

보수 및 보강요소를 이용한 RC 부재의 비탄성 해석

이도형

배재대학교 공과대학 건설환경철도공학과

Inelastic Analysis of RC Members Using Repair and Retrofitted Element

Lee, Do Hyung

Dept. of Civil, Eng. and Railroad Eng., Paichai University

요 약 본 연구에서는 손상된 철근콘크리트 구조부재의 내진성능을 검토하기 위하여 탄소성 보수 및 보강요소를 개발하였다. 개발된 요소는 저하된 강도 및 강성의 상태를 유지한 부재상태에 보수 및 보강에 의한 특성치들의 증가분에 대한 효과를 반영할 수 있다. 이 요소는 활성화시작시간과 활성화끝시간을 갖는 요소로서 정적시간이력해석이나 동적시간이력해석의 경우, 사용자가 원하는 시간간격 내에서 자유롭게 활성화를 시킬 수 있다. 보수 및 보강된 철근콘크리트 부재에 대한 비교해석이 수행되었고, 개발된 요소를 이용한 해석결과는 실험결과와 비교하여 만족할만한 상관관계를 나타내었다. 즉, 본 연구에서 개발된 요소는 보수 및 보강된 철근콘크리트 부재의 내진수행능력 산정에 유용한 자료를 제공할 수 있을 것으로 사료된다.

주요어 보수 및 보강요소, 철근콘크리트부재, 내진수행능력

ABSTRACT In this short paper, an elasto-plastic repair and retrofit element is developed for the investigation of the seismic performance of damaged reinforced concrete members. The developed element is capable of reflecting the increased characteristics due to both repair and retrofitting for degraded strength and stiffness of the members. The 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 conducted for reinforced concrete members being repaired and retrofitted. Analytical predictions including the developed element display reasonable correlation with experimental results. In short, it is concluded that the developed element is capable of providing salient features for the healthy assessment of seismic performance of RC members being repaired and retrofitted.

Key words repair and retrofit element, RC members, seismic performance

1. 서 론

철근콘크리트 부재의 지진하중에 대한 하중지지능력의 요구와 함께 최근의 성능기반설계 (Performance-based Design)와 같은 설계개념의 발전은 철근콘크리트 부재 및 구조물의 지진응답 거동에 대해 보다 정밀한 해석적인 모델을 요구하고 있다. 최근까지 많은 연구자들에 의해 철근콘크리트 재료의 구성모델, 해석절차 및 기법의 진보, 그에 따른 구조물에 대한 정밀한 해석모델의

발전과 함께 철근콘크리트 부재 및 구조물의 응답거동 예측에 대해 적절한 정확성과 함께 수치적인 정량화를 가능하게 하였다. 하지만 일정하지 않은 지진하중 자체의 근본적인 성질과 구조물 지진응답의 복잡성으로 인하여 극복해야 할 문제점들이 많이 남아있는 실정이다.

최근에 발생한 여러 지진에 의한 철근콘크리트 구조물들의 파괴는 주로 부적절한 내진설계에 의한 것으로 드러났다. 따라서 체계화된 내진설계기준이 적용되기 이전에 시공된 철근콘크리트 구조물들은 지진하중에 대

해 상당한 취약성을 드러내고 있는 실정이다. 특히 지진이 비교적 빈번한 지역에 있는 오래된 철근콘크리트 구조물들에 대해 최근의 내진설계기준에 의거한 보수 및 보강이 시급해짐에 따라, 철근콘크리트 구조물들의 보수 및 보강에 관해서 다양한 재료와 공법들을 이용한 많은 실험적인 연구가 진행되어져 온 반면에, 보수 및 보강의 효과를 직접적으로 고려한 정성적인 해석적 연구는 미비한 실정이다.

보수 및 보강의 기본적인 근거는 초과강도(overstrengthening)에 있다. 하지만 최근의 내진설계기준에서 사용되는 성능설계(capacity design)개념의 도입으로 특정부재에 대한 손상모드를 가정하여 구조물의 전반적인 내진응답을 적절히 제어할 수 있게 되었다. 따라서 성능설계개념을 적용한 구조물의 내진응답은 이 특정부재의 강도, 강성 및 변형능력에 크게 좌우된다. 그러므로 이 특정부재의 보수 및 보강에 의한 국부적인 초과강도는 전체 구조계의 강성의 불규칙을 유발할 수 있고, 그에 따른 전체 구조계의 안정성에 문제를 유발할 수 있기 때문에 보수 및 보강에 따른 국부적인 특성변화에 관한 효과뿐만 아니라 전체구조물에 미치는 영향 또한 충분히 고려되어야 한다. 따라서 특정부재에 대한 보수 및 보강에 의한 국부적인 특성증진 효과 뿐만 아니라, 전체구조계의 안정적인 하중수행능력평가를 위해서 보수 및 보강의 효과를 직접적으로 고려할 수 있는 해석적 모델이 필요한 실정이다.

즉, 보수 및 보강전의 강도 및 강성의 감소된 상태를 유지시켜 놓은 상태에서 보수 및 보강에 따른 특정치의 증가분을 비교적 정확히 반영할 수 있는 해석기법이 필요로 된다. 따라서 본 연구에서는, 누적손상된 철근콘크리트 부재의 내진 수행능력을 보다 정확하게 평가할 수 있도록 하기 위하여, 강도 및 강성이 저하된 상태를 유지한 채, 또 다른 해석을 연이어서 다시 시작할 수 있는 보수 및 보강요소를 제안하였다. 이 요소는 시작시간과 끝시간을 갖는 탄소성요소로서 정적시간이력해석이나 동적시간이력해석의 경우, 원하는 시간간격 내에서 자유롭게 활성화를 시킬 수 있다. 즉, 보수 및 보강된 철근콘크리트 부재에 대해, 보수 및 보강전 시간내에서 개발된 요소는 비활성화된 상태로 해석을 수행하고, 보수 및 보강후의 시간에서는 활성화된 보수 및 보강요소를 사용하여 해석을 수행하면 이전하중에 의해 저하된 강도 및 강성의 상태에 보수 및 보강에 의한 강도와 강성의

증가분이 더해짐으로써 부재의 내진 수행능력을 보다 정확하게 산정할 수 있을 것이다. 따라서 본 연구에서 개발된 요소를 이용한 해석결과는 최근의 내진설계의 국제적인 추세인, 수행성능기반설계법(Performance-Based Design Method, Whittaker *et al.* 1998), 성능스펙트럼법(Capacity Spectrum Method, ATC-40)과 변위기반설계법(Displacement-Based design Method, FEMA-273)에서 필요로 되는 유용한 정보를 제공할 수 있을 뿐만 아니라, 보수 및 보강후의 내진수행 능력 산정에 유용한 자료를 설계자에게 명확하게 전달함으로써 구조물의 전반적인 안정성 검토에 큰 기여를 할 수 있을 것으로 사료된다.

2. 보수 및 보강요소의 유도과정

본 연구에서는, 철근콘크리트의 구조부재, 특히 철근콘크리트 기둥의 누적하중에 대한 손상 및 이력응답 거동을 알아보기 위하여 기 개발된 비탄성 요소에 요소 자체의 활성시작 및 끝시간을 갖는 비탄성 보수 및 보강요소(inelastic repair and retrofit element)를 개발하였다. 기존의 비탄성요소는 Izzuddin and Elnashai (1993a, b)에 의해서 개발된 대변위 (large displacement) 효과를 고려한 3차원 탄소성 큐빅 정식화 과정을 이용하였다. 이 3차원 탄소성 큐빅 정식화 과정은 정밀한 단면의 형태와 재료의 응력-변형을 관계식을 고려하여 재료의 비선형 효과를 모델링 할 수 있다. 3차원 탄소성 큐빅 정식화 과정에서는 그림 1에 보여져 있는 것처럼 6개의 국부적인 자유도가 사용되었고, 요소의 기본적인 국부변위 벡터 $\tilde{\mathbf{u}}_c$ 와 국부힘 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 탄소성 큐빅 정식화 과정의 국부자유도를 사용하여 그림 2에 나타난 네 개의 변위값들로 표현되어 질 수 있고 다음과 같은 함수로 나타내어 질 수 있다.

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

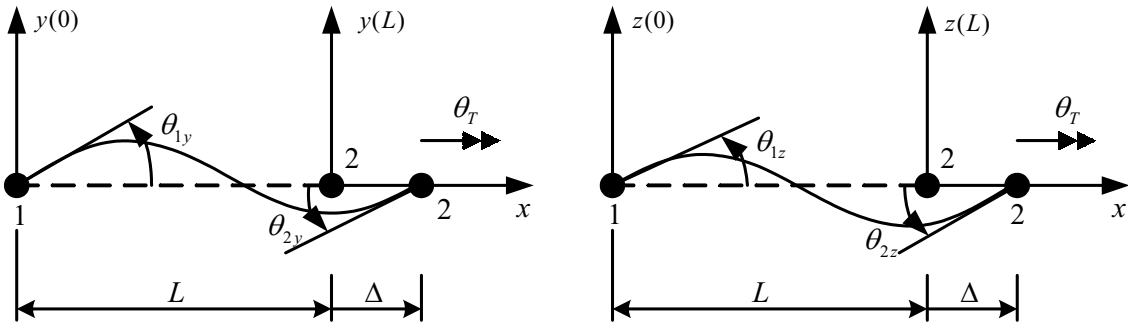


그림 1 탄소성 큐빅 정식화 과정에 사용된 국부자유도.

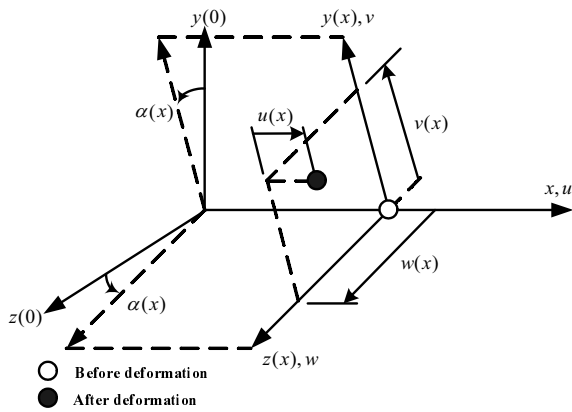


그림 2 요소길이에 따른 관련 특정점의 이동.

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

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

요소의 축방향 변위 $u(x)$ 의 경우, 요소길이를 따라 항상 일정한 중심축 변형율이 사용되었기 때문에 $u(x)$ 를 정의하는 함수는 필요로 되지 않는다. 탄소성 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 일치이다. 따라서 단면에 발생하는 변형율 상태는 위의 네가지 가정에 따른 네개의 일반화된 변형율인 중심축 변형율, 비틀림 변화율, 그리고 두 주축에 대한 곡률에 의해서 결정되어진다. 그리하여 탄소성 큐빅 정식화는 보-기둥의 효과를 모델링 할 수 있는

장점이 있다. 만약 재료의 소성이 발생하는 경우에는, 요소길이에 걸쳐 일정한 축력이 작용하지 않을 수도 있지만, 요소가 탄소성 부재의 짧은 길이를 모델링 하는데 사용이 된다면 축력의 작은변화는 무시할 수 있다. 따라서 네개의 일반화된 변형율은 아래와 같이 주어질 수 있다.

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

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

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

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

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

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

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

일반화된 응력과 변형율 사이의 관계식은 재료의 소성형성 때문에 분명하게 정의되어질 수 없기 때문에 요소

력을 구하기 위하여 가상일의 적분방정식에 대해 수치 해석을 수행하여 결정된다. 일반적으로, 요소는 부재의 짧은 길이에 대해 모델링을 하는 관계로, 요소의 길이에 따른 두개의 가우스 적분 단면이 요소력을 구하는 수치 해석에 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 변형률들은 다음과 같이 행렬 \mathbf{u}_s 로 나타낼 수 있고, 행렬값들은 위의 식 (7) 과 (8) 로부터 구해질 수 있다.

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

각각의 가우스 단면은 위의 그림 4의 속이 빈 원형 단면의 그림에 나타나 있는 것처럼 사용자 정의에 의한 많은 수의 모니터링 요소들로 나누어 질 수 있고, 각각의 모니터링 요소에서 응력과 변형률이 모니터링 되어진다. 재료의 소성영역에서 전단변형률의 효과를 무시할 수 있다고 가정하면, 어느 특정 모니터링 요소에서의 변형률은 다음과 같이 결정되어진다.

$$\mathbf{e}_{m,g} = \sum_{i=1}^4 \mathbf{d}_{m,i} \mathbf{u}_{si,g} \quad (10)$$

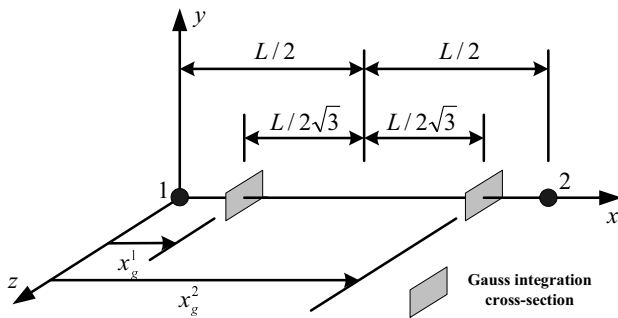


그림 3 두개의 가우스 적분 단면의 위치.

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

위의 식에서 $\mathbf{e}_{m,g}$ 는 가우스 단면 g , 모니터링 요소 m 에서의 변형률을 나타내고, $\mathbf{u}_{si,g}$ 는 위의 식 (9)에서 정의된 일반화된 변형률 행렬을 나타낸다.

각각의 모니터링 요소에서 응력을 구하기 위하여 응력과 변형률 사이의 관계식은 아래식과 같이 나타낼 수 있다. 식 (12) 에서 f 는 사용된 재료모델의 응력-변형률 관계식을 나타내고 임의 재료의 응력-변형률 관계식이 적용될 수 있다.

$$s_{m,g} = f(\mathbf{e}_{m,g}) \quad (12)$$

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

가우스 단면에서의 휨응력과 축응력은 재료의 응력으로부터 식 (13)과 같이 계산되어지고, 일반화된 비틀림 변형률과 응력사이의 관계식은 전단탄성계수와 비틀림상수에 의해 아래식 (14)와 같이 나타낼 수 있다.

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

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

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

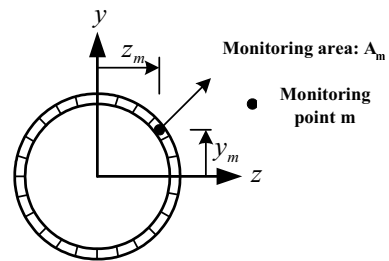


그림 4 원형 단면의 모니터링 요소.

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

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

위의 식에서 T_c 는 국부변위와 관련된 일반화된 변형율의 일계미분을 나타내는 행렬이다.

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

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

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

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

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

위의 식에서 F 는 축력을 나타내고 k_f 행렬의 모든 요소는 0 이다.

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

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

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

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

지금까지 언급된 3차원 탄소성 큐빅 정식화 과정을 확장하여 보수 및 보강 요소를 제안하였다. 보수 및 보강 요소는 활성화시작시간과 활성화끝시간을 동시에 정의할 수 있어서 사용자가 원하는 시간간격에서 활성화 및 비활성화를 시킬 수 있는 요소로서 보수 및 보강된 철근콘크리트 부재의 지진응답 거동 및 수행능력을 검토하기 위하여 개발되었고 개발된 요소는 비선형 구조해석 프로그램인 ZeusNL (2001)에 연결되었다. 보수 및 보강 요소의 유도절차는 입력데이터에서 사용자에게 의해서 정의된 활성화시작시간과 활성화끝시간을 사용하여 본 연구에서 개발된 요소를 정의한 후, 위에서 유도된 탄소성 큐빅 정식화 과정을 이용하여 활성화시간내에서 보수 및 보강 요소의 힘과 접선강성을 구한 후, 사용된 다른 모든 요소의 힘과 접선강성을 혼합한 후 전체구조물 단계에서 해석을 수행하는 과정을 따르게 된다. 본 연구에서 개발된 3차원 탄소성 큐빅 정식화 과정을 이용하여 요소국부력과 요소강성을 구하는 과정은 그림 5의 순서도에 정리되어 있다.

전체구조해석 수행에는 세계의 기본변환이 필요로 된다. 첫번째로는 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 이에 대한 자세한 언급은 Izzuddin and Elnasha (1993a, b)의 참고 문헌에서 찾아볼 수 있다. 본 연구에서 개발된 보수 및 보강요소를 이용한 해석결과를 기존 참고문헌의 실험결과와 비교하였고 4장에 언급되어 있다.

3. 구조해석 프로그램 ZeusNL

2장에서 유도된 활성화시작시간과 활성화끝시간을 갖는 보수 및 보강요소는 파이버요소에 기초를 유한요소 구조해석 프로그램인 ZeusNL (2001)에 연결하였다. 이 구조해석 프로그램은 2차원 및 3차원 강구조, 철근콘크리트구조 및 합성구조물들의 재료 비탄성을 고려한 정적 및 동적 비선형해석을 수행할 수 있고, 지진하중등에 의한 대변형(large deformation)으로 인한 기하학적 비선형 효과 또한 고려되어져 있다. 정적해석의 경우, 힘

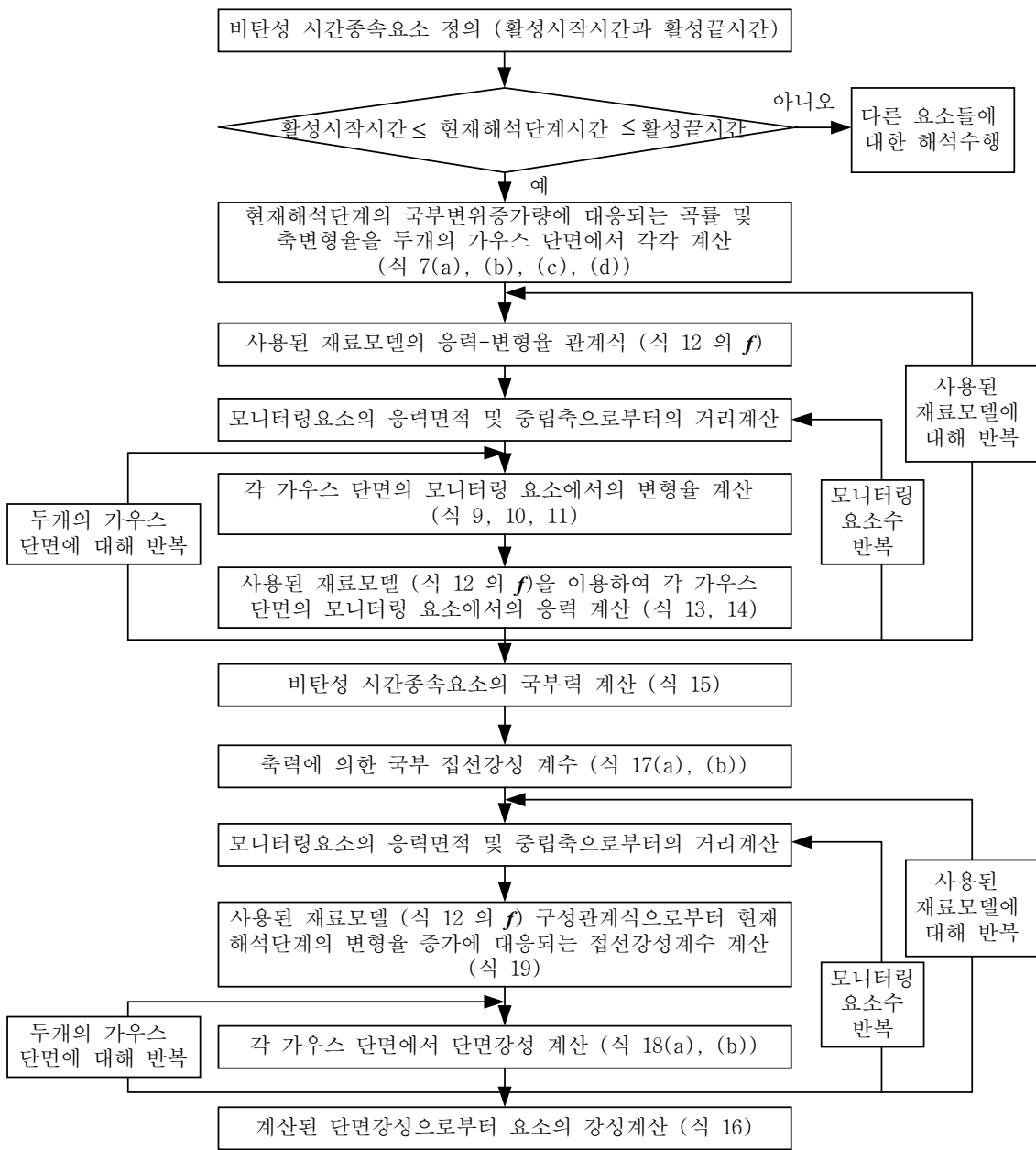


그림 5 탄소성 보수 및 보강요소의 국부력과 강성계산 절차.

과 변위하중 모두 독립적 혹은 비례적으로 작용시킬 수 있을 뿐만 아니라, 변위 및 가속도 시간이력을 지지점에 작용시켜 정적시간이력을 해석을 수행할 수 있다. 동적 해석의 경우, 고유진동수와 고유형상을 얻기 위해서 필요로 되는 고유치 해석의 경우, Lanczos 알고리즘이 사용되었고, 시간이력 해석의 경우, Newmark 나 Hilberghes-Taylor 알고리즘을 사용하여 수치적분을 수행한

다. 또한 많은 다양한 단면형태들이 존재하고 각각의 단면들은 많은 수의 모니터링 요소로 나뉘어져 구조물의 비탄성 응답해석을 수행하게 되는데, 이용 가능한 요소, 재료거동 모델 그리고 다양한 단면에 대한 자세한 언급은 ZeusNL (2001) 참고문헌에서 찾아볼 수 있다.

4. 정적시간이력해석에 의한 개발된 요소의 검증

본 연구에서 개발된 보수 및 보강요소의 검증을 위하여 Chai *et al.*(1991)에 의해서 실험된 원형단면을 갖는 철근콘크리트교량 교각의 실험시편을 사용하였다. 이 실험에서는 두께 4.76 mm, 구속체적비 0.031인 열간압연 강재(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 경우

로서 시편 1의 보수실험결과와 시편 3의 보강실험결과를 선택하여 개발된 보수 및 보강요소의 검증에 사용하였다. 표 1은 강판피복의 항복강도 및 검증에 이용된 시편들의 재료 및 작용하중에 관한 변수값들이고, 그림 6은 Chai *et al.*(1991)에 의해서 실험된 철근콘크리트교량 교각부재의 제원 및 단면상세이고, 그림 7은 교각의 실험에 사용된 하중이력곡선을 나타낸다.

해석모델의 경우에 있어서, 교각은 ZeusNL의 철근콘크리트 원형단면을 이용하였고 단면해석의 정확성을 위하여 200개의 모니터링 요소를 사용하였다. 소성힌지의 영향을 정확하게 고려하기 위하여 교각의 밑부분에서는 짧은 길이의 비탄성요소를 사용하였고 윗부분으로 갈수록 점점 길이가 긴 총 7개의 비탄성요소를 사용하여 그림 6과 같이 교각을 모델링하였다. 한편 강판피복을 사용하여 보수 및 보강한 교각의 경우, 그림 6에서 볼 수 있는 바와 같이 기존의 비탄성 요소에 교각의 밑부분에

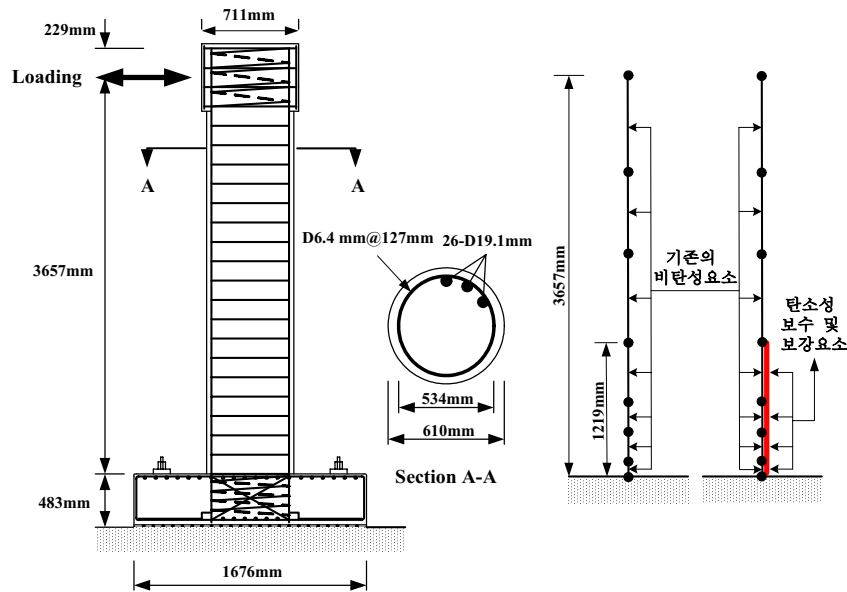


그림 6 교각 시편의 부재 제원, 단면상세(Chai *et al.*, 1991) 및 해석모델.

표 1 Chai *et al.*(1991) 교각 시편의 재료물성치 및 작용축하중.

시편	실험상태	콘크리트 압축강도 (MPa)	작용축하중 (kN)	중방향철근		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

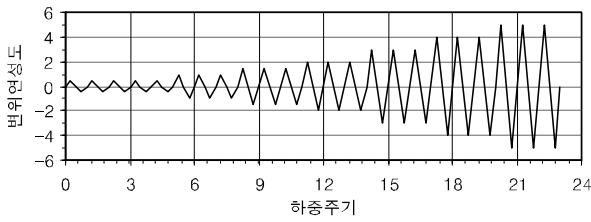


그림 7 교각의 실험에 사용된 하중이력곡선(Chai *et al.*, 1991).

서 1219 mm 의 높이까지 보수 및 보강된 강판피복을 탄소성 보수 및 보강요소로 모델링하였다. 강판피복은 기존교각의 원형단면 지름을 내부지름으로 하는 속이 빈 원형단면을 사용하여 기존교각의 하중이력재하 후, 재 하중이력재하 실험을 수행할때부터 활성화 되도록 모델링하여 보수 및 보강의 효과를 나타낼 수 있도록 하였다.

즉, 탄소성 보수 및 보강요소로 모델링된 강판피복단면은 정적시간이력해석에서 기존교각의 하중이력재하 시간 사이에는 해석에 포함되지 않고, 재 하중이력재하 시간 사이에서만 활성화 되도록 모델링하여 보수의 효과를 분명하게 고려하였다.

그림 8은 시편 1의 보수후 실험결과와 해석결과 사이의 하중-변위 이력응답이다. 보수 및 보강요소를 이용한 해석결과에서 볼 수 있듯이 하중이력에 대한 실험후의 기존 교각의 강도저하 효과가 고려되어지는 경향을 확인할 수 있다. 하지만 실험결과와 비교해 볼 때, 해석결과에 에너지 소산능력이 다소 과대평가되고 핀칭효과가 작은것을 볼 수 있는데, 이와 같은 핀칭효과의 차이는 본 연구에서 휨거동만을 고려하고 있고, 아울러 해석에

서는 고려되지 않은 종방향 주철근의 미끄러짐(bond slip) 그리고 실험시 교각과 풋팅접합부의 전단손상에 의한 것으로 사료된다.

그림 9와 10은 각각 원상태(as-built)와 강판피복으로 보강된 교각시편 3의 실험결과와 해석결과를 나타내고 있다. 그림 9에서 볼 수 있는 바와 같이 원상태의 실험결과에서 약간의 강도저하가 일어나는 것을 볼 수 있고 해석결과(이 경우는 보수 및 보강요소 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 10은 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 보수 및 보강요소를 이용하여 해석한 결과는 그림 10에서 볼 수 있는 바와 같이, 강도의 증진효과 뿐만 아니라 전반적인 비탄성 거동에 있어서 실험결과와 우수한 상관관계를 나타내었다.

5. 결론

본 연구에서 개발된 보수 및 보강요소는 정적시간이력해석이나 동적시간이력해석시, 사용자가 원하는 시간

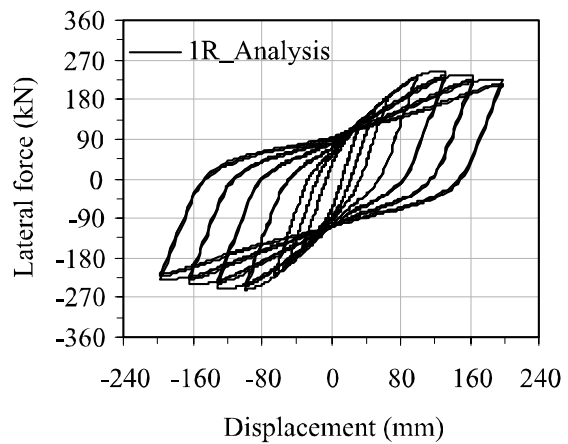
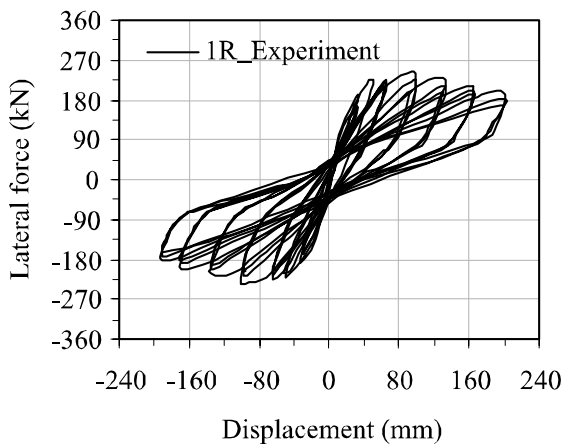


그림 8 교각 1R의 하중-변위 이력응답 비교.

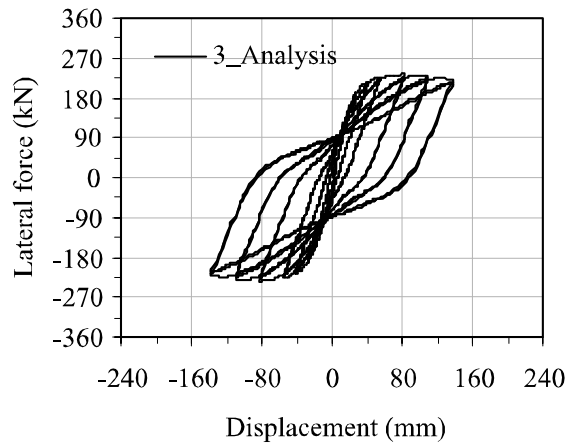
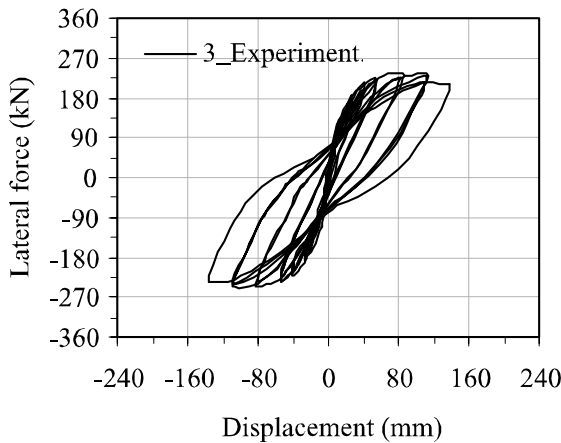


그림 9 교각 3의 하중-변위 이력응답 비교.

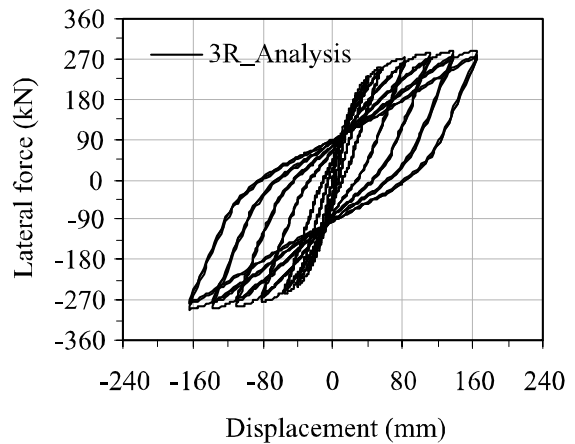
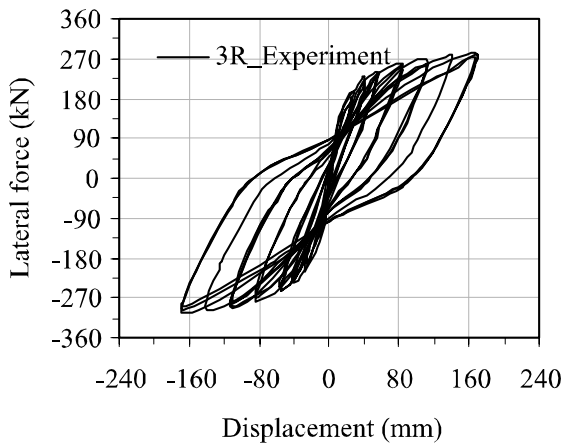


그림 10 교각 3R의 하중-변위 이력응답 비교.

간격에서 활성화 및 비활성화시킴으로써 손상된 부재의 보수 및 보강전의 저하된 강도, 강성 및 연성능력 상태에 보수 및 보강에 의한 부재 특성치의 증가분을 보수 및 보강요소를 이용하여 해석을 수행함으로써 손상된 부재 상태를 고려한 해석요소로서 사용할 수 있다. 본 연구에서 개발된 보수 및 보강요소를 이용하여 보수 및 보강된 철근콘크리트교각 교각에 대한 해석결과와 실험 결과를 비교해볼때 전반적으로 만족할만한 상관관계를 나타내었다. 하지만 본 연구의 경우에는 강판피복을 이용한 보수 및 보강의 실험결과만을 비교검토 하였는데 향후에는 여러 가지 보수 및 보강재료의 응력-변형을 모델 개발하여 보수 및 보강요소와 함께 사용하면 다양한 재료에 따른 보수 및 보강시의 철근콘크리트 교각의 내진성능 평가에 있어서 유용할 것으로 사료된다.

참고문헌

- ATC, 1996. 'Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings', Vol. 1, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, USA.
- 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.
- BSSC, 1997. 'NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings', FEMA-273, developed by ATC for FEM, Washington, D.C., USA.
- 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., 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., 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.
- 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-Part2: test results and comparison with theory', ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 5, pp. 537-551.
- Whittaker, A., Constantinou, M. and Tsopelas, P., 1998. 'Displacement estimates for performance-based seismic design', Journal of Structural Engineering', Vol. 124, No. 8, pp. 905-912.
-