

# 철근콘크리트 교각의 연성도 평가를 위한 비선형해석

## Nonlinear Analysis of RC Bridge Columns for Ductility Evaluation

손혁수\*                      이재훈\*\*  
Son, Hyeok Soo            Lee, Jae Hoon

### 국문요약

본 연구는 철근콘크리트 교각에 대한 새로운 내진설계법을 개발하기 위한 연구의 일환으로서, 축력과 함께 반복 횡하중을 받는 철근콘크리트 교각의 모멘트-곡률 포락곡선 및 하중-변위 포락곡선을 얻기 위한 비선형 해석방법을 제시한다. 철근콘크리트 교각의 내진성능에 영향을 미치는 주요변수들에 대한 기존의 해석모델을 적용하였으며, 국내·외에서 수행된 나선철근 및 원형띠철근 기둥의 준정적 실험결과와의 비교 분석을 통하여 실험결과와 유사한 해석결과를 제공할 수 있도록 기존의 해석모델을 일부 수정 제안하였다. 해석에는 횡방향 구속효과를 고려한 콘크리트 모델, 반복하중을 받는 철근의 포락선 모델, 축방향철근의 부착슬립 모델, 전단변형 모델 등을 적용하였다. 제안된 해석방법은 실험결과를 비교적 잘 예측할 수 있는 것으로 평가되며, 특히 변형능력 및 연성도에 대하여는 실험결과에 비하여 안전측의 결과를 제공한다.

**주요어** : 철근콘크리트 교각, 내진거동, 해석모델, 비선형해석, 변형능력, 연성도

### ABSTRACT

This research is a part of a research program to develop a new design method for reinforced concrete bridge columns under axial load and cyclic lateral load. A nonlinear analytical method is proposed to obtain moment-curvature relationship and lateral load-displacement relationship. Various analytical models that contribute seismic behavior of reinforced concrete bridge columns are adopted and modified by comparing quasi-static test results of reinforced concrete columns with spirals or circular hoops. The analysis adopts confined concrete model, longitudinal reinforcement envelope model for cyclic loading, bond-slip model for longitudinal reinforcement, shear deformation model, etc. The results obtained using the proposed analytical method agree well with test results and give conservative estimations particularly for deformation capacity and ductility.

**Key words** : reinforced concrete bridge columns, seismic performance, analytical models, non-linear analysis, deformation capacity, ductility

## 1. 서 론

지진하중과 같이 반복하중을 받는 철근콘크리트 교각은 설계지진력 작용시 요구되는 연성능력이 충분히 확보되어야 한다. 이러한 연성능력은 철근콘크리트 교각의 비선형 거동에 따른 것으로 내진성능 평가에 있어서 철근콘크리트 교각의 비선형 거동을 파악하는 것은 매우 중요한 사항이다. 이를 위해서는 실제 교량 구조물에 대한 실험을 통하여 그 거동을 평가하는 것이 가장 신뢰할만한 방법이지만, 실험의 규모 및 실험장비 등의 한계로 모든 경우에 대해서 실험을 수행한다는 것은 사실상 불가능하다고 할 수 있다. 따라서, 철근콘크리트 교각의 거동 예측, 합리적인 설계방법의 개발, 또는 기존 교각의 성능평가를 위하여 교각의 거동을 합리적으로 예측할 수 있는 해석프로그램의 개발 및 해석적 방법의 제시가 필요하다.

이러한 해석은 해석의 목적에 따라 하중 또는 변위 이력 (loading or displacement history)에 따른 이력거동해석과 각 변위 수준에 대하여 최대하중을 얻기 위한 포락곡선 해석으로 구분할 수 있다. 이력거동해석은 유한요소해석법을

기반으로 하여 Maekawa 등<sup>(20)</sup>의 COM3와 WCOMD, Prakash 등<sup>(25)</sup>의 Drain2DX와 Drain3DX, Valles 등<sup>(28)</sup>의 IDARC 등이 개발된 바 있으며, 국내에서도 신현목과 김태훈 등<sup>(3)</sup>의 RCAHEST가 개발된 바 있다.

한편, 철근콘크리트 교각에 대한 새로운 설계방법의 개발을 목적으로 교각의 연성능력을 평가하기 위해서는 교각의 각 변위 수준에 대한 최대하중을 나타내는 하중-변위 포락곡선(envelope curve)의 해석이 효율적이다. 포락곡선 해석은 이력거동해석에 비하여 상대적으로 간편한 해석과정을 통하지만 거동예측의 정확도를 향상시키기 위해서는 합리적인 재료모델 및 해석모델의 선정이 매우 중요하다. 이것은 철근콘크리트 구조물이 낮은 하중 범위 내에서도 인장부에서 균열이 발생하게 되어 강성이 저하되고, 균열에 의해 재료가 방향성을 가지게 되며, 또 철근과 콘크리트 사이의 부착과피에 의한 비선형성도 매우 불확실한 성질을 갖고 있기 때문이다. 따라서, 구조물의 비선형 거동을 파악하기 위해서는 철근콘크리트 재료에 대한 보다 정확한 이해와 모델의 선택 또는 개발이 필요하게 된다. 즉, 철근콘크리트의 비선형해석시 재료의 비선형성이 비교적 정확하게 고려된 모델들을 사용하는 것이 가장 중요한 일이지만, 재료의 모든 비선형성을 고려하는 것은 사용성의 측면에서 그다지 좋은 방법은 아니며, 구조물의 형상, 하중조건 등에 따라 중요하다고 판단되는 요인들에 대하여는 정확한 비선형모델을 그리

\* 정회원 · 영남대학교 토목공학과 연구원, 공학박사

\*\* 정회원 · 영남대학교 토목공학과 부교수(대표저자 : jholee@yu.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2003년 10월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다. (논문접수일 : 2003. 4. 8 / 심사종료일 : 2003. 7. 2)

고 크게 영향을 미치지 않는 요인들에 대하여서는 선형으로 가정하거나 또는 무시하는 것이 비선형해석을 수행함에 있어서의 효율적인 방법이라 할 수 있다.<sup>(2)</sup>

본 연구에서는 실험결과와의 비교 분석을 통하여 반복하중을 받는 철근콘크리트 기둥의 하중-변위 포락곡선에 대한 적절한 재료모델 및 해석기법을 제시하고, 연성도를 고려한 철근콘크리트 교각의 새로운 내진설계방법을 개발하기 위한 자료를 제공하고자 한다.

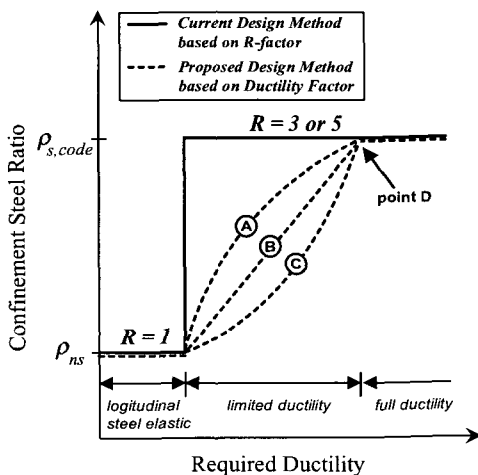
## 2. 연성도를 고려한 내진설계법

국내의 경우 내진설계에 관한 짧은 역사, 경험부족 및 자료축적 미비 등으로 인해 도로교설계기준<sup>(1)</sup> 내진설계규정의 상당부분이 AASHTO의 규정을 바탕으로 하고 있으며, 이로 인해 심부구속철근의 시공이 간단하지 않은 실정이다. 이는 지진하중 작용시 교각의 소성힌지 발생 영역에 많은 양의 심부구속철근을 배근하여 충분한 소성거동을 확보하는 완전연성의 설계개념을 채택하고 있기 때문이다. 즉, 그림 1(a)에 나타난 바와 같이 현행 설계기준에서는 응답수정계수 R을 기준으로 하여, 지진하중 작용시 축방향철근이 탄성영역 내에서 거동하는 탄성설계의 경우에는 응답수정계수 R을 적용하지 않고(R=1.0) 도로교설계기준 4.3.7.2의 횡방향철근 규정에 따라 이에 해당하는  $\rho_{ns}$ 의 횡방향철근량으로 설계한다. 지진하중 작용시 축방향철근이 항복하는 경우에는 3.0이나 5.0의 응답수정계수 R을 적용하고 도로교설계기준 6.8.2.1의 심부구속철근 규정에 따라  $\rho_{s, code}$ 의 횡방향철근량으로 설계한다. 따라서 축방향철근이 항복하지만 하중 소성변형의 정도와 관계없이 무조건  $\rho_{s, code}$ 의 심부구속철근을 배근하여야 한다. 그러나, 최근에 수행된 교각의 내진성능에 대한 박종협 등<sup>(4)</sup>, 손혁수 등<sup>(6)</sup>, 정영수 등<sup>(11)</sup>의 연구에서 비내진 횡방향철근량을 갖는 교각의 경우에도 비교적 큰 연성능력을 발휘할 수 있다고 보고된 바 있으며, 해외에서도 Watson 등<sup>(29)</sup>과 Wehbe 등<sup>(30)</sup>이 소요연성도에 따른 횡방향철근 요구량에

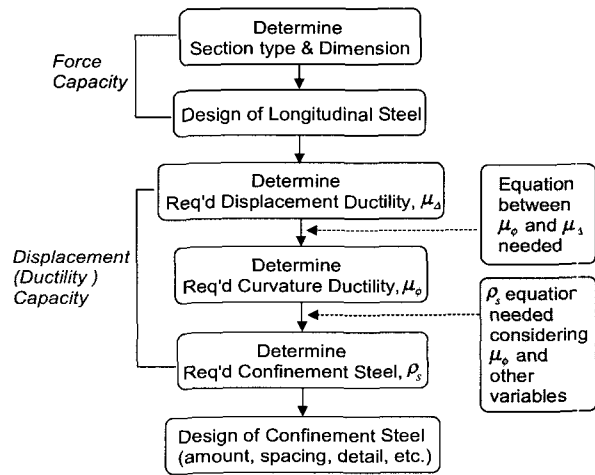
대한 연구결과를 보고한 바 있다.

따라서, 특히 우리나라와 같은 중진 지진지역의 경우에는 완전연성(full ductility)을 확보하기 위한 강진지역의 내진설계 개념보다는 한정연성(limited ductility) 내진설계와 같이 연성도를 직접 고려한 내진설계법이 보다 합리적이며 경제적인 내진설계 방법으로 인식되고 있다. 연성도를 고려한 내진설계는 현재 세계적으로 연구가 활발히 진행중인 성능기초내진설계(performance-based seismic design) 및 능력설계(capacity design)와 개념적으로 유사한 설계법으로서 현행 국내의 내진설계기준과는 다른, 보다 체계적이고 합리적인 내진설계법이라고 할 수 있다. 연성도를 고려한 내진설계법의 기본 개념은 그림 1(a)에 점선으로 나타난 바와 같이 3.0이나 5.0의 응답수정계수 R을 적용하는 소성영역을 한정연성 구간과 완전연성 구간으로 구분하고, 한정연성 구간에서는 교각의 소요연성도(required ductility)에 따라 심부구속철근량을 배근함으로써 합리적인 설계를 유도하며 과도한 횡방향철근의 사용으로 인한 시공성의 문제를 해결하는 것이다.

이러한 설계법의 개발을 위해서는 소요연성도와 심부구속철근량의 관계가 그림 1(a)의 A나 C와 같은 비선형의 관계를 가지는지, 혹은 B와 같이 선형의 관계를 가지는지를 규명하고 합리적인 관계식을 개발하는 것이 필수적이며, 또한 완전연성거동이 요구되는 연성도를 의미하는 point D를 결정하는 작업이 선행되어야 한다. 그림 1(b)는 연성도를 고려한 철근콘크리트 교각의 내진설계법의 설계과정을 나타낸 것으로서, 먼저 교각의 단면의 형상 및 크기와 축방향철근을 결정하여 강도(strength, force capacity)에 대하여 설계한 후, 변위 및 연성설계로서 소요연성도에 따른 심부구속철근을 설계하는 것이다. 이러한 내진설계법의 개발 및 적용을 위해서는 곡률연성도와 변위연성도의 상관관계식 및 연성도와 심부구속철근량의 상관관계식을 개발하기 위한 해석프로그램의 개발 및 해석적 방법의 제시가 필요하다.



(a) 연성도와 심부구속철근량의 관계 개념도



(b) 연성도를 고려한 내진설계법의 설계과정

그림 1 연성도를 고려한 내진설계법 개념도

### 3. 철근콘크리트 교각의 비선형해석 프로그램 개발

#### 3.1 모멘트-곡률 해석 및 하중-변위 포락곡선 해석의 기본 개념

철근콘크리트 기둥의 경우 단면의 특성, 작용하중 등의 여러 가지 요인에 의해 그 거동특성이 달라지게 되며 합리적인 설계 및 기존 교각의 연성능력 평가를 위해서는 근본적으로 대상 구조물의 모멘트-곡률 관계와 하중-변위 관계를 구성하는 것이 필요하다고 할 수 있다. 따라서, 본 연구에서는 철근콘크리트 교각의 모멘트-곡률 곡선 및 하중-변위 포락곡선을 예측하기 위해 콘크리트의 재료비선형, 반복하중에 의한 철근의 응력-변형률 특성 등을 고려한 비선형해석 프로그램(NARCC : Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Columns)을 개발하였다. 모멘트-곡률 곡선의 구성은 그림 2와 같이 해석의 목표로 하는 콘크리트 압축연단의 변형률에 대해서 곡률을 변화시켜가며<sup>(19)</sup> 내력과 외력이 일치하는 중립축을 찾는 변형평면회전기법(Rotating Plane Method)<sup>(18)</sup>을 이용하였다. 콘크리트 압축연단의 변형률을 증가시키면서 이러한 과정으로 반복계산을 수행하여 모멘트-곡률 해석결과를 얻고, 모멘트-곡률 해석결과를 이용하여 각 하중단계별 기둥길이에 따른 곡률분포를 수치적분함으로써 휨작용에 의한 기둥상단의 횡하중-변위 곡선을 구성한다. 이와 같은 해석에는 3.2~3.5와 4장에 설명하고 있는 재료모델 및 해석모델을 적용하였다.

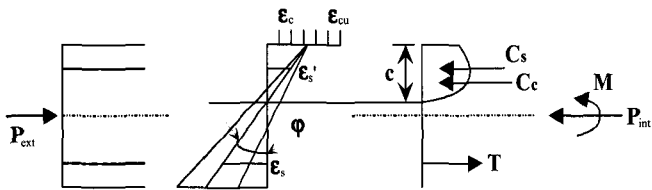


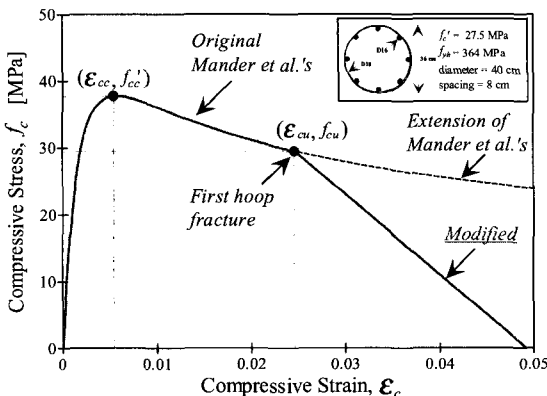
그림 2 모멘트-곡률 해석을 위한 Rotating Plane Method의 개념<sup>(18)</sup>

#### 3.2 콘크리트 모델

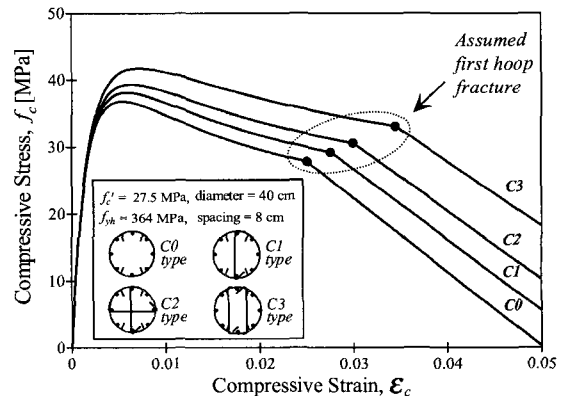
철근콘크리트 기둥의 비선형해석시 콘크리트 모델의 적용은 콘크리트 피복에 대해서는 비구속콘크리트 모델을, 심부콘크리트에 대해서는 구속콘크리트 모델을 사용하는 것이 보편화된 해법이다. 본 연구에서는 현재 가장 많이 사용되고

있으며, 비구속(unconfined) 콘크리트와 구속(confined) 콘크리트에 모두 적용할 수 있는 Mander 등이 제안한 응력-변형률 곡선 모델<sup>(21)</sup>을 채택하여 비교 분석을 수행하였다.

그림 3(a)는 이재훈 등<sup>(7)</sup>이 실험을 수행한, 단면지름 40cm, 콘크리트 강도 27.5MPa, 축방향철근 항복강도 350MPa, 축방향철근비 1.26%, 수직간격 8cm로서 심부구속철근비가 0.99%이며 항복강도가 360MPa인 심부구속철근으로 구속된 나선철근 기둥단면에 대하여, Mander 등의 응력-변형률 곡선을 적용한 결과를 나타낸 것이다. Mander 등의 모델은 횡방향철근의 변형에너지를 기초로 하여 횡방향철근의 파단(first hoop fracture)에 해당하는 변형률을 식 (1)과 같이 유도하여 극한변형률로 정의하고 있다. 그러나 축방향철근의 파단에 의하여 최종파괴가 발생하는 경우에는 식 (1)의 값을 극한변형률로 정의하는 것이 적합하지 않으므로, 식 (1) 이상의 변형률에 대하여도 해석할 필요가 있다. 따라서 Mander 등의 모델식을 식 (1) 이상의 변형률에 대하여도 연장할 수 있으나, 변형률의 증가에 따라 콘크리트의 응력이 매우 완만히 감소하는 형태를 나타낸다. 즉, 식 (1)의 변형률 이후에 Mander 등이 제안한 구속콘크리트 모델을 그대로 적용하는 경우에는 모멘트-곡률 및 하중-변위 해석에서 최대하중 이후 하중이 감소하는 곡선의 하강부를 예측하기에는 적합하지 않다. 따라서, 본 연구에서는 최대하중 이후 곡선의 하강부를 실제 거동과 유사하게 예측하기 위해 그림 3(a)와 같이 극한변형률 이상의 변형률에 대해서는 변형률이 증가함에 따라 구속콘크리트의 응력이 직선적으로 감소하는 것으로 가정한 수정모델을 적용하였으며, 이에 따라 식 (1)의 변형률 이후의 하강부 직선식은 식 (2)와 같이 표현된다. 또한 Mander 등의 구속콘크리트 모델은 원형띠철근의 경우에도 적용이 가능하나 원형띠철근과 보강띠철근의 조합으로 구성된 경우 보강띠철근의 영향을 어떻게 고려하여야 하는지에 대한 의문이 제기될 수 있다. 따라서, 원형띠철근과 보강띠철근으로 구성된 경우 보강띠철근의 영향을 고려하기 위하여 심부구속철근비를 식 (3)과 같이 나타내어 원형띠철근 기둥에 대한 구속콘크리트 응력-변형률 곡선의 계산에 적용하였으며, 이재훈 등<sup>(8)</sup>이 실험을 수행한 원형띠철근기둥에 적용한 결과는 그림 3(b)와 같다. 식 (3)의  $\rho_s$ 는 원형띠철근과 보강띠철



(a) 나선철근기둥에 대한 응력-변형률 곡선 모델



(b) 원형띠철근에 대한 응력-변형률 곡선 모델

그림 3 구속콘크리트의 응력-변형률 곡선 모델 비교

근으로 구성된 경우의 심부구속철근비,  $d_s$ 는 심부콘크리트의 지름,  $n$ 은 보강띠철근의 개수,  $A_{sp}$ 는 원형띠철근 1개의 단면적,  $A_{ct}$ 는 보강띠철근 1개의 단면적,  $s$ 는 심부구속철근 수직간격을 나타낸다.

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f_{cc}'} \quad (1)$$

$$f_c = f_{cu} - f_{cu} \left( \frac{\epsilon_c - \epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu}} \right) \quad (2)$$

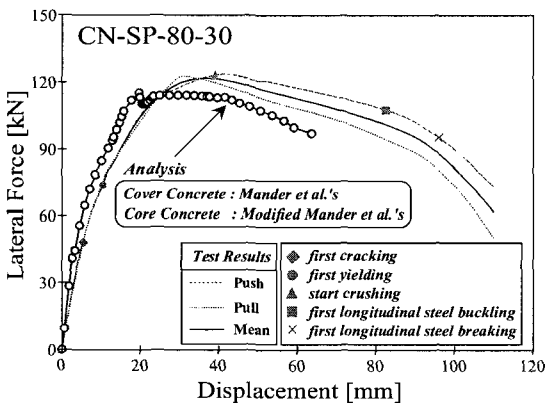
$$\rho_s = \frac{A_{sp} \pi d_s + n A_{ct} d_s}{\frac{\pi}{4} d_s^2 s} \quad (3)$$

표 1에 나타난 시험체<sup>(7)</sup> 중 하나인 CN-SP-80-30 시험체에 대하여 구속 및 비구속 콘크리트 모델의 적용에 따른 하중-변위 해석결과를 실험결과와 비교하여 그림 4에 나타내었다. 그림 4(a)는 콘크리트 피복의 경우 Mander 등이 제안한 비구속콘크리트(unconfined concrete) 모델을 심부콘크리트에 대해서는 본 연구에서 제안한 수정 구속콘크리트(confined concrete) 모델을 사용한 해석결과를 나타낸 것으로서, 항복 이후 하중이 감소하다가 다시 증가하는 구간이 발생하며, 이러한 경향은 축력이 증가할수록 심부구속철근량이 작을수록 그 정도가 심해지는 경향을 나타내었다. 이는 비구속콘크리트

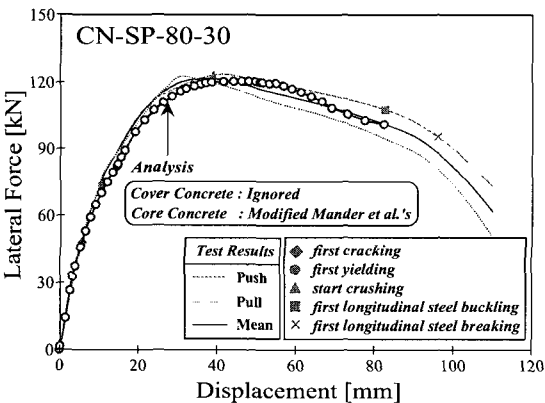
트와 구속콘크리트의 모델에서 최대응력에 해당하는 변형률의 차이 및 최대응력 도달 이후 하강부 곡선의 기울기 차이에 의한 것으로서 이론적으로는 합당한 모델이라고 할 수 있으나 실험결과에 의한 실제 기둥의 거동과는 다소 차이를 나타낸다. 그림 4(b)는 콘크리트 피복의 영향을 무시하고 심부콘크리트만 본 연구에서 제안한 수정 구속콘크리트 모델을 사용한 해석결과를 나타낸 것으로서 실험치와 비교적 잘 일치하는 경향을 나타내었다. 즉, 콘크리트 모델의 적용에 따른 해석결과를 분석한 결과, 콘크리트 피복의 영향을 무시하는 경우가 시험체의 거동을 가장 잘 예측하는 것으로 분석되었다. 따라서, 본 연구에서는 콘크리트 피복의 영향을 무시하고 Mander 등의 모델을 수정한 콘크리트모델을 적용하여 비선형해석 프로그램(NARCC)을 개발하였다.

### 3.3 철근모델

철근콘크리트 교각의 연성은 높은 정도의 소성변형에서 지속적인 반복하중에 저항할 수 있는 축방향철근의 변형능력에 큰 영향을 받는다. 따라서, 반복하중에 대한 철근콘크리트 부재의 해석을 위해서는 철근의 변형경화(strain hardening)를 적절하게 고려하는 것이 중요하다. 일반적으로 지진하중과 같이 반복하중(cyclic loading)에 대한 축방향철근의 응력-변형률 곡선은 바우싱거효과(Bauschinger effect)에 의해 단조하중(monotonic loading)인 경우와는 다르다. 따라서, 본 연구에서는 반복하중의 영향을 고려하기 위해 축방향철근의 인장실험 결과와 가장 잘 일치하는 단조하중에 대한 철근모델<sup>(23)</sup>을 기본으로, 반복하중의 영향을 고려한 그림 5의 축방향철근 응력-변형률 포락곡선을 제안하며, 항복변형률 이후 곡선의 구성방정식은 식 (4)에 나타난 바와 같다. 식 (4)의  $\epsilon_y, f_y, f_{su}$ 는 항복변형률, 항복강도, 최대인장강도를 나타내며, 계수  $k$ 는 항복이후 비탄성구간의 곡선의 기울기를 결정하는 계수로서 실험결과 및 해석결과를 분석을 통하여 결정된 계수<sup>(5)</sup>이며, 철근의 항복강도가 300MPa인 경우 0.02를 400MPa인 경우는 0.01을 사용한다.



(a) 콘크리트 피복과 심부콘크리트를 고려한 경우



(b) 콘크리트 피복을 무시한 경우

그림 4 콘크리트 모델에 따른 하중-변위 해석결과 비교

$$\epsilon_s > \epsilon_y \text{ 인 경우 : } f_s = f_y + (f_{su} - f_y) [1 - e^{-(\epsilon_s - \epsilon_y)/k}] \quad (4)$$

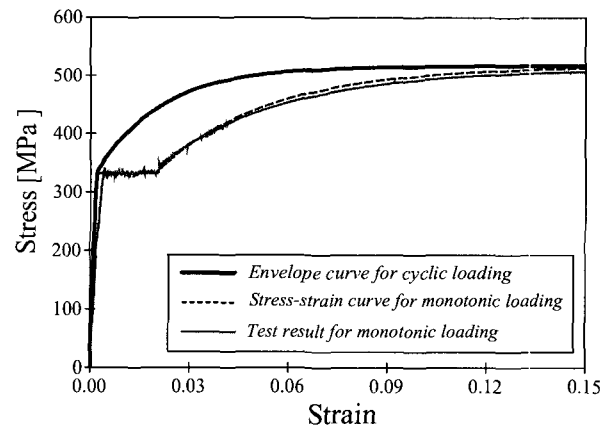


그림 5 철근의 응력-변형률 곡선 모델

3.4 횡방향 변위의 산정

반복하중을 받는 철근콘크리트 교각의 경우, 교각상단의 횡방향 변위는 휨작용에 의한 변위 뿐만 아니라 축방향철근의 부착슬립(뽀힘현상)과 전단작용에 의해서 추가적인 횡방향 변위가 발생한다. 즉, 교각의 기초부분에서 회전이 발생하지 않는 경우, 교각상단의 총 횡방향 변위는 휨에 의한 변위, 축방향철근의 부착슬립에 의한 변위, 전단작용에 의한 변위의 합으로 나타낼 수 있으며, 실제 구조물의 거동을 비교적 정확하게 예측하기 위해서는 축방향철근의 부착슬립 및 전단작용에 의해 발생하는 변위를 반드시 고려하여야 한다.

3.4.1 축방향철근 부착슬립 모델

축방향철근의 부착슬립에 관한 모델은 여러 연구자들에 의해서 다양한 모델들이 제안되어 있으며, 본 연구에서는 축방향철근 슬립모델에 관한 기존 연구자들의 모델(Asa 등<sup>(13)</sup>, Shima 등<sup>(26)</sup>, Nagi 등<sup>(22)</sup>, Okamura 등<sup>(23)</sup>)을 채택하여 실제 실험결과를 잘 예측할 수 있는 합리적인 모델을 선택하기 위한 비교 분석을 실시하였다.

그림 6은 단면지름 40cm, 축방향철근 D16, 축방향철근 항복강도 350MPa, 기둥길이 170cm인 원형기둥 시험체<sup>(7),(8)</sup>에 대한 축방향철근 부착슬립 모델을 비교하여 나타낸 것으로서, 동일한 철근 변형률에 대한 축방향철근 슬립량의 전체적인 경향은 Assa 등의 모델이 가장 크고, Shima 등의 모델이 가장 작은 슬립량을 나타내며, Nagi 등과 Okamura 등의 모델은 유사한 경향을 나타내었다. 기존 연구자들의 축방향철근 슬립모델을 사용한 하중-변위 해석결과 축력이 상대적으로 높은 경우, 최대하중 이후의 곡선의 하강부를 다소 과대 평가하는 경향을 나타내었다. 따라서, 본 연구에서는 Nagi 등이 제안한 축방향철근 슬립모델<sup>(22)</sup>을 바탕으로 하중-변위 곡선에서의 최대하중 이후 곡선의 하강부를 실제거동과 유사하게 예측하기 위해, Nagi 등의 모델을 일부 수정한 그림 7과 같은 모델을 적용하였다. 제안된 수정모델은 축방향철근의 변형률이 변형경화시의 변형률  $\epsilon_{sh}$  이하인 경우에 Nagi 등의 모델과 동일하나, 변형경화시의 변형률 이상인 경우에는 축력의 증가에 따른 축방향철근 슬립량의 감소를 고려한

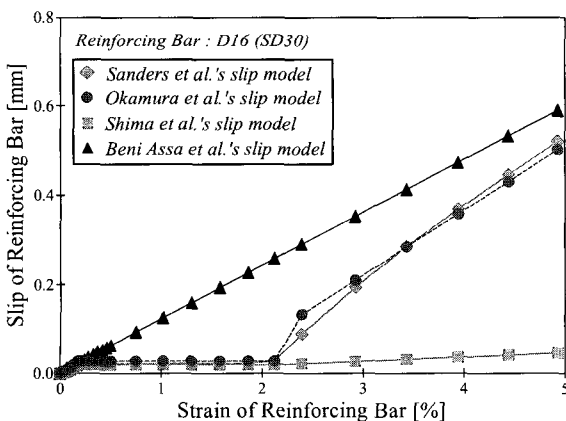
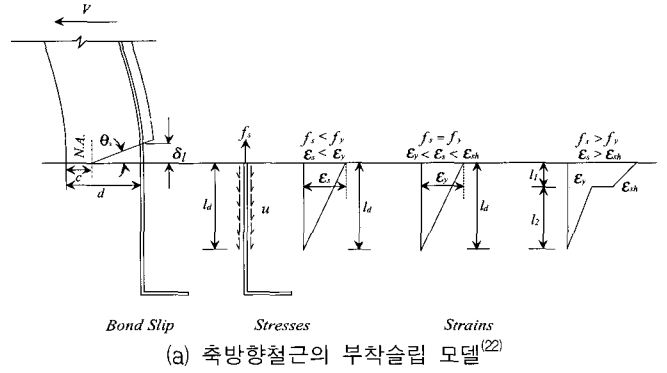
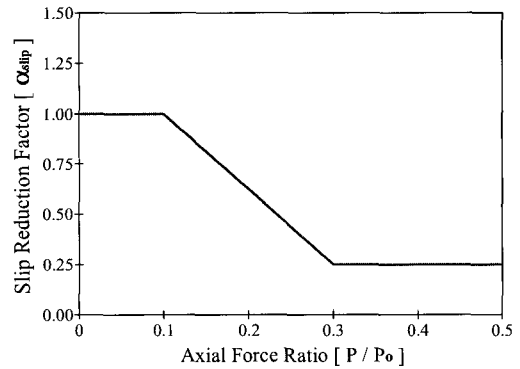


그림 6 축방향철근 부착슬립 모델의 비교



(a) 축방향철근의 부착슬립 모델<sup>(22)</sup>



(b) 축력의 영향을 고려한 슬립감소계수

그림 7 축방향철근의 부착슬립 모델 및 슬립감소계수

모델로서 식 (5)와 같다. 즉, 본 연구에서 제안한 축방향철근 슬립모델은 축력이 10% 이하인 경우 Nagi 등에 의해 제안된 모델과 동일한 해석결과를 제공하나, 축력이 높은 경우에는 식 (6)과 같이 슬립감소계수(slip reduction factors)를 적용하여 축방향철근의 슬립량을 감소시킨 모델이다. 식 (6)과 그림 7(b)는 슬립감소계수를 나타낸 것으로서,  $P$ 는 작용축력을,  $P_0$ 는 최대축하중강도를 나타낸다. 그림 8은 축방향철근 슬립모델을 변수로 한 하중-변위 해석결과를 나타낸 것으로서, Nagi 등의 슬립모델을 사용한 경우보다 본 연구에서 제안한 수정슬립모델을 사용한 경우가 최대하중 이후 곡선의 하강부를 더욱 잘 예측하고 있는 것으로 나타났으며, 또한 안전측인 해석결과를 제공할 수 있을 것으로 판단된다.

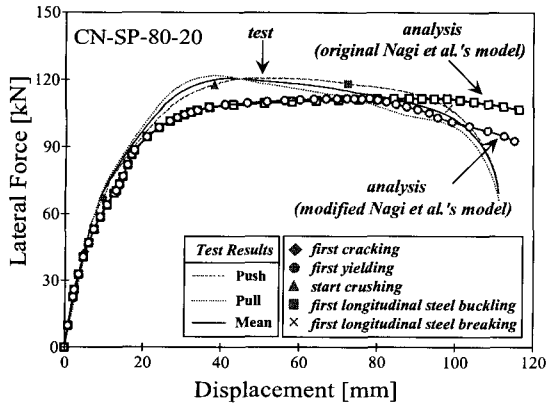
$\epsilon_s > \epsilon_{sh}$  인 경우 :

$$\delta l = \alpha_{slip} \left[ \left\{ \frac{1}{2} \times \epsilon_y \times l_2 \right\} + \left\{ \frac{1}{2} \times (\epsilon_{sh} + \epsilon_s) \times l_1 \right\} \right] \quad (5)$$

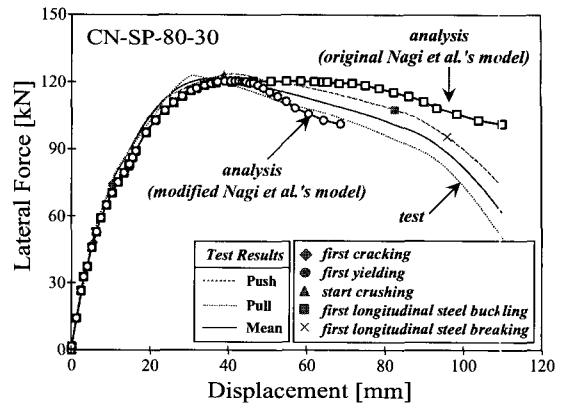
$$\alpha_{slip} = -3.75 \frac{P}{P_0} + 1.375 \quad (6)$$

3.4.2 전단변형 모델

일반적으로 철근콘크리트 기둥에서 전단작용에 의한 변형은 휨변형에 비하여 비교적 작지만, 경우에 따라서는 전단변형이 무시할 수 없을 정도로 발생하기도 하며, 일반적으로 형상비(aspect ratio)가 3.0 미만인 경우의 전단변형은 전체 기둥의 변형에 상당한 영향을 미치는 것으로 알려져 있다. 하지만, 철근콘크리트 부재의 전단에 관한 연구는 많은 연구



(a) 축력비 20%인 경우



(b) 축력비 30%인 경우

그림 8 Nagi 등의 슬립모델과 수정슬립모델의 해석결과 비교

자들의 노력에도 불구하고 아직까지 명확하게 규명되지 않은 분야 중의 하나이며, 이는 전단거동이 휨거동에 비해서 복잡하며 이론적으로 규명하기 힘든 변수들이 상당 부분 포함되어 있기 때문이다. 본 연구에서는 전단작용에 의한 기둥상단의 추가적인 변위를 고려하기 위해 Park 등<sup>(24)</sup>이 제안한 식 (7)과 식 (8)의 전단강성식을 적용하여, 식 (9)와 같이 전단작용에 의한 기둥상단의 추가적인 변위,  $\Delta_{shear}$ 를 계산하였다. 여기서, 식 (7)은 균열이 발생하기 전의 전단강성이며, 식 (8)은 균열이 발생한 후의 전단강성이고, 식 (9)에서  $V$ 는 횡하중,  $H$ 는 기둥길이이다.

$$K_v' = \frac{0.4 E_c b_w d}{f} \quad (7)$$

$$K_{v,45} = \frac{\rho_v}{1 + 4 n \rho_v} E_s b_w d \quad (8)$$

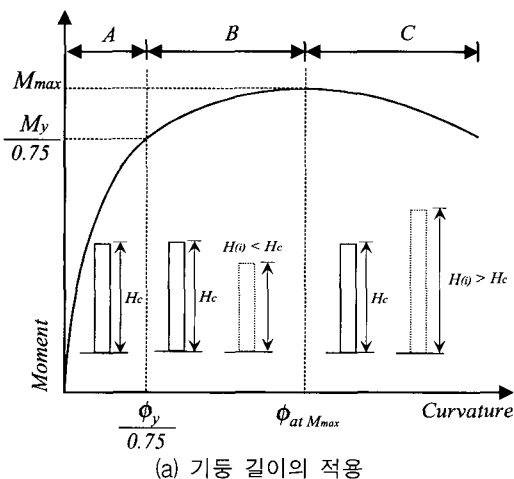
$$\Delta_{shear} = \frac{V}{K_v'} \times H \quad \text{or} \quad \frac{V}{K_{v,45}} \times H \quad (9)$$

### 3.5 하중-변위 해석시의 기둥길이 적용

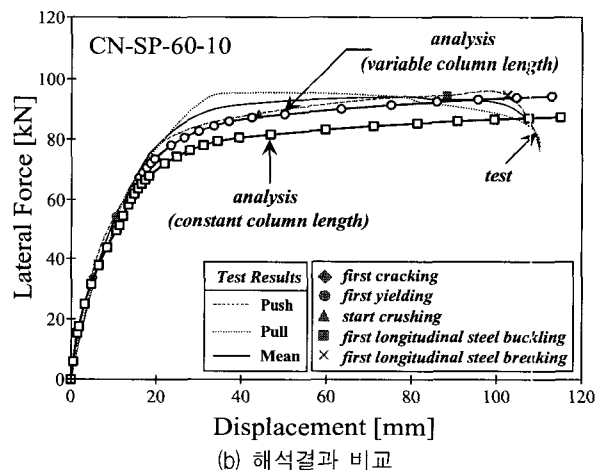
이론적으로 기둥의 길이는 항상 일정한 값을 가지지만, 실제 실험결과와 해석결과를 비교하면 기둥길이를 일정하게

하여 해석한 경우에는 하중을 과소평가 하는 경향을 나타낸다. 이러한 경향은 철근의 응력-변형률 곡선을 단조하중에 대한 모델을 적용할 경우 더욱 심하게 나타나며, 철근의 응력-변형률 곡선을 반복하중의 영향을 고려한 포락곡선 모델을 사용하고 콘크리트 피복에 대해서도 구속콘크리트 모델을 사용하여 해석을 한 경우에도 횡하중 강도는 실제보다 낮게 평가된다. 이러한 원인은 소성힌지 구간을 중심으로 기둥이 회전하므로 대변형(large deformation)을 유발하는 기둥의 길이가 감소하기 때문인 것으로 판단된다.

따라서, 본 연구에서는 기둥의 회전중심이 기둥과 기초의 접합부에서 하중이 증가함에 따라 기둥의 소성힌지 구간으로 회전중심이 점진적으로 변화하는 하는 것으로 가정하여, 기둥길이를 그림 9(a)와 같이 하중단계에 따라 변화시키는 방법을 적용하였으며, 실제 시험체의 거동을 비교적 잘 예측할 수 있는 것으로 평가되었다. 그러나, 최대강도 이후에는 모멘트-곡률 곡선의 하강부분이 실제보다 과대평가된 해석 결과가 나타나므로 실험결과와 유사하도록 수정하였다. 즉, 본 연구에서 적용한 기둥길이의 변화는 그림 9(a)에 나타낸 것과 같이 초기하중단계인 A 영역은 식 (10)과 같이 기둥길이 가 일정한 것으로, 항복 이후 최대하중까지인 B 영역은 식 (11) 및 식 (12)와 같이 하중단계에 따라 기둥길이를 감소시키며, 최대하중 이후 곡선의 하강부인 C 영역은 식 (13)과 같이 하



(a) 기둥 길이의 적용



(b) 해석결과와 비교

그림 9 하중-변위 해석시의 하중 계산을 위한 기둥 길이의 적용 및 해석결과 비교

중단계에 따라 기동길이를 증가시키는 방법을 적용하였다. 그림 9(b)는 기동길이의 적용에 따른 CN-SP-60-10 시험체<sup>(7)</sup> (표 1의 CN-SP-80-10 시험체와 동일, 단 심부구속철근 수직 간격 6cm)의 하중-변위 해석결과를 나타낸 것으로서, 하중단계에 따라 기동길이를 변화시킨 경우의 해석결과가 실제 시험체의 횡하중 강도를 비교적 잘 예측하고 있는 것으로 나타났다.

$$\cdot 0 < \phi_{(i)} \leq \frac{\phi_y}{0.75} \text{ 인 경우 : } H_{(i)} = H_c \quad (10)$$

$$\cdot \frac{\phi_y}{0.75} < \phi_{(i)} \leq \phi_{at M_{max}} \text{ 인 경우 : } H_{(i)} = H_c - l_{(i)} \quad (11)$$

$$l_{(i)} = l_{(i-1)} + \left\{ l_p - l_p \frac{M_{(i)}}{M_{max}} \right\} \geq 0.5 l_p \quad (12)$$

$$\cdot \phi_{at M_{max}} < \phi_{(i)} \text{ 인 경우 : } H_{(i)} = H_{\phi_{at M_{max}}} - \frac{M_{max}}{M_{(i)}} \quad (13)$$

여기서,

$\phi_y$  : 최외곽 축방향 인장철근 항복시의 곡률

$\phi_{at M_{max}}$  : 최대 모멘트에 해당하는 곡률

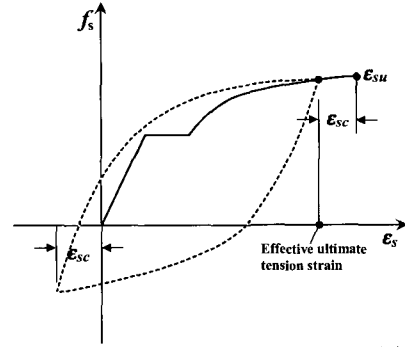
$$l_p = 0.08 H_c + 0.022 f_y d_b \geq 0.044 f_y d_b \quad [mm, MPa]$$

#### 4. 파괴기준 극한상태의 정의

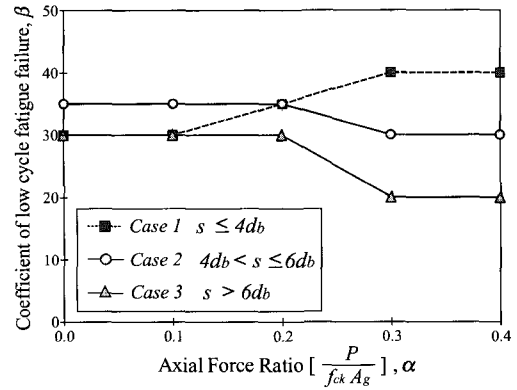
철근콘크리트 교각에 적절량의 심부구속철근이 배근되어 있는 경우에는 최대하중 이후 하중의 감소현상이 뚜렷하게 발생하지 않으며, 심부구속철근의 파단 또는 축방향철근의 파단에 의하여 하중의 감소현상이 두드러지게 나타난다. 또는, 축력비와 심부구속철근량에 따라서는 심부구속철근이 파단되지 않더라도 심부구속능력이 저하되어 심부콘크리트의 파괴가 진행됨에 따라 하중이 감소하게 된다. 이러한 두 가지 거동을 고려하여, 철근콘크리트 교각의 극한상태는 심부콘크리트의 파괴와 축방향철근 파단의 두 가지 형태로 정의할 수 있다.

심부콘크리트의 파괴기준은 Mander 등이 제안한 식 (1)을 이용하여 비교적 간단하게 극한변형률로 나타낼 수 있는데, 식 (1)은 동일 에너지 개념을 적용하여 횡방향철근의 파단이 발생하는 변형률을 정의한 식으로서, 순수축력(pure axial force)이 작용하는 기둥의 실험결과에 기본을 두고 유도된 것이다. 따라서 축력과 휨을 동시에 받는 기둥에는 다소 안전측인 해석결과를 제공하는 것으로 알려져 있으나, 현재 가장 널리 사용되는 방법 중의 하나이다.

축방향철근 파단의 파괴기준은 아직까지 그 기준정립이 미비한 실정이다. Dodd 등<sup>(15)</sup>은 인장력과 압축력이 변갈아가면서 작용하는 반복하중 하에서는 철근의 극한변형률이 단조하중에 대한 극한변형률보다 작은 값을 나타내며, 내진 설계 및 해석시 그림 10(a)와 같이 단조하중에 대한 철근의 극한변형률을 감소시킨 유효극한인장변형률(effective ultimate tension strain)을 사용하는 것이 합리적이라고 보고하였다. 따라서 본 연구에서는 축방향철근 파단시의 변형률  $\epsilon_{sf}$ 를



(a) 철근의 유효극한인장변형률 정의<sup>(15)</sup>



(b) β계수의 변화<sup>(5)</sup>

그림 10 축력비 및 심부구속철근 수직간격에 따른 β계수의 변화

항복변형률  $\epsilon_y$ 에 관한 함수로 표현한 식 (14)를 적용하였다. 식 (14)는 손혁수<sup>(5)</sup>에 의하여 실험결과 및 해석결과 분석을 통해 유도된 것으로서, 계수  $\beta$ 는 축력비 및 심부구속철근량(수직간격)에 따라 식 (15)~식 (17)과 그림 10(b)와 같이 나타낼 수 있다. 즉, 심부구속철근의 수직간격이 축방향철근 지름의 4배 이하인 경우에는 축방향철근의 좌굴이 발생하지 않는다고 가정하고, 이러한 경우에는 축력이 증가함에 따라 축방향철근 파단시 변형률이 증가하는 것으로 가정한다. 그러나, 심부구속철근의 수직간격이 축방향철근 지름의 4배를 초과하는 경우에는 축방향철근의 좌굴이 발생하는 것으로 가정하며, 이러한 경우에는 축력이 증가함에 따라 축방향철근 파단시의 변형률이 감소하는 것으로 가정한다.

$$\epsilon_{sf} = \beta \cdot \epsilon_y \quad (14)$$

여기서,

$$s \leq 4 d_b \text{ 인 경우 : } \beta = 50 \alpha + 25 \quad (15)$$

$$4 d_b < s \leq 6 d_b \text{ 인 경우 : } \beta = -50 \alpha + 45 \quad (16)$$

$$s > 6 d_b \text{ 인 경우 : } \beta = -100 \alpha + 50 \quad (17)$$

본 연구에서는 전술한 두 가지의 극한상태를 고려하여 해석하였으며, 그림 11~그림 15의 포락곡선 해석결과에서, 콘크리트 압축연단의 변형률이 식 (1)의 극한변형률에 도달하여 횡구속능력이 저하됨으로서 심부콘크리트가 파괴될 것으로 예측되는 위치를 "■"로 표시하였으며, 인장력을 받는 축방향철근의 변형률이 식 (14)의 변형률에 도달하여 축방향철근이 파단될 것으로 예측되는 위치를 "▲"로 표시하였다.

### 5. 비선형해석 프로그램을 이용한 해석결과와 실험결과와의 비교

본 연구에서 개발한 철근콘크리트 교각의 비선형해석 프로그램(NARCC)의 비교, 분석 및 검증을 위하여 내진성능 실험결과가 발표된 표 1의 나선철근 및 원형띠철근 기둥에 대한 해석을 수행하였다. 그림 11~그림 15는 실험결과와 포락선 해석결과를 비교하여 나타낸 것으로서 전반적으로 실험결과와 유사한 포락곡선 해석결과를 보인다.

그림 11은 축방향철근비가 1.26%인 CN-SP-80 series 시험체의 실험결과<sup>(7)</sup>와 포락곡선 해석결과를 비교한 것으로서 초기하중 단계뿐만 아니라 최대하중 이후 곡선의 하강부도 비교적 잘 일치한다. 특히, 축력비가 약 10%인 경우(그림 11 (a))에 실제 시험체의 하중-변위 포락곡선을 가장 잘 예측하며, 축방향철근의 파단(그림에서 ▲ 표시)이 심부콘크리트의 파괴(그림에서 ■ 표시) 이전에 발생하는 해석결과와 같이, 실험결과도 역시 그림에서 “▲”으로 표시된 변위에서 축방향 철근의 파단이 발생하였다. 축력비가 20% 이상인 경우에는 축방향철근의 파단보다는 심부콘크리트 파괴가 먼저 발생하는 해석결과를 제공하는데, 이는 심부콘크리트의 손상이 진행되어 하중이 서서히 감소하다가 축방향철근이 파단되는 실험결과를 안전측으로 예측하고 있다고 할 수 있다. 기둥의 전체적인 하중-변위 관계는 동일한 축력 하에서의 심부구속 철근량에 따른 영향 보다 동일한 심부구속철근량에 대해서 축력이 미치는 영향이 더 큰 것으로 나타났으며, 이는 실제 시험체의 실험결과에서도 동일한 경향을 나타내었다.

그림 12는 축방향철근비가 3.23%인 CNH-SP series 시험체의 실험결과<sup>(7)</sup>를 포락곡선 해석결과와 비교한 것이다. CNH-SP series 시험체의 경우, 가력장치의 변위 용량한계로 인하여 파괴시까지 실험을 수행하지는 못하였으므로 실험종료시까지 축방향철근(8-D25)의 좌굴과 파단은 관찰되지 않았으며 심부콘크리트의 파괴정도도 경미하였다<sup>(7)</sup>. 해석결과에서는

그림 12는 축방향철근비가 3.23%인 CNH-SP series 시험체의 실험결과<sup>(7)</sup>를 포락곡선 해석결과와 비교한 것이다. CNH-SP series 시험체의 경우, 가력장치의 변위 용량한계로 인하여 파괴시까지 실험을 수행하지는 못하였으므로 실험종료시까지 축방향철근(8-D25)의 좌굴과 파단은 관찰되지 않았으며 심부콘크리트의 파괴정도도 경미하였다<sup>(7)</sup>. 해석결과에서는

표 1 원형나선철근 및 원형띠철근 기둥 시험체의 주요변수

시험체명	단면지름 [cm]	형상비	$f_{ck}$ [MPa]	$f_y$ [MPa]	$f_{yh}$ [MPa]	$\rho_l$ [%]	$\frac{P}{f_{ck} A_g}$ [%]	심부구속철근			
								형태	간격 [cm]	$\rho_s$ [%]	$\frac{\rho_s}{\rho_{s, code}}$
CN-SP-80-10	40	4.25	27.5	349	360	1.26 (8-D16)	9.9	나선	8.0 (D10)	0.99	1.08
CN-SP-80-20	40	4.25	27.5	349	360	1.26 (8-D16)	20.9	나선	8.0 (D10)	0.99	1.08
CN-SP-80-30	40	4.25	27.5	349	360	1.26 (8-D16)	29.9	나선	8.0 (D10)	0.99	1.08
CNH-SP-60-20	40	4.25	27.5	337	360	3.23 (8-D25)	20.3	나선	6.0 (D10)	1.32	1.35
CNH-SP-80-20	40	4.25	27.5	337	360	3.23 (8-D25)	20.4	나선	8.0 (D10)	0.99	1.01
CNH-SP-100-20	40	4.25	27.5	337	360	3.23 (8-D25)	20.4	나선	10.0 (D10)	0.79	0.86
CH-SP-60-10	40	4.25	50.0	349	360	1.26 (8-D16)	10.3	나선	6.0 (D10)	1.32	0.79
CH1-SP-45-14	40	3.50	60.0	425	412	1.26 (8-D16)	14.1	나선	4.5 (D10)	0.80	0.44
CH1-SPH-45-14	40	3.50	60.0	425	414	1.26 (8-D16)	14.0	나선	4.5 (D6)	1.76	0.97
CN-C0-80-20	40	4.25	27.5	349	360	1.26 (8-D16)	20.5	띠철근 (C0)	8.0 (D10)	0.99	1.08
CN-C2-80-20	40	4.25	27.5	349	360	1.26 (8-D16)	19.8	띠철근 (C2)	8.0 (D10)	0.99	1.08
MS-HT5-N-L2	120	4.00	24.8	332	369	1.01 (40-D19)	6.6	띠철근 (C3)	11.5 (D10)	0.22	0.23
NIST Model No.1	25	3.0	24.1	446	441	1.98 (25-D6)	10.1	나선	0.9 (D3)	1.41	2.15
Kunnath et al.	30.5	4.5	29.0	448	434	2.04 (21-D10)	9.4	나선	1.9 (D4)	0.94	1.17
Kowalsky et al.	45.7	8.0	38.6	477	445	3.62 (30-D16)	28.1	나선	7.6 (D10)	0.99	0.95

·  $f_{ck}$  : 콘크리트 강도, ·  $f_y$  : 축방향철근 항복강도, ·  $f_{yh}$  : 심부구속철근 항복강도, ·  $\rho_s$  : 심부구속철근 체적비

·  $\frac{\rho_s}{\rho_{s, code}}$  : 도로교설계기준(2000)의 심부구속철근비에 대한 사용 심부구속철근비의 비율

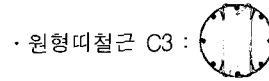
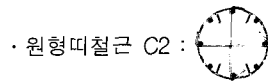
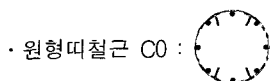




그림 12에 나타난 바와 같이 축방향철근의 파단보다는 콘크리트의 파괴가 먼저 발생하는 것으로 나타났으며, 축방향철근비가 상대적으로 높은 경우에도 파괴 변위에 대한 안전측

인 해석결과로서 실제 시험체의 거동을 비교적 잘 예측할 수 있는 것으로 판단된다.

그림 13(a)는 축방향철근의 항복강도가 349MPa이고 콘크

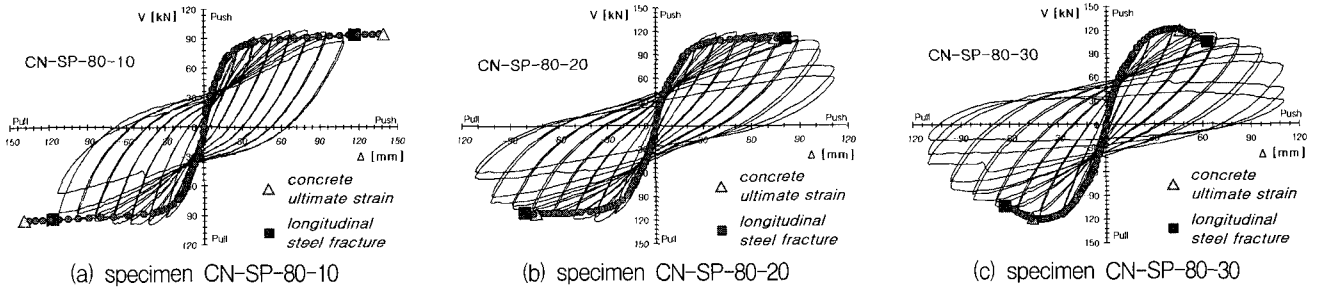


그림 11 해석결과와 실험결과의 비교 - 축력비에 따른 해석결과의 비교

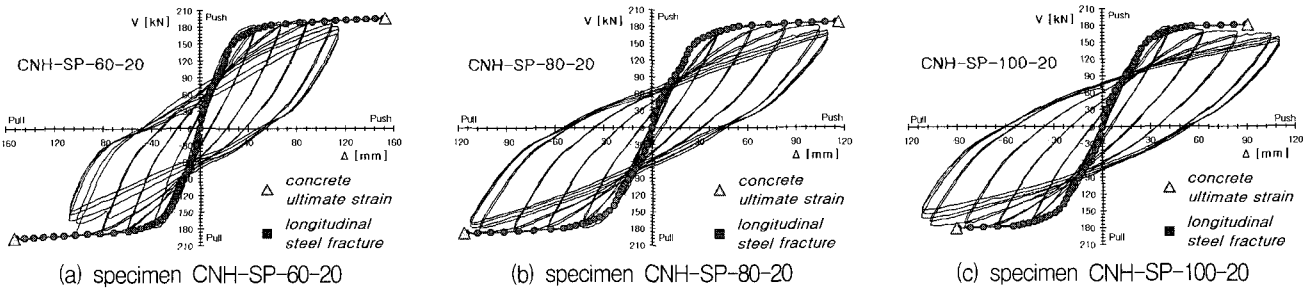


그림 12 해석결과와 실험결과의 비교 - 심부구속철근 간격에 따른 해석결과의 비교

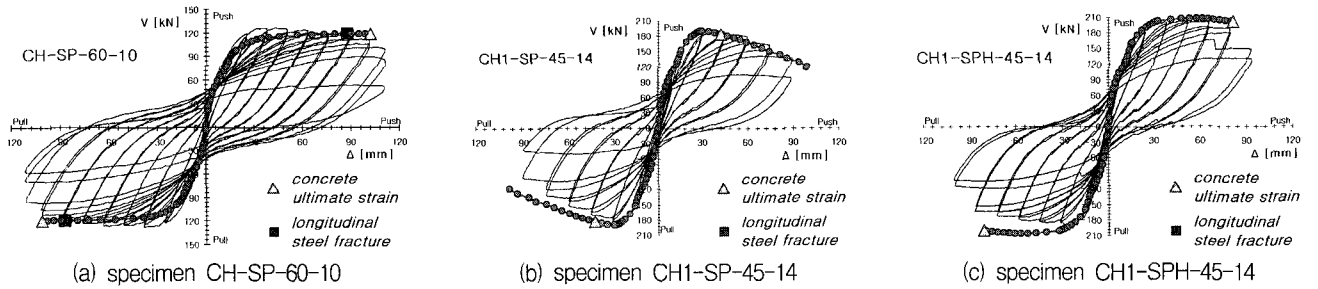


그림 13 해석결과와 실험결과의 비교 - 고강도 콘크리트 기둥에 대한 해석결과의 비교

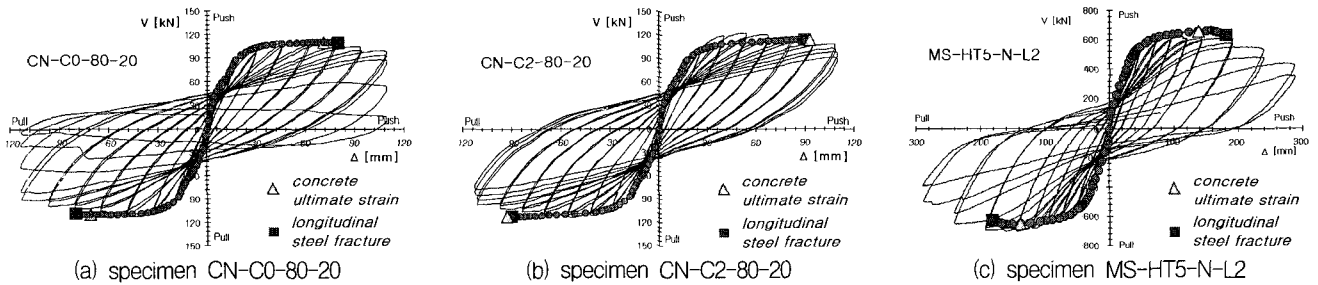


그림 14 해석결과와 실험결과의 비교 - 원형띠철근 상세에 따른 해석결과의 비교

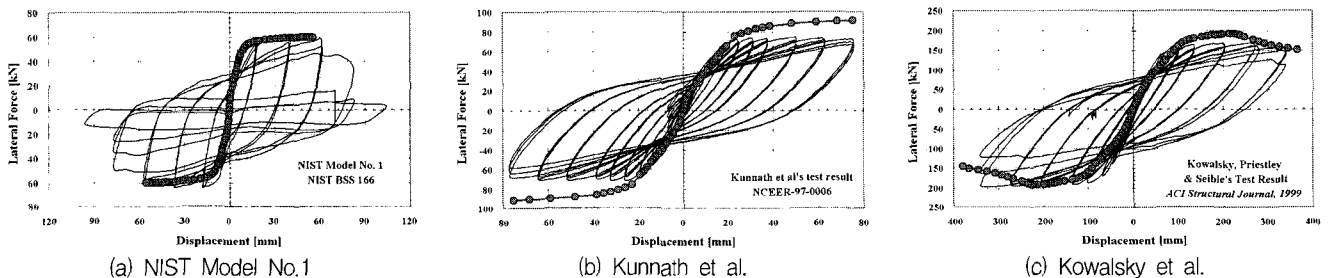


그림 15 해석결과와 실험결과의 비교 - 외국 연구자들의 실험결과

리트 압축강도가 50MPa인 고강도 콘크리트 나선철근 기둥 CH-SP-60-10 시험체(심부구속철근 항복강도 360MPa, 심부 구속철근비 0.0132, 축력비 10.3%)의 실험결과<sup>(9)</sup>를 포락곡선 해석결과와 비교한 것이다. 그림 13(b) 및 (c)는 축방향철근의 항복강도가 425MPa이고 콘크리트 압축강도가 60MPa인 고강도 콘크리트 나선철근 기둥 CH1-SP-45-14(심부구속철근 항복강도 414MPa, 심부구속철근비 0.0079, 축력비 14.1%)와 CH-SPH-45-14 시험체(심부구속철근 항복강도 412MPa, 심부구속철근비 0.0172, 축력비 14.0%)의 해석결과와 실험결과<sup>(10)</sup>를 비교하여 나타낸 것으로서, 철근의 항복강도가 높은 SD40 철근을 사용한 고강도 콘크리트 기둥의 경우에도 해석치와 실험치가 비교적 잘 일치한다.

그림 14(a)는 보강띠철근 없이 원형띠철근만으로 구성된 CN-C0-80-20 시험체의 포락곡선 해석결과를, 그림 14(b)는 십자형의 보강띠철근과 원형띠철근으로 구성된 CN-C2-80-20 시험체의 포락곡선 해석결과를 실험결과<sup>(8)</sup>와 비교한 것으로서, 실험결과에 비하여 비교적 파괴 변위에 대한 안전측의 해석결과를 나타낸다. 그림 14(c)는 실물크기의 원형띠철근(2개의 보강띠철근과 원형띠철근으로 구성) 교각 MS-HT5-N-L2 시험체에 대한 내진성능 실험결과<sup>(12)</sup>와 포락곡선 해석결과를 비교한 것으로서 실물 시험체의 경우에도 시험체의 실제 거동을 잘 예측하고 있으며, 특히 파괴 변위에 대하여 안전측인 해석결과를 제공할 수 있을 것으로 판단된다.

그림 15(a)는 NIST에서 수행된 축소모형 나선철근 기둥 실험결과<sup>(7)</sup>를, 그림 15(b)는 NCEER에서 수행된 Kunnath 등의 나선철근 기둥 실험결과<sup>(17)</sup>를, 그림 15(c)는 Kowalsky 등의 나선철근 기둥 실험결과<sup>(16)</sup>를 포락곡선 해석결과와 비교한 것으로서, 항복 이전의 초기하중 단계의 경우 해석치와 실험치가 비교적 잘 일치하는 것을 알 수 있으며, Kunnath 등의 실험결과에 대하여 항복 이후의 소성구간에서 하중이 다소 과대평가된 해석결과를 나타내고는 있지만, 특히 파괴 변위에 대해서는 비선형해석 프로그램(NARCC)를 사용한 해석결과가 실험결과를 비교적 잘 예측한다.

## 6. 결 론

본 연구는 철근콘크리트 교각의 연성도 평가 및 합리적인 내진설계를 위한 비선형해석 프로그램 개발을 목적으로 수행한 연구로서 연구결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 다양한 재료모델 및 해석기법을 적용한 해석결과와 실험 결과와의 비교 분석을 통하여, 반복 횡하중을 받는 교각의 거동을 합리적으로 예측할 수 있는 것으로 판단되는 재료모델 및 해석기법을 적용한 비선형해석 프로그램(NARCC)를 개발하였다.
- 2) 나선철근 및 원형띠철근으로 구성된 기둥단면의 해석을 위하여 Mander 등이 제안한 구속콘크리트 모델을 일부 수정한 구속콘크리트 모델을 제안하였으며, 원형띠철근 교각이 주류를 이루고 있는 국내의 경우에 원형띠철근의

상세를 고려한 합리적인 해석결과를 제공할 수 있을 것으로 판단된다. 또한, 반복하중의 영향을 고려한 철근의 응력-변형률 곡선 및 축력의 영향을 고려한 철근 부착슬립 모델과 축방향철근의 파단을 축방향철근 한복변형률의 함수로 나타낸 파괴기준을 제안하였다.

- 3) 비선형해석 프로그램(NARCC)를 이용한 해석결과를 국내·외에서 수행된 나선철근 및 원형띠철근 교각의 내진성능 실험결과와 비교, 분석한 결과 콘크리트 강도, 축방향철근 및 심부구속철근 항복강도, 축방향철근비, 심부구속철근량, 축력비, 형상비 등의 변화에 대해 포락선 해석 결과는 실험결과를 비교적 잘 예측하며 축력비 및 콘크리트 강도가 증가할수록 특히 파괴 변위에 대해서 안전측인 해석결과를 제공한다.
- 4) 본 연구에서 개발한 비선형해석 프로그램은 기존 교각 및 신설 교량의 교각에 대한 내진성능평가지 교각의 연성능력을 합리적이면서도 안전측으로 예측할 수 있을 것으로 판단되며, 철근콘크리트 교각에 대한 새로운 내진설계법인 “연성도를 고려한 내진설계법”의 개발에 이용될 수 있을 것이다.

## 감사의 글

본 연구는 지진공학연구센터(KEERC)의 연구비 지원으로 수행되었으며 이에 감사의 뜻을 전합니다.

## 참 고 문 헌

1. 한국도로교통협회, 도로교설계기준, 2000.
2. 김진근, “철근콘크리트의 비선형 거동과 모델링”, 한국콘크리트학회 논문집, 제4권, 제4호, 1992, pp. 15-22.
3. 김태훈, 유영화, 신현목, “지진하중을 받는 철근콘크리트 교각의 비탄성 거동 및 연성능력에 관한 해석적 연구”, 한국지진공학회논문집, 제4권, 제4호, 2000. 12, pp. 37-51.
4. 박종협, 조창백, 박희상, 정영수, “중·약진지역의 원형 내진 RC교각의 내진성능평가”, 2000년도 봄학술발표회 논문집, 한국콘크리트학회, 제12권, 제1호, 2000, pp. 452-457.
5. 손혁수, “심부구속철근 요구량에 따른 철근콘크리트 교각의 내진설계방법에 관한 연구”, 박사학위논문, 영남대학교, 2002. 6.
6. 손혁수, 배성용, 박찬민, 이재훈, “서해대교 PSM교 교각의 내진성능 평가에 관한 실험적 연구”, 2000년도 춘계학술발표회 논문집, 한국지진공학회, 제4권, 제1호, 2000, pp. 319-326.
7. 이재훈, 배성용, 윤석구, “나선철근교각의 내진성능실험”, 대한토목학회논문집, 제21권 1-A호, 2001. 1, pp. 109-121.
8. 이재훈, 석상근, 윤석구, “원형띠철근 교각의 내진성능에 관한 실험적연구”, 대한토목학회논문집, 제22권, 제1-A호, 2002. 1, pp. 159-170.
9. 이재훈, 김광수, 배성용, 윤석구, “고강도콘크리트 나선철

- 근교각의 내진거동특성”, 대한토목학회논문집, 제21권, 제5-A호, 2001. 9, pp. 707-718.
10. 이재훈, 김광수, 배성용, “지진하중에 대한 고강도콘크리트 나선철근교각의 한정연성거동”, 대한토목학회논문집, 제23권, 제3-A호, 2003. 5, pp. 385-395.
  11. 정영수, 이강균, 한기훈, 박중협, “단일주 원형 철근콘크리트 교각의 내진거동에 관한 준정적 실험”, 한국지진공학회논문집, 한국지진공학회, 제3권, 제2호, 1999, pp. 55-65.
  12. 한국도로공사, “고속도로 기존 교량의 유형별 내진성능 평가를 위한 실험적 연구”, 한국도로공사 도로연구소 연구보고서, 중앙대학교, 영남대학교, 서울대학교, 2001.
  13. Assa, B. and Nishiyama, M., “Prediction of Load-Displacement Curve of High-Strength Concrete Columns under Simulated Seismic Loading,” *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 5, 1998, pp. 547-557.
  14. Cheok, G. S. and Stone, William C., “Behavior of 1/6-Scale Model Bridge Columns Subjected to Cycle Inelastic Loading,” *Center for Building Technology, National Engineering Laboratory, National Institute of Standards and Technology*, NBSIR 86-3494, Gaithersburg, Maryland, 20899, 1986, 291 pp.
  15. Dodd L. L. and Restrepo-Posada J. I., “Model for Predicting Cyclic Behavior of Reinforcing Steel,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 3, 1995, pp. 433-445.
  16. Kowalsky, M. J., Priestley, M. J. N., and Seible, F., “Shear and Flexural Behavior of Lightweight Concrete Bridge Columns in Seismic Regions,” *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 1, 1999, pp. 136-148.
  17. Kunnath, Sashi, K., El-Bahy, Ashraf, Taylor, Andrew, and Stone, William, “Cumulative Seismic Damage of Reinforced Concrete Bridge Piers,” *Technical Report NCEER-97-0006*, National Center for Earthquake Engineering Research, 1997, 147 pp.
  18. Lee, J. H., “A Study on Analysis of Unbraced Reinforced Concrete Plane Frames with Slender Columns for Design Purposes,” Ph.D. dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Wisconsin-Madison, U.S.A., 1991.
  19. Macgregor, J. G., Oelhafen, U. H., and Hage, S. E., “A Reexamination of the EI Value for Slender Columns,” *Reinforced Concrete Columns*(SP 50), Detroit, American Concrete Institute, 1975, pp. 1-40.
  20. Maekawa, K., Irawan, P., and Okamura, H., “Three-Dimensional Constitutive Laws of Reinforced Concrete,” *International Conference on Applied Concrete Mechanics*, APCOM, Seoul, Korea, 1996.
  21. Mander, J. B., Priestley M. J. N., and Park R., “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 114, No. 8, 1988, pp. 1804-1826.
  22. Nagi A. Abo-Shadi, M. Saiid Saiidi, and David H. Sanders, “Out-of-Plane Seismic Response of Reinforced Concrete Bridge Pier Walls,” *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 6, 2000, pp. 803-813.
  23. Okamura, H. and Maekawa, K., *Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete*, Japan, 1991, 182 pp.
  24. Park, R. and Paulay T. *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, New York, USA. 1975.
  25. Prakash, V. and Powell, G. H., “Drain-2DX, Drain-3DX and Drain-Building: Base Program Design Documentation,” UCB/SEMM-93/16, University of California, Berkeley, 1993.
  26. Shima, H., Chou, L., and Okamura, H., “Micro and Macro Models for Bond behavior in Reinforced Concrete,” *Journal of the Engineering, University of Tokyo(B)*, Vol. 39, No. 2, 1987, pp. 133-194.
  27. Stone, William C. and Cheok, Geraldine S., “Inelastic Behavior of Full-Scale Bridge Columns Subjected to Cyclic Loading,” *NIST BSS 166*, Building Science Series, Center for Building Technology, National Engineering Laboratory, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland, 20899, January 1989, 252 pp.
  28. Valles, R. E., Reinhorn, A. M., Kunnath S. K., Li, C., and Madan, A., “IDARC2D, Version 4.0: A Computer Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings,” NCEER-96-0010, State University of New York at Buffalo, 1996.
  29. Watson, S., Zahn, F. A., and Park, R., Confining Reinforcement for Concrete Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 6, 1994, pp. 1798-1824.
  30. Wehbe, N., Saiidi, M., Sanders, D., and Douglas, B., Ductility of Rectangular Reinforced Concrete Bridge Columns with Moderate Confinement, *Technical Report NCEER-96-0003*, NCEER, State University of New York at Buffalo, 1996.