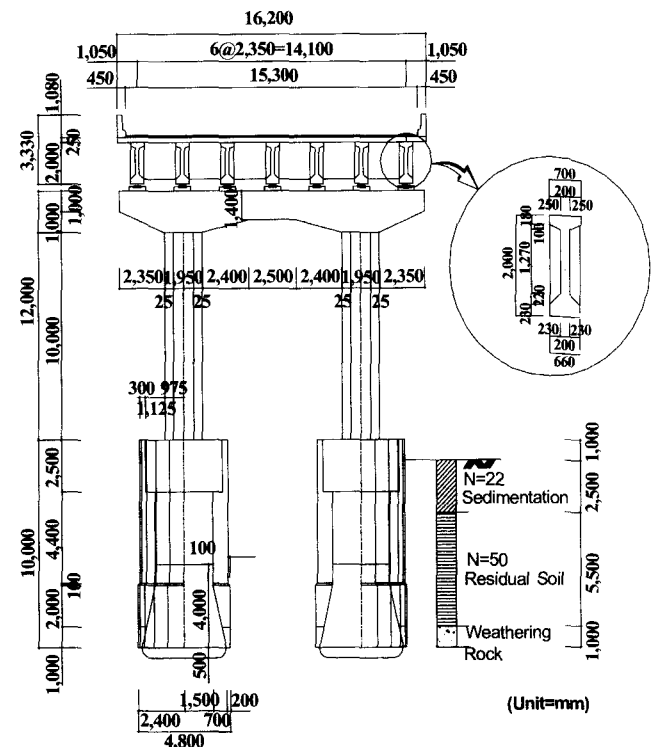
2. 대상 교량구조물

지진하중을 받는 교량구조물의 동적거동은 그 구성요소 자체의 동적특성은 물론 각 구성요소들간의 상호작용으로 인하여 상당히 복잡한 거동특성을 보이게 된다. 특히, 다경간 단순교는 상대적으로 많은 수의 설계진동단위를 갖게 되므로 지진하중 작용시 각 설계진동단위들간의 상호작용 등

으로 인하여 보다 복잡하고, 다양한 거동형태를 보여지게 된다. 따라서 본 연구에서는 2방향 지진하중 하에서 나타날 수 있는 각 구조요소들간의 다양한 상호작용 및 이로 인한 거동특성의 변화를 효과적으로 분석하기 위하여 대상교량으로 다경간 단순교를 선정하였다. 선정된 대상교량은 지간장 30m의 단순지지된 3경간 PSC 거더교이며, 교량의 단면제원은 그림 1과 같다. 그림 1에서 보여지는 바와 같이 교각은 벤트타입으로 직경이 1.95m인 2개의 원형 RC 기둥으로 구성되어 있으며, 높이는 동일하게 12m이다. 기초형식은 풍화암에 선단지지된 우물통기초로 높이 10m이며, 직경 4.8m이다. 교대는 얹힘형태의 교대로 독립확대기초위에 놓여 있으며, 교축 및 교축직각방향 폭이 2.9m와 17m이고, 전체높이는 6.5m이다. 단, PSC 거더교는 PSC 빔 거치후 상부구조를 연결 시공하는 것이 일반적이나 본 연구의 대상교량은 모의분석용으로 다경간 단순교 형식을 갖도록 현행 설계기준에 따라 설계된 교량이다. 또한 지진응답의 경향을 보다 명확하게 파악하기 위하여 각 구조요소별로 최소안전율을 갖도록 설계되었다.



(a) 종단면도



(b) 횡단면도

그림 1 대상 교량구조물의 제원

3. 2방향 지진해석을 위한 교량해석모형의 개발

2방향 지진하중을 받는 교량구조물의 거동특성은 각 구조요소 자체가 갖는 두 방향에 대한 동적특성이나 구조요소들 간의 상호작용 등으로 인하여 1방향 지진하중 하에서와는 또 다른 거동특성을 보이게 된다. 그러므로 2방향 지진해석을 위한 교량해석모형은 1방향 지진해석모형에 대한 단순한 확장이 아닌 교축 및 교축직각방향 거동간의 상호영향을 고려할 수 있도록 각 구조요소별로 단순화된 해석모형에 기초하여 개발되어야 한다. 앞서 언급한 바와 같이 다경간 단순형 교량구조물의 2방향 지진거동에 영향을 미치는 대표적인 인자들로 2축 휨에 의한 탄소성거동에 따른 RC 교각의 비선형거동, 2방향 거동에 따른 상부구조의 회전과 이로 인한 인접한 진동계간의 평면적 충돌 및 받침의 단계적 손상 등이 있다. 각 대표인자들의 2방향 지진거동특성을 고려할 수 있도록 각 구조요소별로 이상화된 해석모형 및 이의 적용을 통하여 구성된 전체 교량구조물에 대한 해석모형은 다음과 같다.

3.1 RC 교각의 모형화

2방향 지진하중을 받는 교각의 2축 휨거동은 각각의 1축 휨에 의한 변형이외에도 2축 휨에 따른 상호작용으로 인한 추가적인 변형에 의해 영향을 받게 된다. 그러므로 2축 휨에 의한 교각의 비선형거동을 고려하기 위해서는 1축 휨해석시에 적용된 비선형 모델의 단순한 확장이 아닌 새로운 2방향 해석모형이 필요하게 된다. 또한 2축 휨을 받는 RC 교각의 비선형 해석모형을 전체 교량구조물에 대한 해석모형에 적용하기 위해서는 해석의 정확도도 중요하지만, 교량구조물의 지진거동분석이 구조요소에 대한 부재해석이 아닌 전체 교량구조물에 대한 응답해석이므로 비교적 단순하면서 적은 계산시간을 요구하는 해석과정을 갖는 모형이 요구된다.

본 연구에서는 2축 휨을 받는 RC 교각의 비선형성을 효과적으로 고려하기 위하여 다양한 모형화 기법들 중에서 비교적 간단한 해석절차를 포함하고 있으며, 모형 자체가 실험결과에 기초하여 해석값의 정확도가 상대적으로 높은 것으로 알려진 휨-변위 모형을 적용하였다.⁽⁵⁾ 2방향 지진하중을 받는 RC 교각을 2방향 휨-변위 모형으로 단순화하면, RC 교각은 각 방향으로 단자유도를 갖는 2자유도 진동계로 모형화할 수 있으며, 그 운동방정식은 다음 식 (1)과 같다.

$$[m] \begin{Bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{u}_y \end{Bmatrix} + [c] \begin{Bmatrix} \dot{u}_x \\ \dot{u}_y \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} Q_x \\ Q_y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_x \\ f_y \end{Bmatrix} \quad (1)$$

여기서, $[m]$ 은 교각의 질량행렬이고, $[c]$ 는 교각의 감쇠계수행렬이다. u_x 와 u_y 는 x 축 및 y 축방향의 교각변위이며, f_x 와 f_y 는 각 방향으로 작용되는 지진하중이다. Q_x 와 Q_y 는 교축 및 교축직각방향에 대한 교각의 전체 복

원력이며, 이는 선형 복원력 성분과 비선형 복원력 성분의 합으로 아래의 식 (2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{Bmatrix} Q_x \\ Q_y \end{Bmatrix} = a[K] \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \end{Bmatrix} + (1-a)[K] \begin{Bmatrix} z_x \\ z_y \end{Bmatrix} \quad (2)$$

여기서, $[K]$ 는 교각의 탄성강성행렬이며, a 는 항복후 교각의 강성비이다. 항복후 강성비는 실험결과를 이용하여 추정해야 하지만 실험과정에서 추정하는 것이 어렵고, 요구되는 RC 교각에 대해 실험을 수행하는 것 또한 어려운 문제이기 때문에 본 연구에서는 해석적인 방법으로부터 결정된 RC 교각의 하중-변위관계로부터 구한 값을 이용하였다. z_x 와 z_y 는 교각의 히스테리시스거동을 나타내는 인자로 아래의 식 (3)과 같이 두 개의 미분방정식으로 표현할 수 있으며, 실제 시간이력해석시 수치해석을 통하여 간편하게 구할 수 있다.

$$\begin{aligned} \dot{z}_x &= A\dot{u}_x - b|\dot{u}_x z_x|z_x - \gamma\dot{u}_x z_x^2 - b|\dot{u}_y z_y| - \gamma\dot{u}_y z_x z_y \\ \dot{z}_y &= A\dot{u}_y - b|\dot{u}_y z_y|z_y - \gamma\dot{u}_y z_y^2 - b|\dot{u}_x z_x| - \gamma\dot{u}_x z_y z_x \end{aligned} \quad (3)$$

여기서, A , b , γ 는 히스테리시스 곡선의 모양을 결정하는 무차원 상수이다.⁽⁴⁾ 그러므로 적용하고자 하는 히스테리시스 곡선의 형태에 따라 A , b , γ 의 값은 달라질 수 있다. 본 연구에서는 기존의 연구결과⁽⁶⁾로부터 탄성과 소성의 전이영역이 완만한 곡선형태를 갖으며, 일반적인 RC 교각의 히스테리시스 곡선과 유사한 형태를 갖도록 $A = 1.0$, $b = \gamma = 0.5$ 를 적용하였다. 그림 2는 본 연구에서 적용된 히스테리시스인자 z 의 이력거동을 나타낸 예이다.

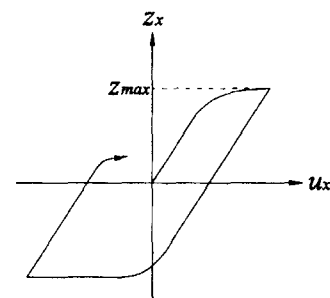


그림 2 히스테리시스인자의 이력거동

3.2 인접 진동계간 충돌의 모형화

2방향 지진하중을 받는 교량구조물에서 상부구조는 이를 지지하는 두 교각이 서로 다른 교축직각방향변위에 의해 변형됨에 따라 회전하게 되고, 이로 인해 교축방향으로 부가적인 변위가 발생하게 된다. 그러므로 인접한 두 상부구조 또는 상부구조와 교대진동계사이의 충돌은 상부구조의 회전으로 인해 상부구조 전 단면에 걸쳐 발생하는 것이 아니라 그림 3에서와 같이 상부구조의 양끝 모서리부분에서 발생하

게 된다. 즉 1방향 지진거동시에 발생하는 1차원적인 충돌과는 달리 2방향 지진하중 작용시 상부구조의 회전에 따라 평면적 충돌현상이 발생하게 되므로 충돌의 발생빈도나 작용되는 충돌력의 크기에 있어서 1방향 지진하중 작용시와는 상당히 다른 경향을 보일 것이다.

본 연구에서는 상부구조의 회전 및 교축방향으로의 상대변위차이에 의한 평면적 충돌현상을 고려하기 위하여 그림 4와 같이 상부구조의 양 끝단 모서리에 선형-탄성의 스프링 ($S_{i,i+4}$)과 감쇠장치($C_{i,i+4}$)를 갖는 충돌요소를 적용하였다.⁽⁷⁾ 충돌요소는 이를 구성하는 스프링의 강성과 감쇠상수에 대한 적절한 값이 주어진다면, 실제문제에 적용하기 편리하며 보다 정확한 근사해를 제공하는 것으로 알려져 있다.⁽⁸⁾ 또한 충돌요소의 스프링 강성은 인접한 두 충돌체사이의 상대거리에 대한 민감도분석에 기초하여 합리적으로 결정될 수 있으며⁽⁷⁾, 충돌요소의 감쇠상수는 충돌강성과 두 충돌체의 질량, 그리고 감쇠비를 이용하여 구할 수 있다.⁽⁸⁾ 그림 4에서 $u_{(i)}$, $u_{(i)}^T$, $u_{(i)}^R$ 은 각각 질량 $m_{(i)}$ 의 교축 및 교축직각방향으로의 지반에 대한 상대변위와 회전변위이다.

그러므로 인접한 상부구조 양 끝단 모서리에서 충돌이 발생할 조건은 두 인접한 진동계간 상대거리가 여유공간 $d_{i,i+4}$ 를 초과하는 경우가 되므로 상부구조의 교축방향변위와 회전에 의한 추가변위 그리고 여유공간의 향으로써 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\delta_i = u_i \pm \frac{w}{2} u_i^R - u_{i+4} \mp \frac{w}{2} u_{i+4}^R + u_{g(i)} - u_{g(i+1)} - d_{i,i+4} \geq 0 \quad (4)$$

여기서, w 는 상부구조의 폭이며, $u_{g(i)}$ 는 지진작용시 교축방향 지반변위이다.

3.3 받침의 모형화

지진하중의 작용으로 인해 발생하는 상부구조의 관성력은 받침을 통해 하부구조로 전달되므로 받침의 손상여부에 따라 교량구조물의 전체적인 지진거동이 상당히 변화될 것이다.⁽⁹⁾ 일반적으로 받침의 손상은 상부구조의 관성력 및 인접 진동계간의 충돌하중에 의해 발생하게 되므로 1방향 지진하중 작용시에는 교축방향으로 동일한 위치에 놓이는 교축직각방향으로의 받침들이 동일 시점에서 손상되는 것으로 간단히 모형화할 수 있다. 그러나 2방향 지진하중 작용시 교축방향으로 동일한 위치에 놓이는 받침들도 상부구조의

회전으로 인해 받침에 작용되는 교축방향 수평력이 서로 달라지게 된다. 또한 기존의 받침배치형태를 살펴보면, 교축방향으로는 일반적으로 가동받침부와 고정받침부로 일관되게 설치되나 교축직각방향으로는 고정받침부와 가동받침부에 관계없이 중앙부에서는 고정되고 나머지 받침들은 교축직각방향으로 가동되도록 설치된다. 그러므로 2방향 지진하중 작용시 손상가능성이 가장 클 것으로 예상되는 받침의 위치는 교축직각방향으로 고정된 받침이며, 이후 교축 및 교축직각방향의 변형과 이로 인한 상부구조의 회전에 의해 교축직각방향으로 동일선 상에 놓여진 받침들 중에서 가장 외측에 놓이는 받침으로부터 내측으로 순차적으로 손상될 것이다.

본 연구에서는 손상시나리오에 따른 받침의 강성변화 및 받침 손상후의 마찰저항 등 받침의 손상단계별 거동특성을 고려할 수 있도록 그림 5와 같이 고정받침을 회전스프링과 교축 및 교축직각방향의 병진스프링을 갖는 것으로 모형화하였다.⁽¹⁰⁾ 가동받침은 교축방향거동에 대해 마찰요소를, 교축직각방향에 대해 병진스프링을 갖도록 모형화하였다. 마찰요소로는 상부구조와 받침사이의 상대속도에 따라 마찰력이 작용되는 Coulomb의 마찰모형을 이용하였으며, 그림 6은 받침의 손상 전후의 마찰력과 상대속도와의 관계를 나타낸 것이다. 즉, 일정한 상대속도($\varepsilon = 0.01$)까지는 마찰력이 선형적으로 증가하다가 일정한 상대속도이상에서는 상대속도의 크기와 관계없이 일정한 마찰력을 갖는 것으로 단순화하였다. 받침의 손상 후에는 고정받침 및 가동받침 모두 마찰요소로 모형화하였다. 고정받침의 손상은 하부 받침을 지지하는 콘크리트 블록의 전단파괴나 받침을 고정하는 앵커볼트의 전단파괴에 의해 발생되므로 이 중에서 전단저항능력이 작은 값을 고정받침의 손상기준으로 하였다. 또한 가동받침의 손상여부는 지진하중에 의해 신축이음부에서 발생하는 최대상대거리가 가동받침의 허용변위를 초과하는 경우로 가정하였다.

그림 5에서 m_i 는 상부구조의 질량, m_{i-3} 과 m_{i+1} 는 교각의 질량, u_i 와 u_i^T 는 각각 질량 m_i 의 교축과 교축직각방향으로의 변위, u_i^R 는 상부구조의 회전변위를 나타낸다. $K_{i-3,i}$ 는 교각에 설치된 고정받침의 교축방향 강성, $K_{i-3,i}^T$ 과 $K_{i,i+1}^T$ 는 교각에 설치된 받침의 교축직각방향 강성, $K_{i-3,i}^R$ 는 교각에 설치된 고정받침의 회전강성을 나타낸다. 그림 6에서 μ_s 와 μ_k 는 최대정지마찰계수와 활동마찰계수이다.

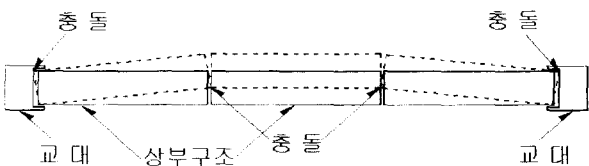


그림 3 2방향 지진하중에 의한 2차원 충돌현상

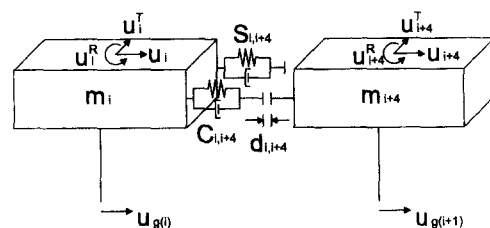


그림 4 충돌요소의 해석모형

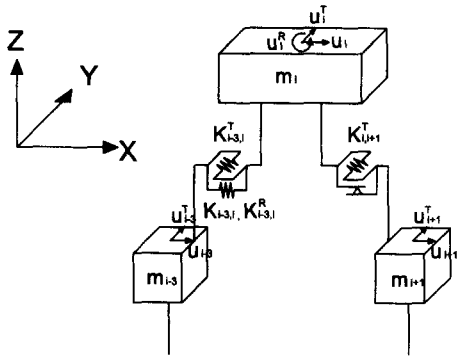


그림 5 받침의 해석모형

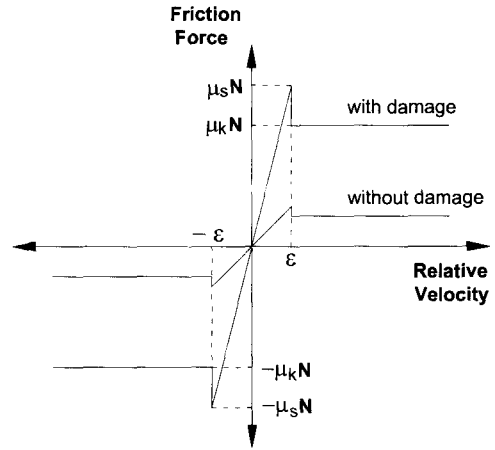


그림 6 상대속도와 마찰력의 관계

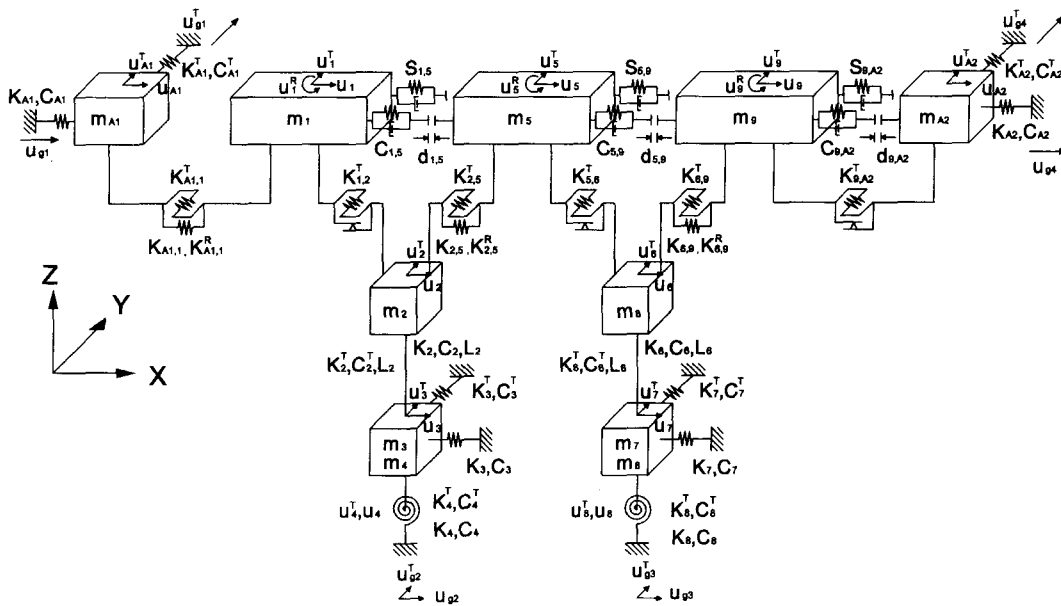


그림 7 3경간 단순교의 다자유도 해석모형

3.4 다경간 단순교의 교량해석모형

본 연구에서는 다경간 단순교의 2방향 지진거동특성을 효과적으로 예측하기 위하여 대상 교량구조물에 대해 이상화된 교량해석모형을 이용하였다. 그림 7은 본 연구의 대상교량인 3경간 단순교에 대한 이상화된 해석모형을 나타낸 것이다. 2방향 교량해석모형에 고려된 영향요소들로는 앞서 언급된 2축 휨에 의한 RC 교각의 비선형성, 교축 및 교축직각방향 변형에 따른 상부구조의 회전과 이로 인한 인접한 진동계간의 평면적 충돌현상과 받침의 손상 등은 물론 교대와 인접 토체사이의 상호작용으로 인한 교대의 강성저하특성과 교축 및 교축직각방향으로의 기초의 회전 및 병진운동 등이다.

그림 7의 양 끝단에서 보여지는 바와 같이 교대는 인접한 토체와의 상호작용으로 인한 비선형 거동특성을 고려하기 위하여 교축 및 교축직각방향으로 비선형 스프링 및 감쇠장치를 갖는 2자유도 시스템으로 모형화하였다. 비선형

스프링 강성은 교대의 교축 및 교축직각방향 변위의 함수로 Siddharthan 등⁽¹¹⁾이 제안한 식으로부터 구할 수 있으며, 교대의 감쇠상수는 Wilson과 Tan⁽¹²⁾의 실험적, 해석적 결과에 기초하여 25% 감쇠비를 적용하여 구하였다. 우물통기초는 교축 및 교축직각방향으로 병진 및 회전강성을 갖는 선형-탄성의 스프링과 감쇠를 갖는 것으로 모형화하였다. 선형-탄성 스프링의 강성은 Gazetas⁽¹³⁾가 제안한 식을 이용하여 구하였으며, 감쇠상수는 Gazetas에 의해 제안된 기하학적인 감쇠상수값에 재료적 감쇠를 포함하여 결정하였다. 또한 기초 및 교대의 질량은 진동체 자체의 질량과 진동체의 진동으로 인해 진동체와 같이 진동하는 토체의 질량을 합한 값을 적용하였다.

교량구조물의 지진응답에 대한 시간이력해석을 위하여 이상화된 다자유도 교량해석모형에 대한 운동방정식이 Lagrange 방정식을 이용하여 유도되었으며, 유도된 운동방정식에 대해 4차 Runge-Kutta 방법이 적용되었다. 시간이력해석에서 적용된 시간간격은 2×10^{-5} 초이다.

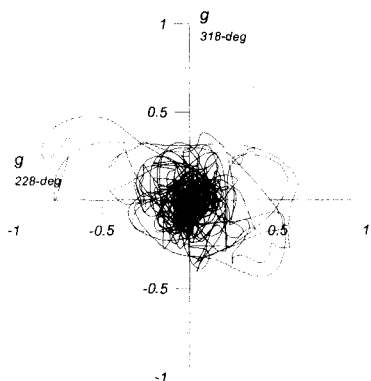
4. 2방향 지진하중

실제 지진에 의한 지반진동은 그 방향성 및 크기에 있어서 상당히 불규칙한 특성을 보이게 된다. 그림 8은 Northridge 지진과 Hyogoken-Nanbu 지진에서 실측된 두 직교축방향의 지진이력으로서 지진파의 불규칙한 특성을 잘 보여주는 대표적인 예이다.^{(14),(15)} 본 연구에서는 그림 8에서 보여지는 계측된 지진이력과 유사한 인공지진이력을 발생시키기 위하여 현행 도로교설계기준⁽²⁾의 설계응답스펙트럼에 일치하도록 두 개의 독립된 인공지진이력을 SIMQKE 프로그램⁽¹⁶⁾을 이용하여 생성하였다. 생성된 두 개의 인공지진이력을 조합하여 2방향의 지진이력을 작성하였으며, 작성된 지진이력에 대한 평면분포도의 예를 그림 9에 나타내었다.

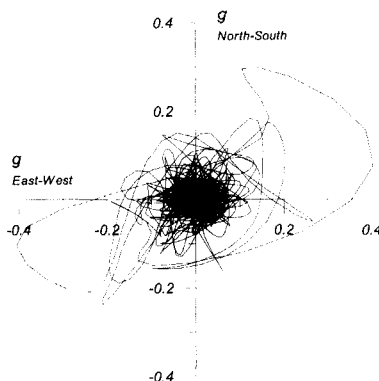
2방향 지진해석을 위해 적용된 교축 및 교축직각방향에 대한 지진이력의 조합은 기존에 실측된 계기지진기록에 대한 자료조사(그림 10)로부터 얻어진 주축성분(큰 최대지반가속도를 갖는 성분)과 직교축성분(작은 최대지반가속도를 갖는 성분)의 최대지반가속도에 대한 상관관계를 분석하여 결정하였다.^{(14),(15),(17)} 표 1은 그림 10의 상관관계로부터 결정된 대표적인 조합조건을 나타낸 것이다. 본 연구에서는 대상교량에 대해 보다 불리한 지진하중조건을 주기 위해 2방향 지진이력 중에서 큰 최대지반가속도를 가지는 좌표축성분(주축성분)이 대상교량의 교축방향으로, 그에 대한 직교좌표축방향(직교축성분)이 대상교량의 교축직각방향으로 작용하는 것으로 가정하였다.

표 1 해석에 적용한 최대지반가속도의 조합

구 분	최대지반가속도	
	교축방향(L-PGA)	교축직각방향(T-PGA)
가속도조합 1	0.1g	0.1g
가속도조합 2	0.2g	0.2g
가속도조합 3	0.3g	0.25g
가속도조합 4	0.4g	0.3g
가속도조합 5	0.5g	0.4g
가속도조합 6	0.6g	0.5g



(a) Northridge 지진이력



(b) Hyogoken Nanbu 지진이력

그림 8 실측된 지진이력의 평면분포도

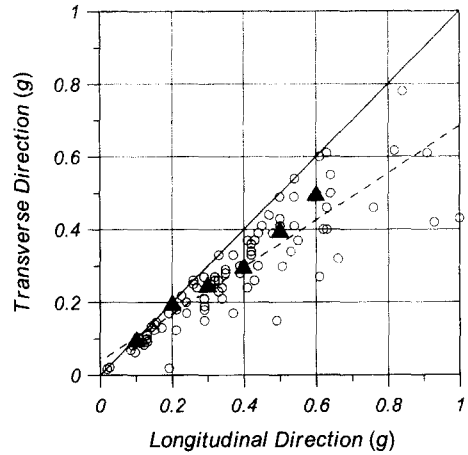


그림 10 지진파의 발생분포도

5. 교량구조물의 2방향 지진응답분석

2방향 지진하중을 받는 교량구조물의 동적거동은 교각의 2축 휨에 의한 교축 및 교축직각방향으로의 상호작용과 상부구조의 회전으로 인한 인접 진동계간 평면적 충돌에 따른 충돌력 및 충돌빈도 등의 차이로 인해 1방향 지진하중을 받는 경우와는 달리 상당히 복잡한 경향을 보이게 된다. 본 연구에서는 교량구조물의 보다 실제적인 지진거동을 예측하기 위하여 RC 교각의 2축 휨에 의한 상호작용 및 인접한 상부구조간 평면적 충돌이 교량구조물의 전체적인 거동에 미치는 영향을 중심으로 2방향 지진하중에 의한 응답을 평가하였다. 또한 이를 독립된 두 직교축에 작용하는 1방향 지진하중에 의한 응답(직교지진이력에 의한 조합응답)의 이력 및 응답크기와 서로 비교·분석하였다. 이를 위하여 충돌강성은 인접한 두 충돌체사이의 상대거리에 대한 민감도분석⁽⁷⁾에 기초하여 교각탄성강성의 750배로 가정하였으며, 인접 진동계간 여유공간은 상시 온도변화와 콘크리트의 건조수축 등으로 인해 신축이음부에서 발생하는 상부구조의 변위량을 고려하여 6 cm를 적용하였다. 받침 손상 전 가동받침의 정지마찰계수는 0.05를 적용하였으며, 가동받침 및 고정받침의 손상 후 적용된 정지마찰계수는 기존의 실험자료에 근거하여 0.5로 가정하였다.⁽¹⁰⁾ 받침의 손상 전이나 후의 마찰거동

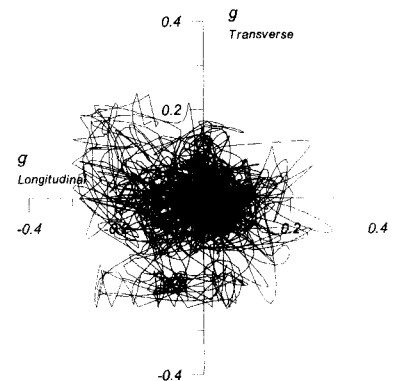


그림 9 인공지진이력의 평면분포도

표 2 해석모형에 적용된 대표물성값

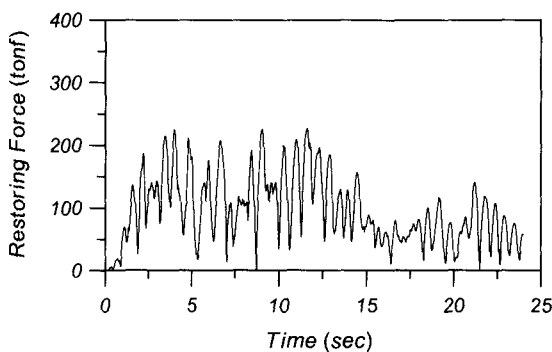
구조요소		모델번호	물성값	구조요소		모델번호	물성값
RC 교각	교축 방향	초기강성	3.573×10^4 (kgf/cm)	우물통 기초	병진방향	초기강성	1.340×10^6 (kgf/cm)
		감쇠상수	6.276×10^2 (kgf · sec/cm)			감쇠상수	7.245×10^4 (kgf · sec/cm)
		항복후강성비	0.042			초기강성	1.928×10^{12} (kgf · cm)
	교축 직각 방향	초기강성	1.149×10^5 (kgf/cm)		회전방향	감쇠상수	2.889×10^{10} (kgf · sec/cm)
		감쇠상수	1.131×10^3 (kgf · sec/cm)			초기강성	8.157×10^6 (kgf/cm)
		항복후강성비	0.042			감쇠상수	4.275×10^4 (kgf · sec/cm)
충돌 요소	충돌강성	1.340×10^7 (kgf/cm)	교대	교축 직각방향	초기강성	6.752×10^7 (kgf/cm)	
	충돌감쇠	9.091×10^3 (kgf · sec/cm)			감쇠상수	1.230×10^5 (kgf · sec/cm)	
받침(병진방향)		탄성강성	7.000×10^8 (kgf/cm)	받침(회전방향)		탄성강성	1.546×10^{14} (kgf · cm)

시 적용된 활동마찰계수는 정지마찰계수의 75%이다. 교량에 대한 감쇠비는 현행 도로교설계기준⁽²⁾에서 제시하고 있는 설계응답스펙트럼에 적용된 감쇠비인 5%를 적용하였다. 표 2는 교량해석모형에 적용된 대표적인 변수들의 물성값을 나타낸 것이다.

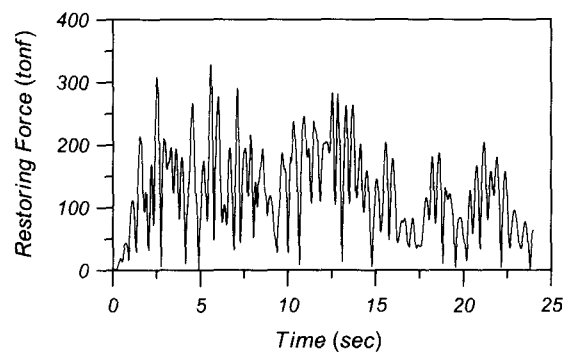
먼저 2방향 지진하중 작용시 RC 교각의 2축 휨에 의한 상호작용이나 상부구조의 회전이나 전체 교량구조물의 동적거동에 미치는 영향을 분석하기 위하여 교축 및 교축직각방향의 최대지반가속도 0.3g와 0.25g에 대해 구해진 RC 교각의 복원력에 대한 시간이력곡선을 그림 11에 도시하였다. 그림에서 1방향 지진해석결과는 직교지진력의 조합에 의한 복원력을 나타낸 것이며, 2방향 지진해석결과는 RC 교각의 2축 휨에 의한 상호작용을 반영하여 얻어진 교축 및 교축직각방향의 복원력에 대한 벡터합(크기)을 나타낸 것이다. 그림 11에서 보여지는 바와 같이 실제적인 2방향 지진해석에 의한 결과가 1방향 직교지진력의 조합에 의한 결과보다 상당히 큰 것으로 평가되었으며, 이력특성도 서로 상이한 것으로 분석되었다. RC 교각의 복원력에 대한 응답특성을 보다 정량적으로 평가하기 위하여 1방향 및 2방향 비선형 지진해석을 통해 구해진 교축 및 교축직각방향별 최대복원력의 평균값과 최대지진응답의 확률분포에 적합한 것으로 평가된 Gumbel Type-I 분포를 이용하여 최대복원력분포의 90% 최대값을 표 3에 정리하였다.⁽⁹⁾ 여기서, 사용된 모의분석규모는 각 최대지반가속도별 50개이다. 표 3의 결과로부터

교축방향으로 작용되는 복원력은 교축 및 교축직각방향 최대지반가속도 모두 0.1g인 경우를 제외하고는 모든 최대지반가속도 조합에서 1방향 지진해석에 의한 값이 다소 큰 것으로 나타났으나 교축직각방향에 대해서는 2방향 지진해석에 의한 값이 상당히 큰 것으로 분석되었다. 특히, 최대지반가속도가 작을수록 상당한 차이를 보이는 것으로 나타났으며, 교축 및 교축직각방향 최대지반가속도 모두 0.1g인 경우에는 2방향 지진해석에 의한 복원력이 1방향 지진해석에 비해 226%나 큰 것으로 평가되었다. 이러한 경향은 최대복원력의 Gumbel Type-I 90% 최대값에 대해서도 동일한 것으로 나타났다. 또한 1방향 지진해석시의 직교지진력에 의한 조합결과가 표 3에 정리되지는 않았으나 이 값 또한 2방향 지진해석에 의한 결과에 비해 상당히 작을 것으로 예측할 수 있다. 그러므로 교량구조물에 대한 내진안전성 평가시 1방향 지진해석을 수행할 경우 교각에 작용되는 지진력이 상당히 과소평가될 수 있으므로 교각에 작용되는 수평지진력이 중요한 해석변수가 될 경우에는 2방향 지진해석에 따른 내진안전성 검토가 수행되어야 할 것으로 판단된다.

그림 12는 P1 교각의 지반에 대한 상대변위이력을 2차원 평면에 도시한 결과로서 입력지진파의 불규칙성으로 인한 응답변위의 불규칙성을 잘 보여주고 있다. 또한 최대지반가속도에 관계없이 전반적으로 교축방향의 변위가 교축직각방향에 비해 상대적으로 큰 값을 주는 것으로 나타났다. 이는 교축과 교축직각방향의 상대변위가 동시에 최대값을 갖지



(a) 1방향 지진해석



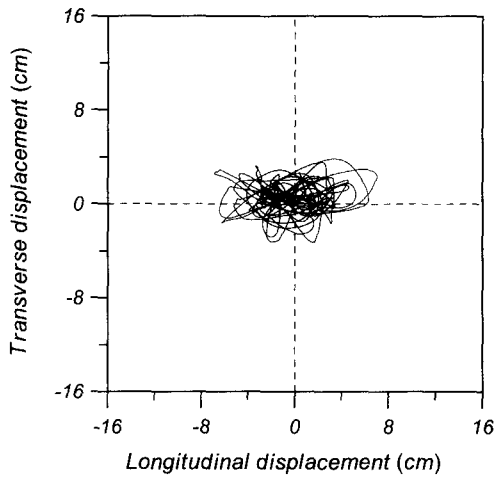
(b) 2방향 지진해석

그림 11 RC 교각의 복원력에 대한 시간이력곡선(L-PGA=0.3g, T-PGA=0.25g)

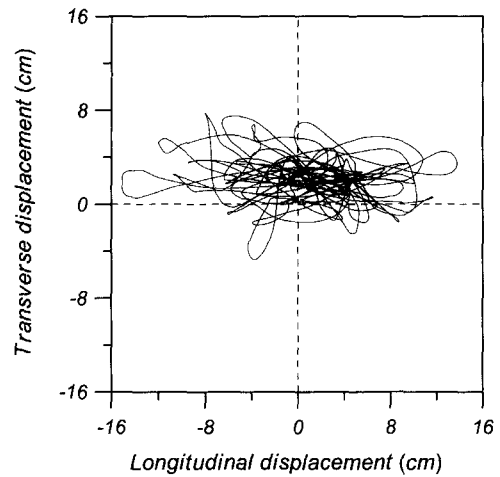
표 3 1방향 및 2방향 비선형 지진해석에 따른 교각의 복원력(단위 : tonf)

최대지반가속도		P1 교각				P2 교각			
교축 방향	교축직각 방향	1) 1방향 해석		2) 2방향 해석		1방향 해석		2방향 해석	
		교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
0.1g	0.1g	³⁾ 36.31 ⁴⁾ (43.55)	56.54 (68.35)	40.38 (48.34)	127.9 (145.4)	33.01 (40.04)	73.08 (86.63)	36.51 (44.03)	118.6 (128.2)
0.2g	0.2g	82.70 (93.87)	90.56 (110.6)	80.83 (90.97)	172.5 (189.0)	79.35 (88.68)	89.97 (105.5)	76.69 (88.48)	153.3 (165.1)
0.3g	0.25g	106.0 (112.6)	107.8 (131.5)	102.9 (109.8)	181.0 (198.6)	104.8 (114.0)	101.2 (121.5)	99.82 (110.5)	162.7 (176.0)
0.4g	0.3g	116.3 (121.7)	129.7 (158.4)	112.0 (120.1)	189.0 (207.0)	116.4 (125.5)	121.1 (147.5)	109.7 (118.7)	174.8 (192.4)
0.5g	0.4g	123.1 (128.7)	187.0 (221.7)	119.7 (125.8)	197.1 (216.6)	123.2 (130.7)	158.3 (192.1)	117.0 (124.0)	197.9 (219.9)
0.6g	0.5g	128.3 (133.9)	250.7 (291.2)	125.2 (130.6)	214.7 (241.2)	126.6 (133.6)	200.2 (241.2)	121.8 (128.7)	217.9 (240.0)

- 1) 교축 및 교축직각방향에 대한 1방향 지진해석에 의한 복원력의 직교조합
- 2) 2방향 지진해석에 의한 교축 및 교축직각방향의 복원력
- 3) 최대상대변위의 평균값
- 4) 최대상대변위의 Gumbel Type - I 90% 최대값



(a) L-PGA=0.3g, T-PGA=0.25g



(b) L-PGA=0.6g, T-PGA=0.5g

그림 12 P1 교각의 상대변위응답(2방향 지진해석)

않음을 보여주는 결과이다. 즉 전체적인 교량구조물의 지진 응답은 교축방향 및 교축직각방향의 절대적인 응답크기의 조합에 의해 결정되는 것이 아니라 2차원적 변위응답의 불규칙성에 따라 상당히 다른 결과를 줄 수 있음을 알 수 있다. 본 연구에서는 1방향 지진해석 및 2방향 지진해석시 2차원적 변위응답의 불규칙성이 각 진동계의 지반에 대한 최대상대변위에 미치는 영향을 평가하기 위하여 1방향 지진해석을 통해 구한 최대상대변위의 각 축방향별 조합결과와 2방향 지진해석에 의한 각 축방향별 최대상대변위를 비교, 분석하였다. 다양한 지진하중조건에 따른 변위응답의 변동적 특성을 정량적으로 취급하기 위하여 최대상대변위에 대한 평균값과 Gumbel Type-I의 90% 최대값을 표 4에 나타내었다.

표 4에 나타난 전체적인 응답경향을 살펴보면, 교대진동계의 상대변위응답은 2방향 해석을 수행한 경우가 1방향 해석시보다 큰 것으로 나타났으며, A1 교대의 응답이 A2 교대의 응답보다 해석방법에 관계없이 큰 것으로 평가되었다. 이는 전체 교량구조물에 있어서 교대진동계와 교각진동계의 상대적인 진동특성차이로 인해 발생하는 상대거동이 교대와 연결된 받침부의 손상이나 교대와 인접한 상부구조와의 충돌로 인해 교대의 강성저하를 가져오게 되는데, 이러한 받침부의 손상이나 교대의 강성저하가 1방향 지진거동시에 비해 2방향 지진거동시에 보다 빨리 발생하기 때문인 것으로 분석된다. 이러한 경향은 양 끝단에 놓이는 교대의 강성에 대한 이력곡선을 나타낸 그림 13에서도 쉽게 파악할 수 있다.

표 4 1방향 및 2방향 비선형 지진해석에 따른 각 진동계의 최대상대변위(단위 : cm)

(a) 교대진동계

최대지반가속도		A1 교대				A2 교대			
교축 방향	교축직각 방향	1)1방향 해석		2)2방향 해석		1방향 해석		2방향 해석	
		교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
0.1g	0.1g	³⁾ 0.0556 ⁴⁾ (0.0886)	0.00410 (0.00422)	0.0504 (0.0573)	0.00411 (0.00431)	0.0234 (0.0285)	0.00655 (0.00715)	0.0473 (0.0977)	0.00436 (0.00663)
0.2g	0.2g	0.356 (0.486)	0.00510 (0.00537)	0.385 (0.510)	0.00523 (0.00544)	0.0512 (0.103)	0.0106 (0.0118)	0.446 (0.757)	0.0148 (0.0196)
0.3g	0.25g	1.47 (2.03)	0.00559 (0.00590)	1.40 (1.83)	0.00574 (0.00600)	0.284 (0.646)	0.0126 (0.0141)	1.13 (1.87)	0.0213 (0.0274)
0.4g	0.3g	2.63 (3.70)	0.00607 (0.00637)	2.95 (4.70)	0.00618 (0.00647)	1.03 (2.02)	0.0148 (0.0166)	2.11 (3.17)	0.0292 (0.0375)
0.5g	0.4g	4.74 (7.99)	0.00692 (0.00726)	5.87 (9.20)	0.00705 (0.00736)	2.43 (4.43)	0.0192 (0.0214)	3.66 (5.44)	0.0348 (0.0422)
0.6g	0.5g	7.29 (11.6)	0.00773 (0.00806)	9.18 (13.7)	0.00788 (0.00829)	4.31 (7.15)	0.0237 (0.0265)	5.87 (8.90)	0.0421 (0.0512)

- 1) 교축 및 교축직각방향에 대한 1방향 지진해석에 의한 최대상대변위의 직교조합
- 2) 2방향 지진해석에 의한 교축 및 교축직각방향의 최대상대변위
- 3) 최대상대변위의 평균값
- 4) 최대상대변위의 Gumbel Type - I 90% 최대값

(b) 교각진동계

최대지반가속도		P1 교각				P2 교각			
교축 방향	교축직각 방향	1방향 해석		2방향 해석		1방향 해석		2방향 해석	
		교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
0.1g	0.1g	2.243 (2.717)	1.22 (1.49)	2.51 (3.03)	2.87 (3.26)	2.04 (2.49)	1.59 (1.91)	2.26 (2.75)	2.64 (2.87)
0.2g	0.2g	5.67 (6.77)	1.99 (2.46)	5.56 (6.57)	3.95 (4.38)	5.38 (6.24)	1.97 (2.33)	5.35 (6.51)	3.59 (3.97)
0.3g	0.25g	8.95 (10.5)	2.39 (2.96)	8.28 (9.64)	4.35 (4.91)	8.61 (10.6)	2.24 (2.71)	8.29 (9.94)	4.08 (4.71)
0.4g	0.3g	11.7 (13.5)	2.92 (3.64)	10.5 (12.5)	4.91 (5.90)	12.2 (15.3)	2.72 (3.37)	10.5 (12.4)	4.59 (5.36)
0.5g	0.4g	14.5 (17.7)	4.36 (5.28)	13.1 (15.7)	5.58 (6.74)	14.6 (18.4)	3.65 (4.53)	12.6 (15.1)	5.36 (6.48)
0.6g	0.5g	17.2 (21.5)	6.17 (7.43)	15.7 (19.0)	6.54 (8.22)	16.1 (20.6)	4.76 (5.92)	14.7 (18.0)	6.27 (7.97)

교각진동계의 경우, 교축방향에 대한 최대상대변위는 전반적으로 1방향 지진해석에 의한 결과가 2방향 해석에 의한 결과에 비해 다소 큰 것으로 나타났다. 이는 1방향보다는 2방향 지진거동시에 인접 진동계간의 충돌 등과 같은 각 구조요소간 상호작용이 활발하게 일어나기 때문에 이러한 상호작용이 오히려 인접 진동계간의 상대적인 거동을 억제하는 효과를 발휘하는 것으로 분석된다. 그림 14에서도 알 수 있듯이 인접 진동계간의 충돌력은 발생위치나 두 충돌체의

진동특성 등에 따라 달라질 수 있지만 그 발생빈도에 있어서는 2방향 지진해석을 수행한 경우가 월등히 많으며, 1방향 지진해석시와는 달리 지진하중의 지속시간동안에 교각구조물의 동적거동에 지속적으로 영향을 주고 있는 것으로 나타났다. 반면에 교각진동계의 교축직각방향에 대한 최대상대변위는 2방향 지진해석의 결과가 다소 큰 것으로 평가되었다. 이러한 경향으로부터 1방향 지진해석을 통한 직교조합의 결과는 RC 교각의 2축 휨에 의한 상호작용의 영향을

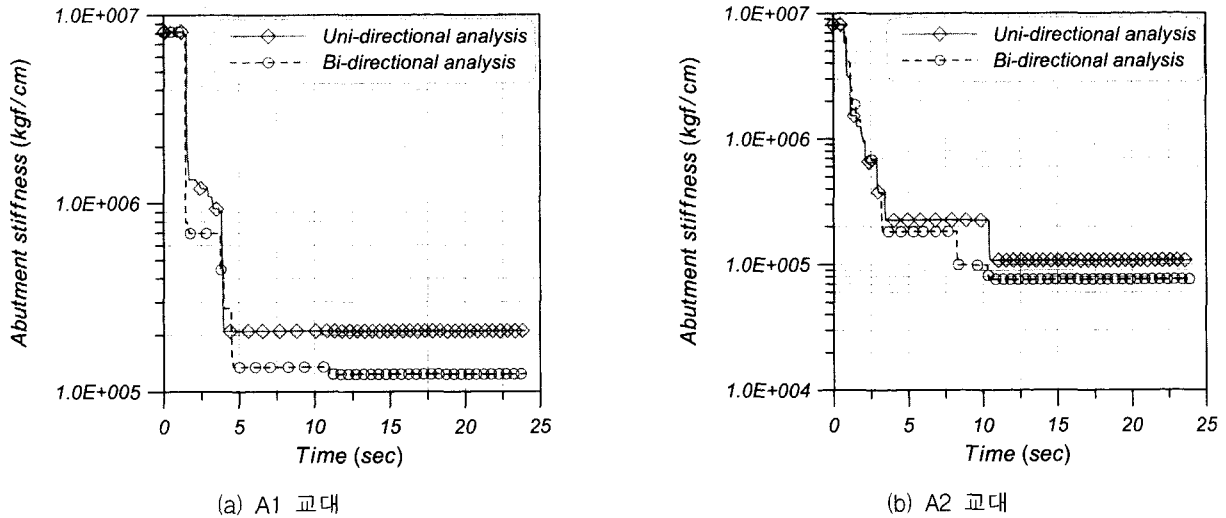


그림 13 교대의 강성에 대한 이력곡선(L-PGA=0.6g, T-PGA=0.5g)

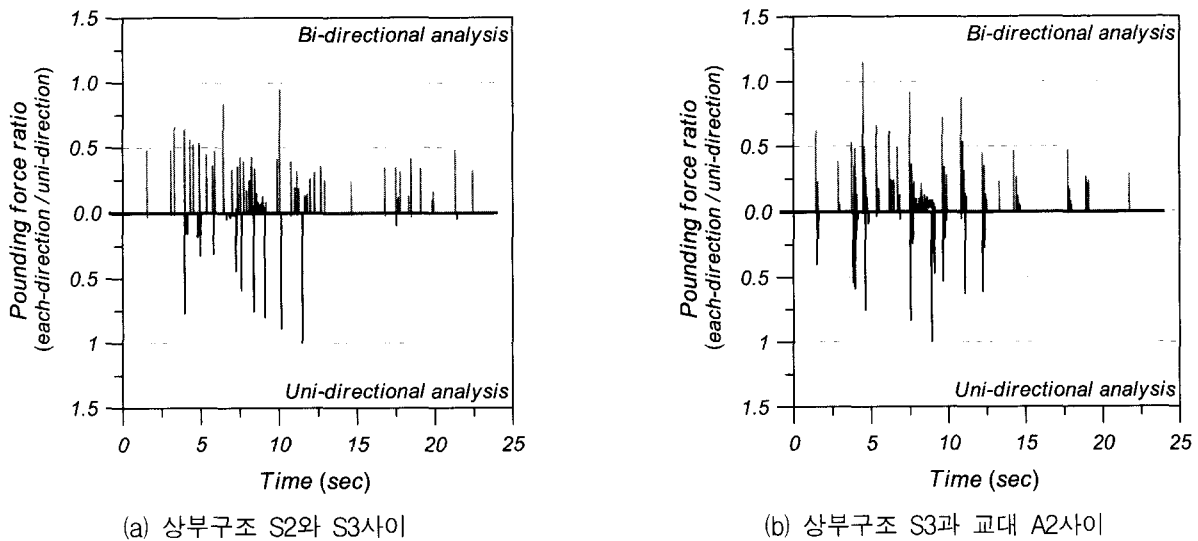


그림 14 인접한 진동계간의 충돌력에 대한 시간이력(L-PGA=0.6g, T-PGA=0.5g)

표 5 1방향 및 2방향 비선형 지진해석에 따른 인접 진동계간의 교축방향 최대상대거리(단위 : cm)

최대지반가속도		A1-S1		S1-P1		P1-S2		S2-P2		P2-S3		S3-A2	
교축	교축 직각	¹⁾ 1방향 해석	²⁾ 2방향 해석	1방향 해석	2방향 해석	1방향 해석	2방향 해석	1방향 해석	2방향 해석	1방향 해석	2방향 해석	1방향 해석	2방향 해석
0.1g	0.1g	³⁾ 0.0924 ⁴⁾ (0.310)	1.65 (1.89)	2.57 (3.14)	3.37 (4.14)	0.00257 (0.00279)	1.09 (1.49)	0.208 (0.358)	1.29 (1.94)	0.00333 (0.00366)	4.38 (6.02)	2.05 (2.60)	4.84 (6.52)
0.2g	0.2g	1.67 (3.75)	3.09 (4.26)	6.75 (8.76)	6.70 (8.07)	0.0510 (0.147)	2.67 (3.78)	1.33 (2.76)	3.91 (5.51)	0.00532 (0.00597)	7.15 (9.06)	5.29 (6.25)	8.85 (11.7)
0.3g	0.25g	4.49 (6.46)	5.17 (6.35)	10.3 (12.8)	10.3 (12.7)	1.33 (2.84)	3.96 (5.92)	5.08 (6.69)	5.88 (8.44)	0.12154 (0.39437)	7.86 (10.1)	8.14 (10.2)	11.2 (14.4)
0.4g	0.3g	6.87 (9.55)	6.88 (9.36)	12.9 (15.8)	11.3 (14.5)	3.38 (5.34)	5.72 (8.17)	6.45 (7.34)	7.61 (10.4)	0.96706 (1.95)	9.34 (11.9)	11.4 (14.9)	13.6 (17.3)
0.5g	0.4g	10.6 (15.8)	12.6 (19.4)	13.5 (16.4)	12.1 (14.9)	5.26 (7.86)	7.26 (10.3)	7.01 (8.36)	9.58 (13.5)	2.53 (4.46)	10.5 (13.4)	14.1 (18.6)	15.9 (21.4)
0.6g	0.5g	17.5 (25.0)	18.5 (26.7)	13.9 (17.9)	12.9 (16.5)	7.12 (10.3)	9.27 (12.7)	8.01 (10.2)	11.3 (15.6)	4.36 (7.42)	11.7 (14.7)	16.7 (22.3)	17.6 (23.4)

- 1) 교축 및 교축직각방향에 대한 1방향 지진해석에 의한 최대상대거리의 직교조합
- 2) 2방향 지진해석에 의한 교축 및 교축직각방향의 최대상대거리
- 3) 최대상대변위의 평균값
- 4) 최대상대변위의 Gumbel Type - I 90% 최대값

효과적으로 고려하지 못하고 있는 것으로 판단된다. 그러나 교량구조물의 각 구조요소에 대한 지진설계시 구조요소(특히, RC 교각) 자체의 내진성능평가와 관련된 응답인 각 설계진동단위의 지반에 대한 상대변위응답과 RC 교각의 복원력을 종합적으로 분석해보면, 1방향 지진해석을 수행할 경우 RC 교각의 지진력을 과소평가할 수 있을 것으로 예측된다. 그러므로 교량구조물의 설계지진력을 보다 실제적으로 예측하기 위해서는 1방향 해석결과에 의한 직교조합은 물론 2방향 지진하중에 대한 상세해석을 수행하는 것이 필요할 것으로 판단된다.

표 5는 1방향과 2방향 비선형 지진해석시 인접한 두 진동계사이의 최대상대거리에 대한 평균값과 Gumbel Type-I 90% 최대값을 나타낸 것이다. 표 5의 결과로부터 상부구조 S1과 P1 교각사이의 상대거리를 제외하면 모든 경우에 있어서 2방향 해석의 결과가 다소 큰 것으로 나타났으며, 최대지반가속도가 증가할수록 두 경우에 대한 최대상대거리의 차이가 상당히 줄어드는 것으로 분석되었다. 또한 전체적인 교량구조물의 낙교거동을 지배하는 위치는 양 끝단에 위치한 교대와 상부구조사이이며, 대부분의 경우에 있어서는 상부구조 S3과 A2 교대사이의 최대상대거리가 가장 큰 것으로 나타났다. 그러나 최대지반가속도 0.6g에서는 A1 교대와 상부구조 S1 사이의 최대상대거리가 가장 큰 것으로 평가되었다. 이는 받침손상이전에 고정단으로 연결되어있던 부분인 A1 교대와 상부구조 S1사이의 받침이 손상됨으로써 최대지반가속도가 커짐에 따라 상대거리가 급격하게 증가하기 때문인 것으로 분석된다. 그러므로 인접 진동계간의 상대거동(특히, 낙교거동)에 따른 교량구조물의 내진안전성 평가시 2방향 지진해석을 수행하는 것이 1방향 지진해석에 비해 다소 안전측의 결과를 줄 수 있을 것으로 분석된다.

6. 결 론

본 연구에서는 방향성이나 크기에 있어서 불규칙한 특성을 보이는 지반진동으로 인한 교량구조물의 동적거동을 보다 실제적으로 예측하기 위하여 2방향 지진하중을 적용할 수 있는 단순화된 교량해석모형을 개발하였다. 2방향 교량해석모형에는 2축 휨에 의한 교각의 비선형성, 상부구조의 회전으로 인한 인접한 상부구조사이의 평면적 충돌현상 그리고 교축직각방향으로의 지진하중 및 상부구조의 회전으로 인한 받침의 단계적 손상모델 등 교량구조물의 지진거동에서 나타날 수 있는 다양한 영향요인들이 고려되었다. 2방향 입력지진하중으로는 두 직교성분에 대해 독립적으로 모의 발생된 인공지진이력을 이용하였으며, 두 직교방향에 대한 최대지반가속도의 조합은 기존에 계측된 계기지진기록으로부터 얻어진 상관관계에 기초하여 결정하였다. 다양한 지진하중 조건에 대해 2방향 교량해석모형을 이용하여 2방향 지진해석을 수행하였으며, 이를 1방향 지진해석으로부터 구한 지진응답과 비교, 분석하였다. 두 가지 지진해석으로부터 구해진 응답결과는 다양한 지진하중의 발생가능성에 따른 응

답의 변동성을 정량적으로 고려하기 위하여 각 최대응답의 평균값과 최대응답의 확률분포에 적합한 것으로 평가된 Gumbel Type-I의 90% 최대값을 이용하여 분석하였다.

2방향 지진해석을 통하여 구해진 변위응답으로부터 본 연구에서 개발한 2방향 교량해석모형이 2방향 지진하중에 의한 2차원적 변위응답의 불규칙성을 잘 나타낼 수 있는 것으로 나타났으며, 교축방향 변위응답이 전체 교량구조물의 최대상대변위에 지배적인 영향을 미치는 것으로 분석되었다. 또한 본 연구에서는 보다 효과적인 지진해석방안을 제시하기 위하여 1방향 지진해석과 2방향 지진해석을 통해 각 구조요소 자체의 내진성능과 관련된 응답으로 각 진동계의 최대상대변위와 교각의 복원력을 평가, 비교하였으며, 낙교 등과 같은 전체적인 교량구조물의 내진안전성과 관련된 응답으로 인접 진동계간의 최대상대거리를 비교, 분석하였다.

분석결과로부터 변위응답(최대상대변위, 최대상대거리)의 경우 두 가지 지진해석방법의 결과가 일관성있는 경향을 주지는 않으나, 전반적으로 유사한 수준의 응답을 보이는 것으로 나타났다. 그러나 지진하중에 의한 RC 교각의 복원력은 교축방향에 대해서는 1방향 지진해석을 수행한 경우가 다소 큰 것으로 나타났으나, 교축직각방향으로의 복원력은 2방향 지진해석결과가 상당히 큰 것으로 평가되었다. 이러한 결과로부터 1방향 지진해석에 의한 직교지진력의 조합결과도 2방향 지진해석에 의한 결과에 비해 상당히 작을 것으로 예측할 수 있다. 즉, 1방향 지진해석을 통한 직교지진력의 조합을 적용하는 경우 교각에 작용되는 수평지진력이 상당히 과소평가될 수 있음을 보여준다. 그러므로 교량구조물의 내진안전성 평가시 교각에 작용되는 수평지진력이 중요한 해석변수가 되는 경우에는 2방향 지진해석을 이용한 상세검토가 수반되어야 할 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. Clough, R. W. and Penzien, J., *Dynamics of Structures*, Second Edition, McGraw-Hill, Inc, 1993.
2. 한국도로교통협회, 도로교설계기준, 2000.
3. Lai, S. S., "Post-Yield Hysteretic Biaxial Models for Reinforced Concrete Members," *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No. 3, 1987, pp. 235-245.
4. Kunnath, S. K. and Reinhorn, A. M., "Model for Inelastic Biaxial Bending Interaction of Reinforced Concrete Beam-Columns," *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 3, 1990, pp. 284-291.
5. Park, Y. J., Wen, Y. K., and Ang, A. H.-S., "Random Vibration of Hysteretic Systems under Bi-Directional Ground Motions," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 14, 1986, pp. 543-557.
6. Wen, Y. K., "Method for Random Vibration of Hysteretic Systems," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 102, No. EM2, 1976,

- pp. 249-263.
7. 김상효, 마호성, 원정훈, "거더간 충돌을 고려한 지진하중을 받는 교량의 동적거동분석," 한국전산구조공학회 논문집, 제12권, 제3호, 1999, pp. 509-518.
 8. Anagnopoulos, S. A., "Earthquake Induced Pounding: State of the Art," *10th European Conference on Earthquake Engineering*, 1995, pp. 897-905.
 9. 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.
 10. 김상효, 마호성, 조병철, "다경간 단순형 교량구조물의 지진거동에 미치는 받침손상의 영향", 한국지진공학회 논문집, 제6권, 제5호, 2002, pp. 19-27.
 11. 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.
 12. Wilson, J. C. and Tan, B. S., "Bridge Abutments: Formulation of Simple Model for Earthquake Response Analysis," *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 116, No. 8, 1990, pp. 1828-1837.
 13. Gazetas, G., "Formulas and Charts for Impedances of Surface and Embedded Foundations," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 117, No. 9, 1991, pp. 1363-1381.
 14. Goltz, J. D., *The Northridge, California Earthquake of January 17, 1994: General Reconnaissance Report*, Technical Report NCEER-94-0005, NCEER, 1994.
 15. 日本土木學會, 土木學會 阪神大地震 調査(第2次 報告資料集), 1995.
 16. Gasparini, D. A. and Vanmarcke, E. H., *Evaluation of Seismic Safety of Buildings Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra*, Massachusetts Institute of Technology, Report 2, 1976.
 17. Solnes, J., *Engineering Seismology and Earthquake Engineering*, Noordhoff International Publishing, Leiden, Netherlands, 1974.