

시간종속 요소를 이용한 철근콘크리트교량 교각의 내진 성능 평가

Seismic Performance Evaluation of RC Bridge Piers Using Time-dependent Element

이도형* · 전정문**

Lee, Do Hyung · Jeon, Jeong-Moon

Abstract

In order to evaluate the seismic performance of damaged reinforced concrete members, particularly bridge piers, an inelastic time-dependent element is proposed. The proposed element enables increased characteristics due to structural intervention(i.e., repair or retrofitting) to be accurately reflected to the degraded strength and stiffness of the members. The inelastic time-dependent element having both birth and death time can freely be activated within the user-defined time intervals during static and dynamic time-history analysis. Comparative studies are carried out for reinforced concrete bridge piers that are repaired and retrofitted. Analytical predictions using the developed element show reasonable correlation with experimental results. Also conducted is a nonlinear time-history analysis of a reinforced concrete bridge under multiple earthquakes. The comparative analytical results prove the validation of current development. In all, it is concluded that the present element is capable of providing salient features for the healthy evaluation of seismic performance and hence seismic stability assessment of RC bridge piers being repaired and retrofitted.

Keywords : time-dependent element, RC bridge piers, repair and retrofit, multiple earthquakes

요 지

손상된 구조부재, 특히 철근콘크리트교량 교각의 내진성능을 정확하게 평가할 수 있도록 하기 위하여 비탄성 시간종속요소를 제안하였다. 비탄성 시간종속요소는 강도 및 강성의 저하된 상태를 유지한 부재상태에 보수 및 보강에 의한 특성치들의 증가분에 대한 효과를 고려할 수 있는 요소이다. 이 시간종속요소는 활성화시작시간과 활성화종료시간을 갖는 비탄성 요소로서 정적시간이력해석이나 동적시간이력해석의 경우, 사용자가 원하는 시간간격 내에서 자유롭게 활성화를 시킬 수 있는 장점이 있다. 본 연구에서 개발된 시간종속요소를 이용한 해석결과를 보수 및 보강된 철근콘크리트 교각 실험결과와 비교하였고 전반적으로 만족할만한 상관관계를 얻었다. 아울러 연속지진하중하에서 철근콘크리트 교량의 비선형 시간이력의 비교해석을 통하여 개발된 요소의 타당성을 입증하였다. 결론적으로 본 연구에서 개발된 시간종속요소는 보수 및 보강후의 철근콘크리트교량 교각의 내진수행능력 산정에 유용한 자료를 제공하여 구조물의 전반적인 내진안정성 검토에 크게 기여를 할 수 있을 것으로 사료된다.

핵심용어 : 시간종속요소, 철근콘크리트교량 교각, 보수 및 보강, 연속지진

1. 연구배경 및 중요성

최근까지의 내진설계에 대한 개념 및 이론의 발전은 이전에 발생했던 지진들에 의해서 손상을 입은 구조물들에 관한 현장조사 및 해석을 통하여 이루어져 왔다. 많은 연구와 실험, 그에 따른 해석방법의 개발 및 진보에 기인하여 지진하중을 받는 구조물의 비탄성 응답에 대한 기본적인 특성, 즉 비탄성의 원인과 에너지 흡수 및 소산능력에 대한 정량적인 분석을 수행해 왔다. 특히 철근콘크리트 교량에 있어서 횡하중 지지체계의 강도 및 변위특성에 관한 기본적인 자료들을 제공하기 위하여 미국과 같은 강진지역에서는 복잡한 시간

이력 해석기법의 개발에 많은 노력을 기울여 왔음에도 불구하고 지진하중 자체의 불확실성 때문에 철근콘크리트교량, 특히 교각은 1990년대 중반이후에 발생했던 비교적 큰 지진들에서 나타난 것처럼 여전히 취약성을 드러내었다 (Broderick *et al.* 1994, Elnashai *et al.* 1995).

최근 성능설계(capacity design) 개념의 도입으로 인하여 특정 구조부재의 에너지 흡수능력을 적절히 산정하여 구조물의 전반적인 응답거동을 통제함으로써 어느정도까지는 원하는 형태의 파괴형상을 기대할 수가 있게 되었다. 따라서 전반적인 파괴보다는 국부적인 손상을 유도하여 지진발생 후에도 보수 및 보강을 통한 구조물의 기능수행을 용이하게

*교신저자 · 정회원 · 배재대학교 공과대학 건설환경철도공학과 교수(E-mail: dohlee@mail.pcu.ac.kr)
**배재대학교 공과대학 건설환경철도공학과 석사과정(E-mail: jmj@mail.pcu.ac.kr)

할 수 있도록 하는데 그 주안점을 두어 왔다. 구조물 전체에 대한 원하는 형태의 파괴형상은 특정 구조부재의 강도, 강성 및 연성능력에 크게 좌우되기 때문에 그런 특정부재들에 대한 설계, 보수 및 보강시 상당한 주의가 요구된다. 특히 손상을 입은 특정 부재에 대한 보수 및 보강은 불규칙한 강성을 야기시킬 수 있고 그에 따라 소성힌지 형성에 영향을 미칠 수 있기 때문에 보수 및 보강에 따른 구조물의 전반적인 안정성에 문제를 일으킬 수도 있다. 그러므로 손상 후의 강도 및 강성의 저하에 대한 정확한 이해 및 평가를 통한 보수 및 보강이 이루어져야 또 다른 지진하중에 대한 구조물의 수행능력을 산정할 수 있을 것이다.

일례로 1999년 8월 17일 Turkey의 Kocaeli 지역에서 일어난 지진(Elnashai, 2000) 이후 거의 3개월이 지난 1999년 11월 12일에 또 다른 지진이 Kocaeli 지역과 매우 인접한 지역인 Duzce 와 Bolu(Turkey 의 북서쪽 지역)에서 발생하였다(Sucuoglu, 2002). 즉, 이와 같은 약 3개월 간격의 연속적인 지진의 결과는, 첫 번째 지진에 의해서 손상을 입은 철근콘크리트 부재에 대한 강도, 강성 및 연성능력의 저하에 대한 정확한 산정 후, 보수 및 보강이 이루어져야만이 두 번째 연속지진하중 하에서 그 부재들의 응답 거동능력을 예측하여 더 큰 누적손상을 피할 수 있을 것이다. 뿐만 아니라, 첫 번째 8월 지진에 의해서 손상되지 않은 철근콘크리트 구조물조차도 어느정도는 강도 및 강성의 저하를 경험할 것이고 이것은 곧, 두 번째 11월 지진에 의해서 강성의 심각한 저하로 인한 누적 파괴가 일어날 수도 있다는 것을 시사하고 있다. 따라서 구조부재들의 저하된 하중지지능력 및 강성의 감소된 상태를 유지시켜 놓은 상태에서, 보수 및 보강된 구조부재의 연속지진하중에 대한 수행능력을 산정할 수 있는 해석기법의 개발이 시급한 실정이다.

하지만 거의 대부분의 보수 및 보강후의 지진해석 기법은 보수 및 보강전의 저하된 상태의 강도 및 강성의 상태를 직접적으로 고려하기 보다는 가정에 의존하고 있기 때문에 보수 및 보강후의 내진 수행능력 평가에 큰 오류를 범할 수 있을 뿐만 아니라, 실제의 물리적인 거동을 나타낼 수 없는 단점이 있어왔다. 특히 위에서 언급된 Turkey 의 경우처럼 연속적인 지진하중 하에서 발생할 수 있는 누적손상의 경우에는 그 정도가 심각할 수도 있다. Aschheim과 Black (1999)의 연구는 이전 지진하중 하에서 일어난 손상의 효과를 고려한 논문 중의 하나인데, 이 연구는 실제 강성의 감소상태를 고려하지 않고, 초기강성의 감소를 가정하여 응답 해석을 실시한 관계로 인하여 부족한 점이 있다.

따라서 본 연구에서는, 누적손상된 구조부재, 특히 철근콘크리트교량 교각의 내진 수행능력을 보다 정확하게 평가할

수 있도록 하기 위하여, 강도 및 강성이 저하된 상태를 유지한 채, 또 다른 해석을 연이어서 다시 시작할 수 있는 시간종속 요소(time-dependent element)를 개발하여 새로운 해석기법을 제안하는데 그 목적이 있다. 이 시간종속 요소는 시작시간(birth time)과 끝시간(death time)을 갖는 비탄성 요소(cubic inelastic element)로서 정적시간이력해석이나 동적시간이력해석의 경우, 원하는 시간간격 내에서 자유롭게 활성화(activation)를 시킬 수 있는 아주 진보된 요소이다. 예를 들어, 보수 및 보강된 교각을 갖는 철근콘크리트교량이 위에서 언급된 연속지진하중을 받는 경우, 첫 번째 지진하중 시간내에서 시간종속요소는 비활성화(deactivation)된 상태로 해석을 수행하고, 두 번째 지진하중 작용시간부터 해석끝까지의 시간내에서 활성화된 시간종속 요소(이 요소는 보수 및 보강된 부재에 적용)를 사용하여 해석을 수행하면 이전 하중에 의해 저하된 강도 및 강성의 상태에 보수 및 보강에 의한 강도와 강성의 증가분이 더해짐으로써 부재의 내진 수행능력을 보다 정확하게 산정할 수 있을 것이다. 이 시간종속요소에 대한 간략한 유도 과정은 다음 절에서 설명되어져 있다.

2. 시간종속요소의 유도 및 ZeusNL

2.1 시간종속요소의 유도

본 연구에서는, 철근콘크리트의 구조부재, 특히 철근콘크리트교량 교각의 누적손상에 의한 지진이력응답 거동을 알아보기 위하여 기존의 비탄성 요소에 활성화시작 및 끝시간을 갖는 비탄성 시간종속 요소(inelastic time-dependent element)를 제안하였다. 기존의 비탄성요소는 Izzuddin and Elnashai (1993a, b)에 의해서 개발된 대변위(large displacement) 효과를 고려한 3차원 비탄성 큐빅 정식화 과정을 이용하였다. 이 3차원 비탄성 큐빅 정식화 과정은 단면의 형태와 재료모델의 구성방식을 고려하여 재료의 비선형 효과를 모델링할 수 있는 장점이 있다. 3차원 비탄성 큐빅 정식화 과정에서는 그림 1에 보여져 있는 것처럼 6개의 국부적인 자유도가 사용되었고, 요소의 기본적인 국부변위 벡터 $\tilde{\mathbf{u}}_c$ 와 국부 힘 벡터 $\tilde{\mathbf{f}}_c$ 는 다음과 같이 주어져 있다.

$$\tilde{\mathbf{u}}_c = \{ \theta_{1y}, \theta_{1z}, \theta_{2y}, \theta_{2z}, \Delta, \theta_T \}^T \quad (1)$$

$$\tilde{\mathbf{f}}_c = \{ M_{1y}, M_{1z}, M_{2y}, M_{2z}, F, m_T \}^T \quad (2)$$

요소의 축에 따른 어느 특정점의 이동은 그림 1의 국부자유도를 사용하여 그림 2에 나타난 네 개의 변위값들로 나타내어 질 수 있고 아래와 같은 함수로 정의될 수 있다.

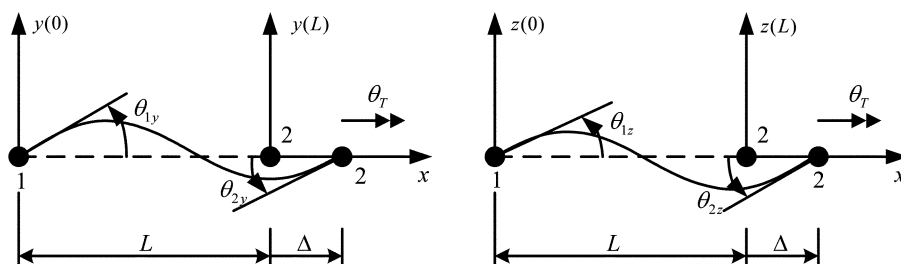


그림 1. 큐빅정식화에 이용된 국부자유도

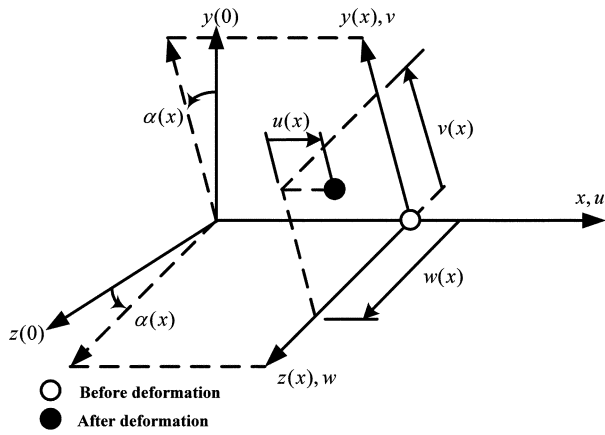


그림 2. 요소길이에 따른 특정점의 이동

$$\alpha(x) = \theta_T \left(\frac{x}{L} \right) \quad (3)$$

$$v(x) = \left(\frac{\theta_{1y} + \theta_{2y}}{L^2} \right) x^3 - \left(\frac{2\theta_{1y} + \theta_{2y}}{L} \right) x^2 + (\theta_{1y})x \quad (4)$$

$$w(x) = \left(\frac{\theta_{1z} + \theta_{2z}}{L^2} \right) x^3 - \left(\frac{2\theta_{1z} + \theta_{2z}}{L} \right) x^2 + (\theta_{1z})x \quad (5)$$

축변위 $u(x)$ 의 경우, 요소길이를 따라 일정한 중심축 변형율이 사용된 관계로 $u(x)$ 를 정의하는 어떤함수도 필요로 되지 않는다. 비탄성 큐빅 정식화 과정에 있어서 사용된 가정은, 1) 불균일 비틀림에 의한 warping 은 무시, 2) 평면인 단면은 휨변형 후에도 평면유지, 3) 휨에 의한 전단변형을 무시, 4) 단면의 중심과 전단중심은 일치이고, 이 네가지 가정에 의해서 단면에 발생하는 변형율 상태는 네개의 일반화된 변형율 즉, 중심축 변형율, 비틀림 변화율, 그리고 두 주축에 대한 곡률에 의해서 결정되어 진다. 휨변형에 의해서 발생하는 스트레칭(stretching)이 중심축 변형율에 고려되었고, 따라서 비탄성 큐빅 정식화는 보-기둥의 효과를 모델링 할 수 있는 장점이 있다. 만약 재료의 소성이 형성되는 경우에 요소길이에 걸쳐 축력이 일정하지 않을 수도 있지만, 요소가 비탄성 부재의 짧은 길이를 모델링 하는데 사용이 된다면 축력의 작은변화는 그리 중요하지 않게 된다. 따라서 일반화된 변형율은 작은 국부변형의 가정으로부터 아래와 같이 표현될 수 있다.

$$\epsilon_{c,x} = \frac{\Delta}{L} + \frac{1}{L} \int_0^L \left[\frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{dv}{dx} \right)^2 + \left(\frac{dw}{dx} \right)^2 \right\} \right] dx \quad (6a)$$

$$\kappa_y = \frac{d^2 v}{dx^2}, \kappa_z = \frac{d^2 w}{dx^2}, \zeta = \frac{d\alpha}{dx} \quad (6b)$$

여기서 $\epsilon_{c,x}$, κ_y , κ_z 그리고 ζ 는 각각 중심축 변형율, 두개의 주응력축에 대한 곡률 그리고 비틀림변화율을 나타낸다. 위의 식 (3), (4), (5) 와 (6)을 혼합하면 일반화된 변형율들과 요소의 자유도들간 사이의 관계식이 아래와 같이 표현되어 진다.

$$\epsilon_{c,x} = \frac{\Delta}{L} + \frac{[(\theta_{1y}^2 + \theta_{2y}^2 + \theta_{1z}^2 + \theta_{2z}^2) - (\theta_{1y}\theta_{2y} + \theta_{1z}\theta_{2z})]}{30} \quad (7a)$$

$$\kappa_y = \left[\frac{6(\theta_{2y} + \theta_{1y})}{L^2} \right] x - \left[\frac{2(\theta_{1y} + \theta_{2y})}{L} \right] \quad (7b)$$

$$\kappa_z = \left[\frac{6(\theta_{2z} + \theta_{1z})}{L^2} \right] x - \left[\frac{2(2\theta_{1z} + \theta_{2z})}{L} \right] \quad (7c)$$

$$\zeta = \frac{\theta_T}{L} \quad (7d)$$

일반화된 응력과 변형율 사이의 관계식은 재료의 소성형성 때문에 명확하게 규정되어질 수 없기 때문에 요소력을 구하기 위하여 가상일의 적분방정식에 대해 수치해석을 수행하여 결정되어 진다. 요소는 단지 부재의 짧은 길이에 대해 모델링을 하는 관계로, 요소의 길이에 따른 두개의 가우스 적분 단면이 요소력을 구하는 수치해석에 사용되었다. 이 두개의 가우스 단면의 위치는 그림 3에 나타내었고 아래와 같이 표현될 수 있다.

$$x_g^1 = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{\sqrt{3}}{3} \right) \quad (8a)$$

$$x_g^2 = \frac{L}{2} \left(1 + \frac{\sqrt{3}}{3} \right) \quad (8b)$$

따라서 두개의 가우스 단면에서의 일반화된 변형율들은 아래와 같이 행렬 \mathbf{u}_s 로 나타낼 수 있고, 행렬값들은 위의 식 (7) 과 (8) 로부터 구해진다.

$$\mathbf{u}_s = \begin{bmatrix} \epsilon_{c,x} & \epsilon_{c,x} \\ \kappa_y(x_g^1) & \kappa_y(x_g^2) \\ \kappa_z(x_g^1) & \kappa_z(x_g^2) \\ \zeta & \zeta \end{bmatrix} \quad (9)$$

각각의 가우스 단면은 그림 4의 직사각형 단면의 예시에 서 보여져 있는 것처럼 사용자 정의에 의한 모니터링 요소들로 분할되어 질 수 있고, 각각의 모니터링 요소에서 변형율과 응력이 모니터링 되어진다, 재료의 소성영역에서 전단 변형율의 효과가 무시된다고 가정하면, 모니터링 요소에서의 변형율은 다음과 같이 결정되어 질 수 있다.

$$e_{m,g} = \sum_{i=1}^4 d_{m,i} u_{si,g} \quad (10)$$

$$\begin{aligned} d_{m,1} &= 1 \\ d_{m,2} &= -y_m \\ d_{m,3} &= -z_m \\ d_{m,4} &= 0 \end{aligned} \quad (11)$$

여기서 $e_{m,g}$ 는 임의의 가우스 단면 g , 모니터링 요소 m 에서의 변형율을 나타내고, $\mathbf{u}_{si,g}$ 는 위의 식 (9)에서 정의된 일반화된 변형율 행렬을 나타낸다.

각각의 모니터링 요소에서 응력을 구하기 위하여 일축응력과 변형율 사이의 관계식이 사용되고 아래식과 같이 나타낼 수 있다. 아래식 (12) 에서 f 는 사용된 재료모델의 응력-변형율 관계식을 나타내고 어떤 재료구성방정식이든지 연결되어 질 수 있다.

$$s_{m,g} = f(e_{m,g}) \quad (12)$$

여기서 $s_{m,g}$ 는 임의의 가우스 단면 g , 모니터링 요소 m 에서의 재료응력을 나타낸다.

임의의 가우스 단면에서 일반화된 휨응력과 축응력은 재료

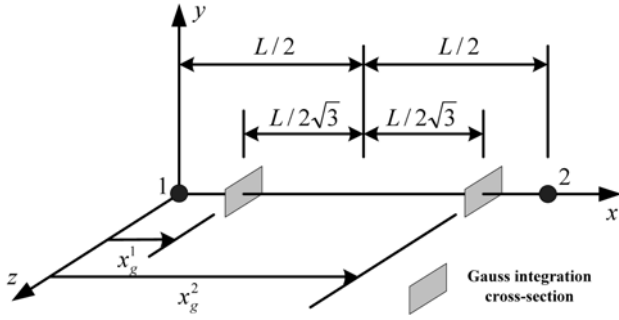


그림 3. 두개의 가우스 적분 단면의 위치

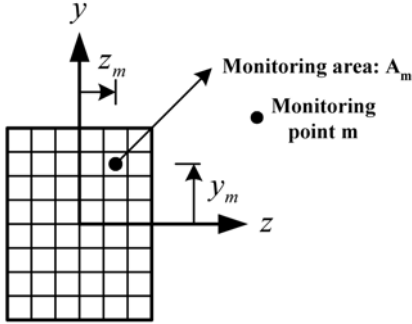


그림 4. 직사각형 단면의 모니터링 요소의 분포

의 응력으로부터 직접적으로 계산되어지고, 일반화된 비틀림 변형율과 응력사이의 관계식은 전단탄성계수와 비틀림상수에 의해 구해지고 아래식과 같이 표현될 수 있다.

$$f_{si,g} = \sum_{m=1}^n A_m d_{m,i} s_{m,g} \quad \text{for } i = 1, 3 \quad (13)$$

$$f_{s4,g} = GJ_s u_{4,g} \quad (14)$$

여기서 A_m 은 모니터링 요소 m 의 면적, $d_{m,i}$ 는 위의 식 (11)에 정의되어 있고, 식 (13)의 상한 n 은 임의의 가우스 단면에서 모니터링 요소의 전체수를 나타낸다.

일반화된 응력들이 두개의 가우스 단면에서 구해진 후에 요소의 국부력은 가상일의 방정식의 수치적분으로부터 구해지고 아래와 같이 나타내어 진다.

$$f_{ci} = \sum_{j=1}^4 \sum_{k=1}^2 T_{ci,j,k} f_{sj,k} \quad (15)$$

여기서 T_c 는 국부변위와 관련된 일반화된 변형율의 일계미분을 나타내는 $6 \times 4 \times 2$ 행렬로 이루어져 있다.

국부접선강성 k_c 는 위의 식 (15)의 미분을 통하여 구해지고 아래식과 같이 표현될 수 있다.

$$k_{ci,n} = k_{fi,n} + \left(\frac{2}{L}\right) \sum_{j=1}^4 \sum_{k=1}^2 \sum_{l=1}^4 T_{ci,j,k} k_{sj,l,k} T_{cn,l,k} \quad (16)$$

여기서 k_f 와 k_s 행렬은 각각 아래식 (17)과 (18)에 의해 결정되어진다.

$$k_{f1,1} = k_{f2,2} = k_{f3,3} = k_{f4,4} = \frac{2FL}{15} \quad (17a)$$

$$k_{f1,2} = k_{f2,1} = k_{f3,4} = k_{f4,3} = \frac{FL}{30} \quad (17b)$$

여기서 F 는 축력을 나타내고 k_f 행렬의 다른 모든 요소는 0

이다.

$$k_{sj,l,k} = \sum_{m=1}^n A_m d_{m,j} E_{tm,k} d_{m,l} \quad \text{for } j = 1, 3, l = 1, 3 \quad (18a)$$

$$k_{s4,4,k} = GJ \quad (18b)$$

k_s 행렬의 다른 모든 요소는 0이고, 식 (18a)의 $E_{m,k}$ 는 반복해석절차에 필요로 되는 요소의 접선강성 계산시 요구되는 가우스 단면 k , 모니터링 요소 m 에서의 재료의 접선탄성 계수로서, 사용된 재료모델의 응력-변형을 관계식으로부터 계산되어지고 아래식과 같이 나타낼 수 있다.

$$E_{m,g} = \frac{ds_{m,g}}{de_{m,g}} = \frac{df}{d\epsilon}(e_{m,g}) \quad (19)$$

위에서 정식화된 3차원 비탄성 요소에 활성화시작시간과 활성화끝시간을 갖는 비탄성 시간종속요소를 제안하였다. 이 시간종속요소는 사용자가 원하는 시간간격에서 활성화 및 비활성화를 시킬 수 있는 요소로서 보수 및 보강 그리고 연속적인 지진하중하에서 철근콘크리트 부재의 수행능력을 검토하기 위하여 개발되었고 개발된 요소는 비선형 구조해석 프로그램인 ZeusNL(2001)에 연결되었다. 기본적인 유도절차는 우선적으로 입력데이터에서 사용자가 활성화시작시간과 활성화끝시간을 지정하여 시간종속요소를 정의한 후, 위에서 유도된 비탄성 큐빅 정식화 과정을 이용하여 활성화시간내에서 시간종속요소의 힘과 접선강성을 구한 후, 사용된 다른 모든 요소의 힘과 접선강성을 취합한 후 전체구조물 단계에서 해석을 수행하는 과정을 따르게 된다. 위에서 유도된 비탄성 큐빅 정식화 과정을 이용하여 시간종속요소의 요소국부력과 요소강성을 구하는 과정은 그림 5의 순서도에 정리되어 있다.

전체구조해석 수행에는 세계의 기본변환이 필요로 된다. 첫 번째로는 해석단계의 구조변위의 증가량에 대응되는 요소의 국부변위를 구하기 위한 변환이 필요로 되고, 구해진 국부변위로부터 국부요소력을 구한 후, 요소단계의 국부력으로부터 전체구조단계의 힘의 행렬로의 변환이 필요하고, 마지막으로 반복해석절차를 위해 요소단계에서 구해진 국부접선강성으로부터 전체구조단계 접선강성으로의 변환이 필요로 되는데 이를 간략하게 도표화하면 그림 6과 같이 보여질 수 있다. 본 연구에서 유도된 시간종속요소는 그림 6의 Chord system의 요소단계에서 개발되었다.

그림 6의 구조해석 절차에서 필요로 되는 변환과정들은 본 연구의 범위를 벗어나는 관계로 언급되지 않았고, 이에 대한 자세한 언급은 Izzuddin and Elnashai(1993a, b)의 참고문헌에서 찾아볼 수 있다. 본 연구에서 개발된 시간종속요소를 이용한 해석결과를 기존 참고문헌의 실험결과와 비교하였고 3 절에 설명되어 있다.

2.2 구조해석 프로그램 ZeusNL

2.1절서 유도된 활성화시작시간(birth time)과 활성화끝시간(death time)을 갖는 시간종속요소(time-dependent element)는 파이버요소에 기초를 유한요소 구조해석 프로그램인 ZeusNL(2001)에 연결하였다. ZeusNL(2001)은 강구조, 철근콘크리트구조 및 합성구조의 정적 및 동적 비선형해석을 수행할 수 있고, 재료의 비탄성 효과 뿐만 아니라 지진하중등

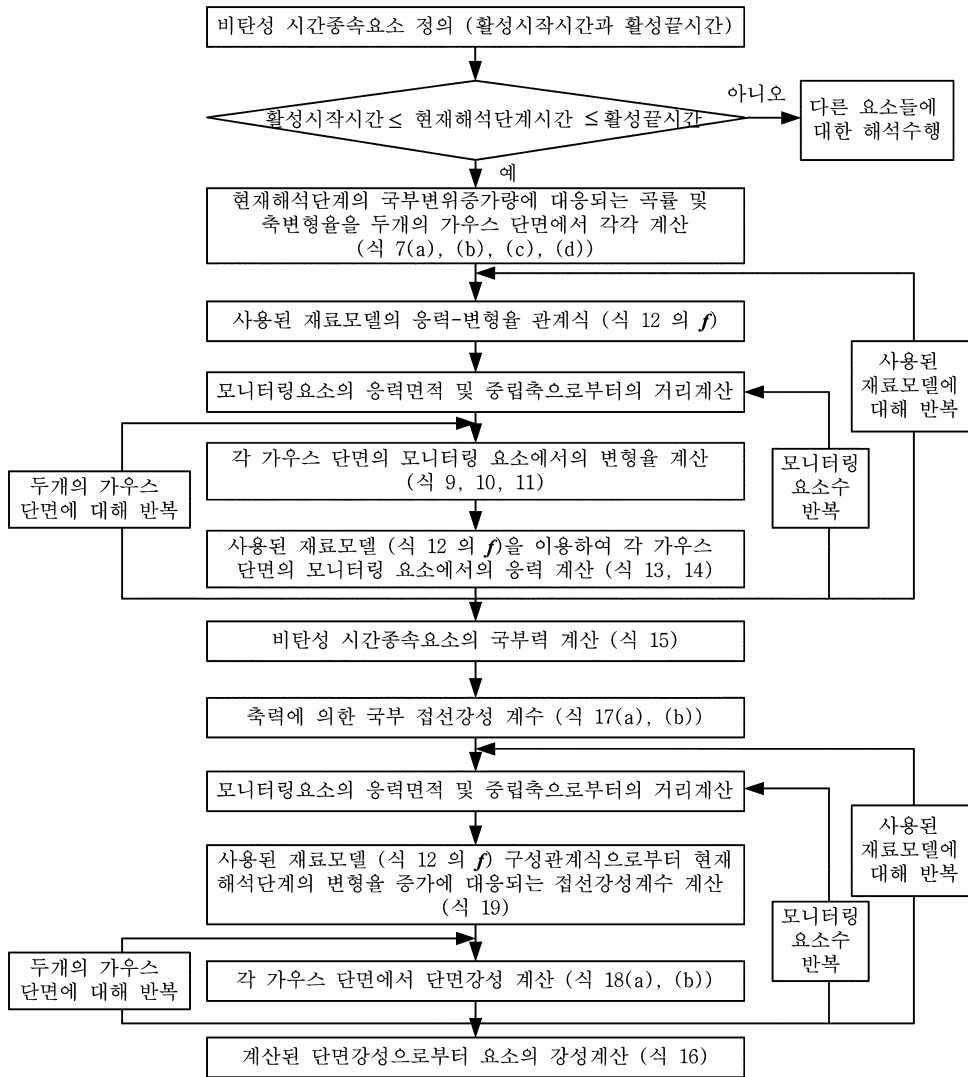


그림 5. 비탄성 시간종속요소의 국부력과 강성계산 절차

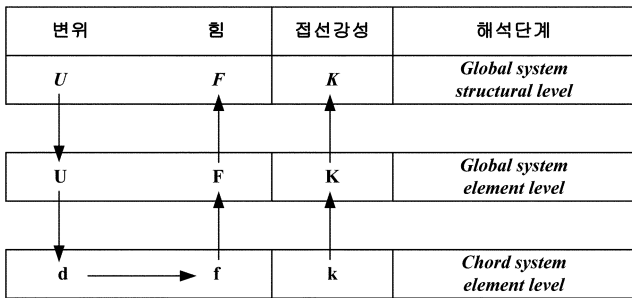


그림 6. 구조해석절차의 흐름도

에 의한 대변형(large deformation)으로 인한 기하학적 비선형 효과 또한 고려되어져 있다. 정적해석의 경우, 힘과 변위 하중 모두 독립적 혹은 비례적으로 작용시킬 수 있을 뿐만 아니라, 변위 및 가속도 시간이력을 지지점에 작용시켜 정적 시간이력을 해석을 수행할 수 있다. 동적해석의 경우, 고유진동수와 고유형상을 얻기 위해서 필요로 되는 고유치 해석의 경우, Lanczos 알고리즘이 사용되었고, 시간이력 해석의 경우, Newmark나 Hilber-Hughes-Taylor 알고리즘을 사용하여 수치적분을 수행한다. 또한 많은 다양한 단면형태들이 존재하고 각각의 단면들은 많은 수의 모니터링 요소로 나뉘어져 구조물의 비탄성 응답해석을 수행하게 되는데, 이용 가능

한 요소, 재료거동 모델 그리고 다양한 단면에 대한 자세한 언급은 ZeusNL(2001) 참고문헌에서 찾아볼 수 있다.

3. 시간종속요소의 검증(정적시간이력해석)

본 연구에서 개발된 시간종속요소의 검증을 위하여 *Chai et al.*(1991)에 의해서 실험된 원형단면을 갖는 철근콘크리트 교량 교각의 내진보강실험시편을 사용하였다. 이 실험에서는 두께 4.76 mm, 구속체적비 0.031인 열간압연강재(hot-rolled steel)로 이루어진 강판피복(steel jacketing)을 사용하여 보수 및 보강을 하여 철근콘크리트교량 교각의 내진거동 성능향상을 검토하였고, 원형단면 610 mm 지름과 3657 mm의 높이를 갖는 6개의 교각시편에 대해서 실험을 수행하였다. 강판피복을 이용한 보수 및 보강시편의 경우, 강판피복으로 감싼 부분 바로 윗부분에서의 휨모멘트가 원래상태의 휨모멘트강도의 75%를 초과하지 않도록 하기 위하여 교각의 밑부분에서 1219 mm의 높이까지 강판피복이 사용되었다. 강판피복은 6개의 교각시편중 보수와 보강의 대표적인 경우로서 시편 1의 보수실험결과와 시편 3의 보강실험결과를 선택하여 개발된 시간종속요소의 검증에 사용하였다. 표 1은 강판피복의 항복강도 및 검증에 이용된 시편들의 재료 및 작용

표 1. 검증에 사용된 교각 시편의 재료특성 및 작용축하중

시편	실험상태	콘크리트 입축강도 (MPa)	작용축하중 (kN)	종방향철근	횡방향철근	Steel jacket
				항복강도(MPa)	항복강도(MPa)	항복강도(MPa)
1R	Repair	37.9	1779	313	349	308
3	Reference	32.3				-
3R	Retrofit	37.8				322

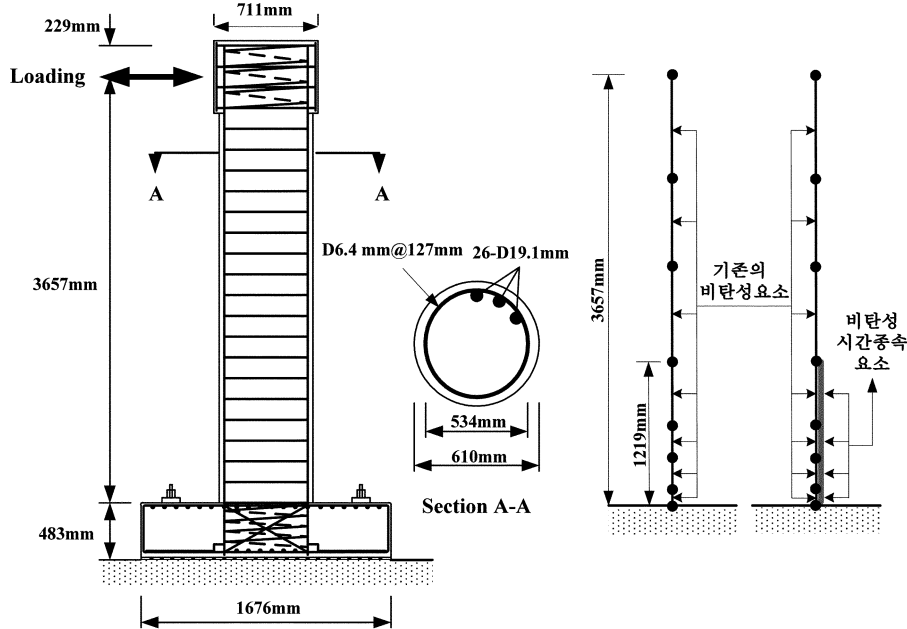


그림 7. 검증에 사용된 교각 시편의 부재 제원, 단면상세(Chai et al., 1991) 및 해석모델

하중에 관한 변수값들이고, 그림 7은 Chai et al.(1991)에 의해서 실험된 철근콘크리트교각 교각부재의 제원 및 단면상세이고, 그림 8은 교각의 실험에 사용된 하중이력곡선을 나타낸다.

해석모델의 경우에 있어서, 교각은 ZeusNL에서 이용가능한 철근콘크리트 원형단면을 이용하였고 단면해석의 정확성을 위하여 200개의 모니터링 요소를 사용하였다. 소성형지의 영향을 정확하게 고려하기 위하여 교각의 밑부분에서는 짧은 길이의 비탄성요소를 사용하였고 윗부분으로 갈수록 점점 길이가 긴 총 7개의 비탄성요소를 사용하여 그림 7과 같이 교각을 모델링하였다. 한편 강판피복을 사용하여 보수 및 보강한 교각의 경우, 그림 7에서 볼 수 있는 바와 같이 기존의 비탄성 요소에 교각의 밑부분에서 1219 mm의 높이까지 보수 및 보강된 강판피복을 비탄성 시간중속요소로 모델링하였다. 강판피복은 기존교각의 원형단면 지름을 내부지름으로 하는 속이 빈 원형단면을 사용하여 기존교각의 하중이력재하 후, 재 하중이력재하 실험을 수행할때부터 활성화 되도록 모델링을 하여 보수 및 보강의 효과를 나타낼 수 있도록 하였다.

즉, 비탄성 시간중속요소로 모델링된 강판피복단면은 정적 시간이력해석에서 기존교각의 하중이력재하시간 사이에는 해석에 포함되지 않고, 재 하중이력재하시간 사이에서만 활성화 되도록 모델링하여 보수의 효과를 분명하게 고려하였다. 아울러 해석모델에서 사용된 콘크리트 재료모델의 경우, ZeusNL에서 이용가능한 Matinez-Rueda and Elnashai(1997)에

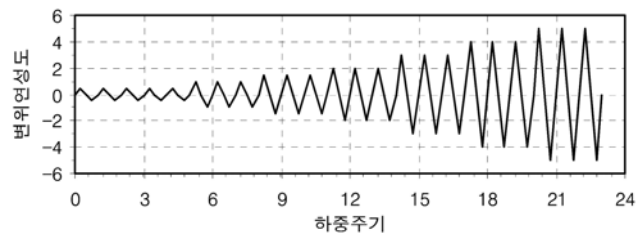


그림 8. 교각의 실험에 사용된 하중이력곡선(Chai et al., 1991)

의해서 개발된 주기하중하에서의 심부구속 및 구속되지 않은 콘크리트의 응력-변형을 관계식을 선택하였고, 단면내의 철근 및 강판피복은 bilinear 모델을 선택하여 모델링하였다.

그림 9는 시편 1의 보수후 실험결과와 해석결과 사이의 하중-변위 이력응답이다. 시간중속요소를 이용한 해석결과에서 볼 수 있듯이 하중이력에 대한 실험후의 기존 교각의 강도저하 효과가 고려되어지는 경향을 확인할 수 있다. 하지만 실험결과와 비교해 볼 때, 해석결과의 에너지 소산능력이 다소 과대평가되고 펀칭효과가 작은것을 볼 수 있는데, 이와 같은 펀칭효과의 차이는 본 연구에서 휨거동만을 고려하고 있고, 아울러 해석에서는 고려되지 않은 종방향 주철근의 미끄러짐(bond slip) 그리고 실험시 교각과 풋팅접합부의 전단손상에 의한 것으로 사료된다.

그림 10과 11은 각각 원상태(as-built)와 강판피복으로 보강된 교각시편 3의 실험결과와 해석결과를 나타내고 있다. 그림 10에서 볼 수 있는 바와 같이 원상태의 실험결과에서 약간의

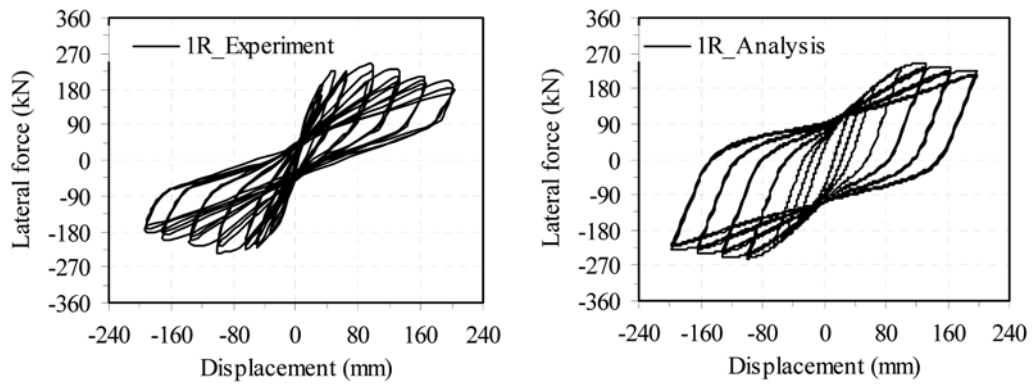


그림 9. 교각 1R의 하중-변위 이력응답 비교

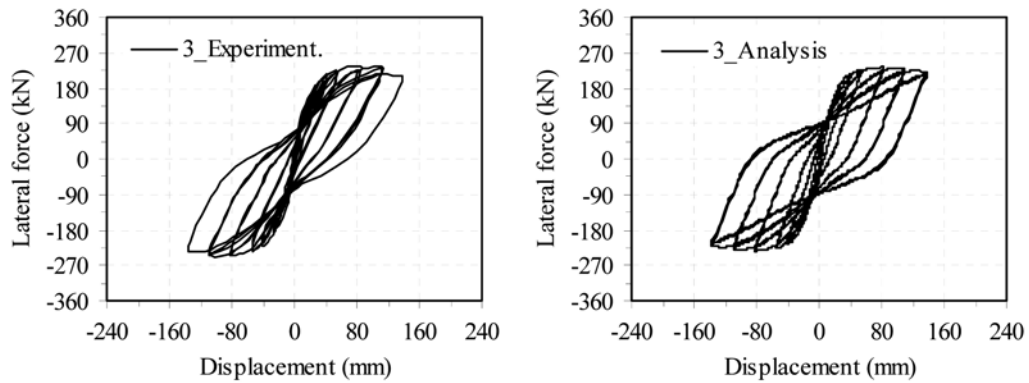


그림 10. 교각 3의 하중-변위 이력응답 비교

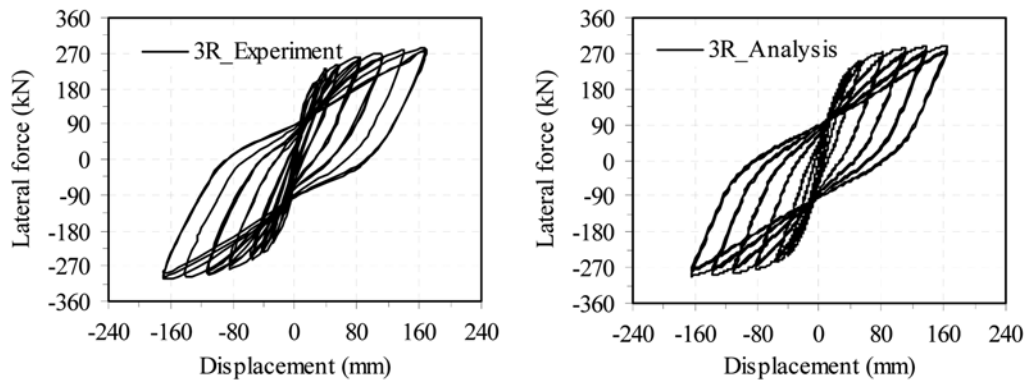


그림 11. 교각 3R의 하중-변위 이력응답 비교

강도저하가 일어나는 것을 볼 수 있고 해석결과(이 경우는 시간종속요소 미사용) 또한 실험결과와 매우 좋은 상관관계를 나타내고 있다. 전반적인 비탄성 거동 즉, 강도 및 강성 그리고 에너지 흡수 및 소산능력에 있어서 해석결과는 실험결과와 좋은 상관관계를 보여주고 있다. 그림 11은 같은 교각에 대해 강판피복으로 보강된 시편에 대한 실험결과와 해석결과 사이의 비교를 나타내고 있다. 그림에서 볼 수 있는 바와 같이, 우선적으로 강판피복으로 보강된 경우, 교각의 하중재하능력(load-carrying capacity)에 있어서 상당한 증진효과가 있다는 것을 확인할 수 있고 하중-변위 이력곡선이 상당히 안정적인 것을 확인할 수 있다. 본 연구에서 개발된 시간종속요소를 이용하여 해석한 결과는 그림 11에서 볼 수 있는 바와 같이, 강도의 증진효과 뿐만 아니라 전반적인 비탄성 거동에 있어서 실험결과와 우수한 상관관계를 나타내었다.

철근콘크리트교각에 대한 실험결과와 본 연구에서 개발된 시간종속요소를 이용한 해석결과를 비교해볼때 전반적으로 만족할만한 상관관계를 나타내었다. 하지만 본 연구의 경우에는 강판피복을 이용한 보수 및 보강의 실험결과만을 비교검토 하였는데 향후에는 여러 가지 보수 및 보강재료의 구성모델을 개발하여 시간종속요소와 함께 사용하면 다양한 재료에 따른 보수 및 보강시의 철근콘크리트 교각의 내진성능 평가에 있어서 유용할 것으로 사료된다. 즉, 최근들어 철근콘크리트 교각의 보수 및 보강에 많이 사용되는, 유리섬유복합 피복(glass fiber composite jacketing) 그리고 탄소 혹은 유리섬유강화 폴리머(carbon or glass fiber reinforced polymers) 등에 관한 재료구성방정식을 개발하여 본 연구에서 제안된 시간종속요소와 함께 사용하면 교각의 보수 및 보강후의 성능을 검토하는데 있어서 유용한 정보를 줄 수 있을 것으로 사료된다.

4. 시간종속요소의 타당성(동적시간이력해석)

본 연구에서 개발된 시간종속요소의 타당성 검토를 위해서 서론에서 언급된 1999년 8월 17일 Turkey의 Kocaeli 지역에서 일어난 지진(Elnashai, 2000), 그후 거의 3개월이 지난 1999년 11월 12일에 Kocaeli 지역과 매우 인접한 지역인 Duzce와 Bolu(Turkey의 북서쪽 지역)에서 발생한(Sucuoglu, 2002) 연속지진하중을 받는 철근콘크리트 교량 교각의 비탄성 내진응답해석을 수행하였다. 해석대상 교량은 1994년 1월 17일에 발생한 미국 Northridge 지진에 의하여 심하게 손상을 입은 I-10 고가도로의 La Cienega-Venice Boulevard 부분의 램프교량인 Collector Distributor 36(이도형 등, 2004)이다. Turkey의 연속지진에 의해서 손상을 입은 철근콘크리트 교량에 관한 연구논문 발표가 아주 미비한 실정이므로, 연속적인 Turkey 지진들에 의하여 직접적으로 손상을 입은 교량에 대한 해석만큼 직접적이지는 않더라도, 본 연구에서 선택된 교량은 연속지진하중에 의한 시간종속요소의 타당성을 해석적으로 구현하기 위한 비교해석의 초석으로 고려될 수 있다.

4.1 대상교량 및 해석모델

본 연구대상 교량구조물의 상부구조는 세 개의 셀로 이루어진 박스거더로 구성되어 있고, 하부구조는 여러 개의 교각으로 이루어진 Bent 5, 그리고 단일교각으로 이루어진 Bents 6, 7 그리고 8, 및 벽 구조로 이루어진 Bent 9로 구성되어 있다. 모든 교각은 지름이 1219 mm인 원형의 철근콘크리트 단면이고 그림 12에 나타나 있다. 그림 12의 해석

모델에서 교각의 윗부분과 아랫부분에는 비교적 짧은 비탄성 요소 그리고 중간부분에는 비교적 긴 비탄성 요소를 사용하여 소성힌지 구간이 비교적 정확하게 고려되도록 모델링을 수행하였다.

시간종속요소의 타당성 검토를 위해 두개의 해석모델을 사용하여 동적시간이력해석을 수행하였다. 첫번째 해석은 기존의 비탄성해석모델을 연속지진하중하에서 그대로 적용하였고, 두번째 해석은 Priestley *et al.*(1996)이 제안한 식 (20)의 소성힌지 구간에 가상의 강판피복으로 보수한 구간을 시간종속요소로 모델링하여 연속지진하중의 두번째 지진하중부터 활성화되도록 정의한 후 해석을 수행하였다(그림 12(c)). 가상의 강판피복의 경우 Priestley *et al.*(1996)이 제안한 아래 식 (21)을 사용하여 강판피복의 두께를 결정하였다. 본 연구에서는 해석결과의 차별화를 위하여 강판피복의 구속체적비는 3단계 즉, 0.01, 0.03, 0.05 를 사용하여 해석을 수행하였고 표 2에 정리하였다.

$$L_p = 0.08L + 0.22f_y d_{bl} \quad (20)$$

$$\rho = \frac{4t_f}{D} \quad (21)$$

여기서 L_p 는 소성힌지구간, L 은 소성힌지의 위험단면에서 휨변곡점까지의 거리, f_y 는 종방향 주철근의 항복강도, d_{bl} 은 종방향 주철근의 지름, ρ_s 는 강판피복의 구속체적비, t_f 는 강판피복의 두께, 그리고 D 는 교각단면의 지름을 나타낸다.

4.2 입력지진파

4.1에서 언급된 해석모델들에 대한 비탄성 시간이력 지진

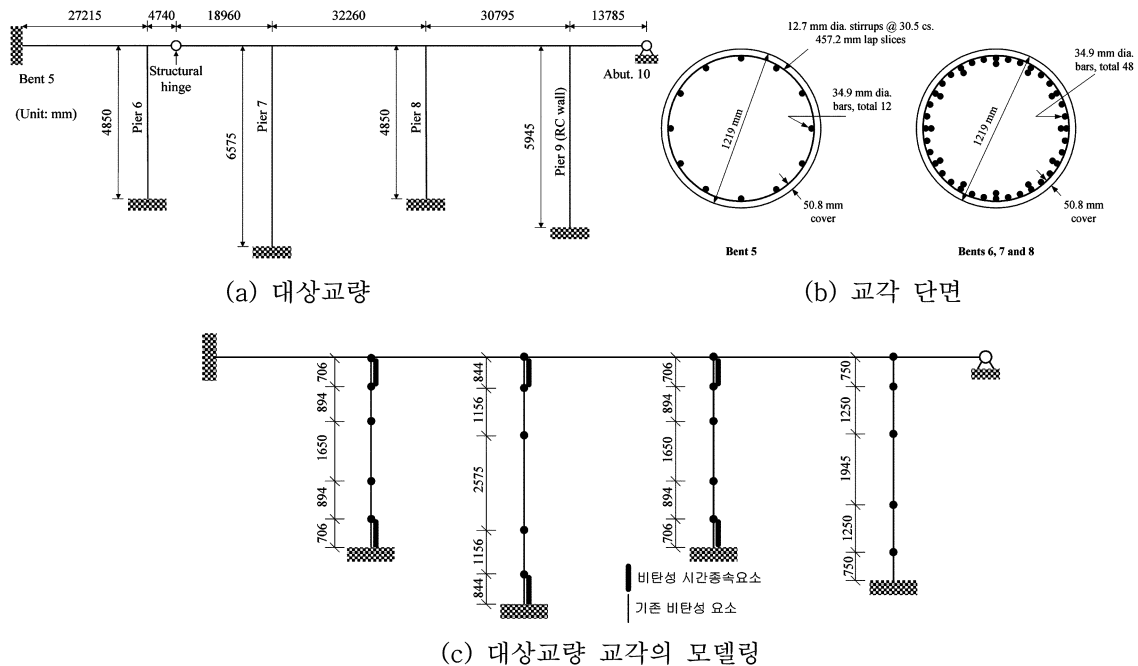


그림 12. 대상교량, 교각의 단면형태 및 모델링

표 2. 수행된 해석모델의 구분

Analysis reference	Analysis_1	Analysis_2	Analysis_3	Analysis_4
시간종속요소의 유, 무	무	유	유	유
강판피복의 구속체적비(두께: mm)	-	0.01(3.05)	0.03(9.14)	0.05(15.24)

표 3. 입력지진파의 최대가속도

Station (Earthquake)	Peak Ground Acceleration(g)		
	Longitudinal (교축)	Transverse (교축직각)	Vertical (수직축)
Duzce(Kocaeli EQ)	0.361	0.310	0.205
Duzce(Duzce-Bolu EQ)	0.514	0.377	0.345

해석 수행을 위하여 선택된 연속 입력 지진파는 앞에서 언급된 Turkey의 연속지진, 1999년 8월 17일 Kocaeli 지진과 1999년 11월 12일 Duzce 지진에서 각각 연속적으로 같은 지역(Duzce)에서 기록된 Kocaeli(K)와 Duzce(D) 지진파로서, 세방향요소(교축방향, 교축직각방향, 수직축방향)를 모두 고려하여 시간이력해석을 수행하였고 최대가속도는 표 3에 정리되어 있다.

4.3 시간이력해석

그림 13은 수행된 비탄성 시간이력 해석에서 교각 6의 횡방향 하중-변위 이력응답이다. 그림에서 볼 수 있는 바와 같이, 연속지진하중하에서 시간종속요소를 고려하지 않은 경우(Analysis_1)와 시간종속요소를 고려한 경우(Analysis_2, 3, 4)를 비교해 볼 때, 기대된 것처럼 시간종속요소를 고려한 교각의 강도증가 및 변위의 감소를 확인할 수 있었다. 하지만 본 시간이력해석의 경우, 강판피복의 구속체적비 변화에 따른 교각의 응답차이는 그리 크지 않음을 알 수 있다. 시간종속요소의 효율성을 좀 더 알아보기 위하여 그림 14에 교각 6의 횡방향 변위 시간이력응답을 나타내었다. 그림에서 볼 수 있는 바와 같이 시간종속요소를 사용한 경우의 응답이 사용하지 않은 경우보다 연속지진하중하에서 변위의 감소와 함께 주기의 감소를 나타내었고, 교각의 응답이 더 큰

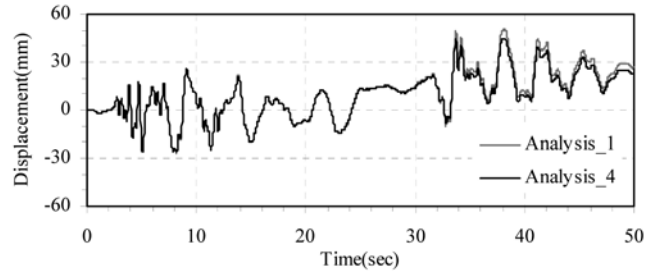


그림 14. Pier 6의 횡방향 변위 시간이력응답

비탄성 영역에 있을 경우에는 그 차이가 커질 것으로 사료된다. 물론 좀더 다양한 보수재료 및 변수연구가 뒤따라야 하겠지만 수행된 시간이력해석의 비교결과는 본 연구에서 제안된 시간종속요소의 타당성과 유용성을 고찰할 수 있다. 즉, 시간종속요소를 통하여 보수 및 보강후 철근콘크리트부재의 강성의 변화, 그에 따른 주기의 변화를 직접적으로 반영할 수 있을 뿐만 아니라 보수 및 보강재료의 체적비 및 위치를 직접적으로 모델링하여 보수 및 보강된 부재의 또다른 지진하중에 대한 거동능력 검토에 유용한 정보를 제공할 수 있을 것으로 사료된다.

5. 결 론

본 연구에서는 활성시작시간과 활성끝시간을 갖는 비탄성 시간종속요소를 개발하여 구조해석 프로그램인 ZeusNL에 연결시켰다. 시간종속요소는 정적시간이력해석이나 동적시간이력해석시, 사용자가 원하는 시간간격에서 활성화 및 비활성화시킴으로써 손상된 부재의 보수 및 보강전의 저하된 강도, 강성 및 연성능력 상태에 보수 및 보강에 의한 부재 특성치의 증가분을 시간종속요소를 이용하여 해석을 수행함으로써

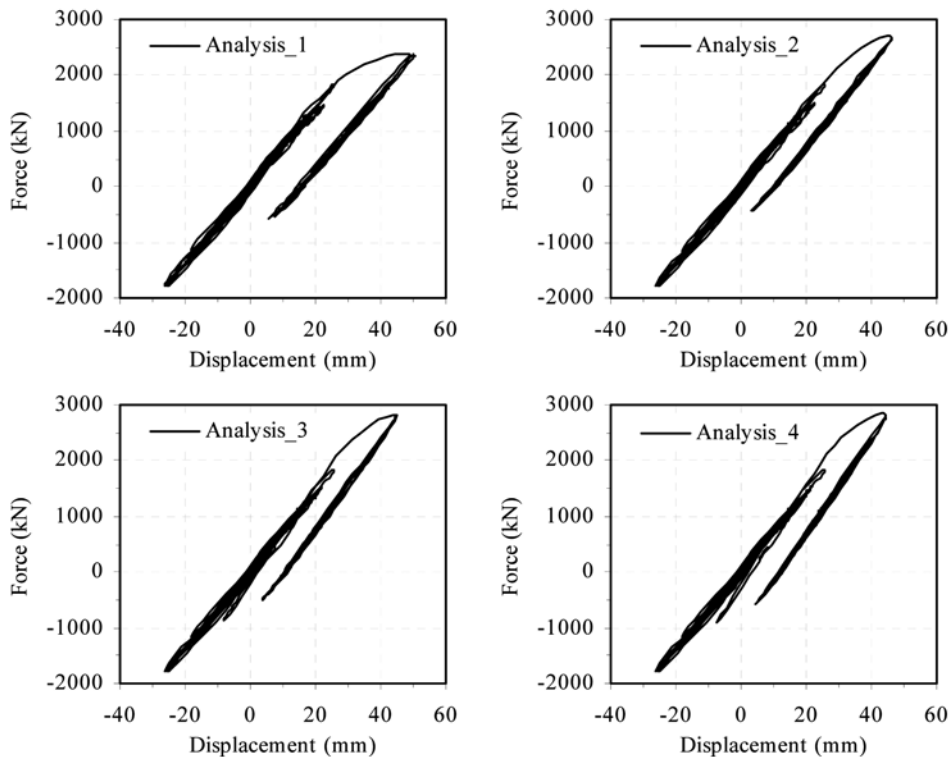


그림 13. Pier 6의 횡방향 하중-변위 이력응답

손상된 부재 상태를 고려한 해석요소로서 사용할 수 있다. 본 연구에서 개발된 시간중속요소를 이용하여 보수 및 보강된 철근콘크리트교각의 해석결과와 실험결과를 비교 검토 하였다. 비교결과 강도, 강성 및 에너지 흡수 및 소산능력의 산정에 있어서 비교적 만족할만한 상관관계를 보여주었다. 아울러, 연속지진하중에 대한 교량의 동적시간이력해석에서 볼 수 있었듯이 시간중속요소를 이용할 경우, 보수 및 보강된 부재의 강성변화를 직접적으로 반영하여 보수 및 보강된 부재의 내진수행 능력 산정 및 내진성능개선에 유용한 자료를 제공할 수 있을 것으로 사료된다.

감사의 글

“이 논문은 정부(교육인적자원부)의 재원으로 한국학술진흥재단의 지원을 받아 수행된 연구임”(D00667(R05-2004-000-11142-0)). 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고문헌

이도형, 전종수, 박대효(2004) ‘연속지진하중에 의한 철근콘크리트 교각 교각의 응답해석’, *한국콘크리트학회 논문집*, 한국콘크리트학회, Vol. 16, No. 3, pp. 357-367.

Aschheim, M. and Black, E. (1999) Effects of prior earthquake damage on response of single stiffness-degrading structures, *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 1, pp. 1-23.

Broderick, B.M., Elnashai, A.S., Ambraseys, N.N., Barr, J.M., Goodfellow, R.G., and Higazy, E.M. (1994) The Northridge (California) Earthquake of 17 January 1994: Observations, Strongmotion and Correlative Response Analyses, ESEE research report, No. 94/4, Imperial College, London.

Chai, Y.H., Priestley, M.J.N., and Seible, F. (1991) Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance, *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 5, pp. 572-584.

Elnashai, A.S. (2000) Analysis of the damage potential of the kocaeli (Turkey) earthquake of 17 August 1999, *Engineering*

Structures, Vol. 22, pp. 746-754.

Elnashai, A.S., Bommer, J.J., Baron, C.I., Lee, D.H., and Salama, A.I. (1995) Selected engineering seismology and structural engineering studies of the hyogo-ken nanbu (Great Hanshin) Earthquake of 17 January 1995, ESEE research report, No. 95-2, Imperial College, London.

Elnashai, A.S., Papanikolaou, V., and Lee, D.H. (2001) ZeusNL-A program for inelastic dynamic analysis of structures, Mid-America Earthquake Center, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA.

Izzuddin, B.A. and Elnashai, A.S. (1993a) Adaptive space frame analysis Part I: a plastic hinge approach, *Proceedings of Institution of Civil Engineers Structures & Buildings*, Vol. 99, pp. 303 -316.

Izzuddin, B.A. and Elnashai, A.S. (1993b) Adaptive space frame analysis Part II: a distributed plasticity approach, *Proceedings of Institution of Civil Engineers Structures & Buildings*, Vol. 99, pp. 317-326.

Lee, D.H. (2004) Damage potential of RC bridge piers due to multiple earthquakes, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 1020.

Lee, D.H., Choi, E., and Zi, G. (2005) Evaluation of earthquake deformation and performance for RC bridge piers, *Engineering Structures*, Vol. 27, No. 10, pp. 1451-1464.

Martinez-Rueda, J.E. and Elnashai, A.S. (1997) Confined concrete model under cycling loading, *Materials and Structures*, Vol. 30, pp. 139-147.

Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G.M. (1996) *Seismic design and retrofit of bridges*, John Wiley & Sons, INC.

Priestley, M.J.N., Seible, F., Xiao, Y., and Verma, R. (1994) Steel jacket retrofitting of reinforced concrete bridge columns for enhanced shear strength-Part 2: test results and comparison with theory, *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 5, pp. 537-551.

Sucuoglu, H. (2002) Engineering characteristics of the near-field strong motions from the 1999 Kocaeli and Duzce earthquakes in Turkey, *Journal of Seismology*, Vol. 6, No. 3, pp. 347-355.

(접수일:2005.10.17/심사일:2005.12.12/심사완료일:2005.12.12)