

지진하중을 받는 철근콘크리트 교각의 비탄성 거동 및 연성능력에 관한 해석적 연구

Analytical Study on Inelastic Behavior and Ductility Capacity of Reinforced Concrete Bridge Columns Subjected to Seismic Load

김 태 훈*
Kim, Tae Hoon

유 영 화**
Yoo, Young Hwa

신 현 목***
Shin, Hyun Mock

국문요약

이 연구는 지진 시 철근콘크리트 교각의 비탄성 거동 및 연성능력을 해석적으로 파악하는데 그 목적이 있다. 재료적 비선형성에 대해서는 균열콘크리트에 대한 인장, 압축, 전단모델과 콘크리트 속에 있는 철근모델을 조합하여 고려하였다. 이에 대한 콘크리트의 균열 모델로서는 분산균열모델을 사용하였다. 두께가 서로 다른 부재간의 접합부에서 단면강성이 급변하기 때문에 생기는 국소적인 불연속 변형을 고려하기 위한 경계면요소를 도입하였다. 또한, 축방향철근 및 횡방향 구속철근의 유무 및 그 양 등에 따른 구속효과를 적절히 표현할 수 있는 해석모델을 개발하였다. 본 연구에서는 철근콘크리트 교각의 비탄성 거동 및 연성능력의 파악을 위해 제안한 해석기법을 신뢰성 있는 연구자의 실험결과와 비교하여 그 타당성을 검증하였다.

주요어 : 비탄성 거동, 연성능력, 분산균열, 불연속변형, 경계면요소, 구속효과

ABSTRACT

The purpose of this study is to find inelastic behavior and ductility capacity of reinforced concrete bridge columns under earthquake. Material nonlinearity is taken into account by comprising tensile, compressive and shear models of cracked concrete and a model of reinforcing steel. The smeared crack approach is incorporated. In boundary plane at which each member with different thickness is connected, due to the abrupt change in their stiffness local discontinuous deformation can be taken into account by introducing interface element. Also an analytical model is developed to express the confining effects of lateral tie which depend on the existence or nonexistence and the amounts of transverse confinement, etc. The proposed numerical method for inelastic behavior and ductility capacity of reinforced concrete bridge columns will be verified by comparison with reliable experimental results.

Key words : inelastic behavior, ductility capacity, smeared crack, discontinuous deformation, interface element, confining effects

1. 서 론

세계적으로 지진의 규모와 빈도 및 그로 인한 피해가 증가 추세에 있는 현 상황에서 지진으로 인한 기반시설과 인명의 피해를 최소화 또는 방지하기 위해서는 구조물의 역학적 거동

을 올바르게 예측하는 방법이 시급히 필요한 실정이다.

우리 나라에서도 지진 발생빈도와 그로 인한 피해 가능성이 증가하면서, 신축 또는 기존 구조물의 지진거동 파악 및 내진 설계 등에 많은 노력과 비용이 투입되고 있다.

강한 지진을 받는 구조물은 대부분 비탄성 거동을 보이게 되며 이런 경우 구조물이 효과적으로 저항하도록 하기 위해서는 적절한 강도와 연성을 확보해야 한다. 현행 내진설계 규준은

* 학생회원 · 성균관대학교 토목환경공학과, 박사과정

** 정회원 · 경기대학교, 겸임교수

*** 정회원 · 성균관대학교 토목환경공학과, 교수

본 논문에 대한 토의를 2001년 2월 29일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

이러한 요구를 충족시키기 위해 각 단위부재 및 접합부에서의 상세설계를 규정함으로써 부재수준에서 뿐만 아니라 구조물 전체의 연성거동을 구현하고 있다. 구조물의 효율적인 연성거동을 유도하기 위한 설계기준들은 주로 단위부재의 실험결과에 의존하여 검증, 수립되기 때문에 구조물 전체의 거동을 예측하는 데는 부적합하며 전체거동에 대한 분석은 해석적인 방법을 통하여 이루어질 수밖에 없다. 따라서 지진하중 같은 반복하중을 받는 철근콘크리트 부재의 전체거동에 대한 적절한 해석기법의 개발이 이루어진다면, 해석적인 방법에 의해서 철근콘크리트 부재의 균열발생에서 파괴에 이르기까지의 거동을 예측함으로써 실제 철근콘크리트 교각의 지진응답특성의 파악과 내진설계 및 검토 등에 충분히 활용될 수 있을 것이다.

이 연구는 지진하중 같은 반복하중을 받는 철근콘크리트 교각에 대한 비선형 이력거동 및 연성능력을 해석적으로 예측할 수 있는 기법을 제시하는데 그 목적이 있다. 철근콘크리트 부재의 거동은 콘크리트의 균열, 철근의 항복, 철근과 콘크리트의 부차작용 및 균열 면에서의 전단전달효과 등과 같은 재료적인 특성에 크게 지배되기 때문에, 이를 해석적으로 예측하기 위해서는 각각의 재료적인 특성을 정확하고 신뢰성 있게 표현할 수 있는 재료모델의 구축이 선행되어야 하며 이러한 요소수준의 재료모델은 유한요소법을 이용한 부재수준의 검증을 통하여 그 적용성을 확인 할 필요가 있다. 이 연구에서 대상으로 하고 있는 철근콘크리트 교각 등과 같은 구조물은 보, 기둥, 기초 등 서로 다른 종류의 부재들로 이루어져 있기 때문에 기둥과 기초부 등의 경계면에는 철근의 정착슬립(anchorage slip) 등의 불연속 변위가 발생하게 되는데 이러한 변위는 구조물의 강도에는 큰 영향을 미치지 않지만 구조물 전체 변위의 약 30%에 달하고 있다.⁽¹⁾ 따라서 구조물의 연성능력을 올바르게 평가하기 위해서는 부재 경계면에서의 불연속 변위를 무시할 수 없으며 이를 고려하기 위한 경계면요소(interface element)의

개발이 필요하다. 이 연구에서는 저자들에 의하여 기 보고된 반복하중을 받는 철근콘크리트 부재의 역학거동에 관한 연구⁽²⁾에 사용된 경계면요소를 수정·보완하여 철근콘크리트 교각의 연성능력을 예측하기 위한 해석기법을 제시하고자 한다.

2. 철근콘크리트의 비선형 재료모델

철근콘크리트는 복합재료이며, 재료의 비선형성은 타구조재료에 비해 극히 복잡하다. 특히 균열발생후의 비선형성은 현저하게 나타나며, 이러한 재료적 비선형성에 대해서는 철근콘크리트 요소의 직교 이방성의 가정에 따라, 균열 직각방향으로 콘크리트가 부담하게 되는 인장응력을 고려하기 위한 인장강성모델과 균열방향으로의 압축강성 저하를 고려하기 위한 압축강성모델 및 균열면에서의 전단전달효과를 고려하기 위한 전단전달모델을 각각 적용한다.

이 재료모델은 저자들에 의하여 기 보고된 논문⁽³⁾에 자세히 수록되어 있으며 여기서는 그 개요에 대하여 간단히 기술하기로 한다.

2.1 균열의 취급

철근콘크리트 부재의 변형거동은 해석에 사용되는 균열모델에 크게 영향을 받는다. 유한요소법을 사용한 해석에서 사용되는 균열모델은 크게 분산균열모델과 이산균열모델로 대별된다. 철근콘크리트 부재의 경우 철근이 직교 배근되어 있고 다수의 균열이 분포되어 발생하는 것이 보통이므로 개개 균열의 발생이나 진전정보보다는 부재 전체의 거동을 표현할 수 있는 분산균열모델을 사용하는 것이 바람직하다.

분산균열모델은 고정균열모델과 회전균열모델로 나누어 볼 수 있다.⁽⁴⁾ 본 연구에서는 제 2 균열의 발생을 제 1 균열과 직교방향으로 발생하도록 제한하여 콘크리트의 강성이 과대평가되는 직교 고정균열모델⁽⁵⁾과 달리, 제 2 균열의 방향을 실제 주응력의 방향과 직각으로 발생하도록 함으로써 콘크리트의 강성을 보다 사

실적으로 평가할 수 있으며 반복하중시에도 기억하여야 할 하중이력의 용량을 줄일 수 있는 장점이 있는 비직교 고정 균열모델을 채택하였다.

2.2 균열발생전의 콘크리트 모델

콘크리트에 균열이 발생하기 전의 역학모델은 이축응력상태에 대한 탄소성파괴모델의 기본개념으로 표현할 수 있다. 이 모델에 의하면 콘크리트의 응력상태를 콘크리트의 초기탄성계수, 파괴 파라미터 및 등가의 소성변형률의 함수로 이루어진 등가응력-등가변형률 관계로 표현하고 있어서 임의의 하중이력에 대해서도 그 적용성이 높다.⁽³⁾

2.3 균열발생후의 콘크리트 모델

2.3.1 균열직각방향의 인장강성모델

콘크리트는 균열이 발생한 후에도 철근과 콘크리트의 부착작용에 의해서 균열면의 직각방향으로 응력의 일부분을 부담한다. 이와 같은 균열직각방향의 인장강성효과를 고려하기 위해서, 철근콘크리트부재의 일축인장실험을 기초로 한 실험식⁽⁶⁾을 Okamura등이 균열직각방향의 인장변형률의 함수로써 제안한 부착모델을 기본적으로 적용한다. 다만, 이 연구에서는 부착모델의 적용을 균열직각방향에 대하여 적용하지 않고 원실험식에서와 같은 조건인 철근의 축방향에 대하여 적용함으로써 원실험식에 충실하도록 하였다(Fig. 1).

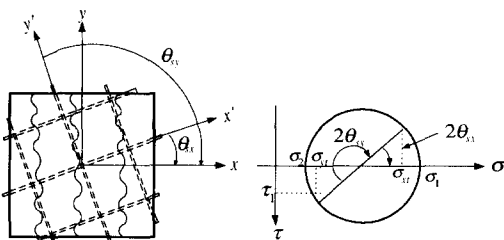


Fig. 1 Tensile stress evaluation of concrete normal to crack

2.3.2 균열평행방향의 압축강성모델

균열이 발생한 콘크리트는 균열이 없는 콘크리트에 비해서 강성이 작아진다는 사실은 이미 여러 연구자들⁽⁷⁾에 의해서 규명된 바가 있다. 균열이 발생한 콘크리트의 압축강성모델은 균열 발생 전의 탄소성파괴모델을 기본적으로 채용하였으며 균열직각방향으로의 인장변형률의 함수로 표현되는 강성저하 파라미터(ω)를 곱하여 강성의 저감을 고려함으로써 압축강성모델의 일관성을 유지하였다.⁽³⁾

2.3.3 균열면에서의 전단전달모델

균열면에서의 골재의 맞물림 효과로 인한 전단응력의 전달효과는 접촉면 밀도함수에 근거하여 고려한 Li · Maekawa의 접촉면 밀도함수에 근거한 콘크리트 균열면에서의 응력전달 구성식을 기본적으로 채용하여 해석결과에 영향을 주지 않으면서 유한요소법에 적용하기가 용이하도록 저자 등이 수정한 전단전달모델을 적용하였다.⁽³⁾

2.4 철근콘크리트에 대한 철근모델

콘크리트 속의 철근에 대한 항복후 거동은 철근만의 특성과 함께 부착효과 등이 동시에 고려되어야 한다. 콘크리트 속의 철근응력은 일정하지 않고 균열면에서 최대가 된다. 철근의 응력-변형률 관계가 탄성영역에 있는 경우에는 철근만의 구성모델을 적용하면 된다. 그러나, 균열면에서 철근이 최초로 항복하게 되면 철근의 평균응력-평균변형률 관계는 더 이상 탄성관계가 성립하지 않는다. 균열부분을 제외하면 철근의 응력은 항복응력보다 작기 때문에, 철근만의 응력-변형률 관계에서 볼 수 있는 항복고원현상은 나타나지 않으며 즉시 변형률 경화현상을 보인다. 이 연구에서는 포락선부분에 대한 철근의 항복후 거동을 일정한 변형률 경화율을 갖는 것으로 저자 등이 제안한 trilinear 모델을 사용하여 고려하였다.⁽³⁾

2.5 횡방향 철근의 구속효과

횡방향으로 배근된 구속철근은 콘크리트의 극한강도와 극한변형률을 크게 증가시키는 효과를 가져다준다(Fig. 2). 이와 같이 증가된 콘크리트의 강도와 변형률로 인해서 지진하중 등과 같은 반복하중을 받는 경우에 콘크리트의 부재는 구속되지 않은 경우에 비해서 우수한 연성능력 및 복원력특성을 나타낸다. 구속된 콘크리트의 압축강성을 표현하기 위한 압축응력-압축변형률 관계에 대해서는 많은 연구자들^{(8),(9)}이 제안한 모델이 있으며, 본 연구에서는 콘크리트의 단면형상에 관계없이 적용할 수 있고, 종방향 철근 및 구속철근의 양, 구속철근의 항복강도 및 배근형태 등을 고려할 수 있도록 한 Mander 등의 제안모델⁽⁸⁾을 채택하였다.⁽¹⁰⁾

2.6 콘크리트 crushing 이후의 효과

Crushing이 발생한 콘크리트의 역학적 특성은 이미 여러 연구자들에 의해서 규명된 바가 있다. 본 연구에서는 콘크리트 crushing 이후의 효과를 Kent 등⁽¹¹⁾에 의해 제안된 해석모델을 수정하여 고려하였다(Fig. 3). 또한, crushing이 발생한 콘크리트의 안에 있는 철근의 좌굴거동은 최종적인 내력저하의 원인이 된다. 철근을 둘러싸고 있는 콘크리트에 crushing이 발생하면 철근이 좌굴을 하였다고 판단하였으며 좌굴시의 철근의 응력은 crushing이 발생한 콘크리트에서와 같이 좌굴을 무시하고 구한 철근 응력의 20%를 취하였다.⁽¹⁰⁾

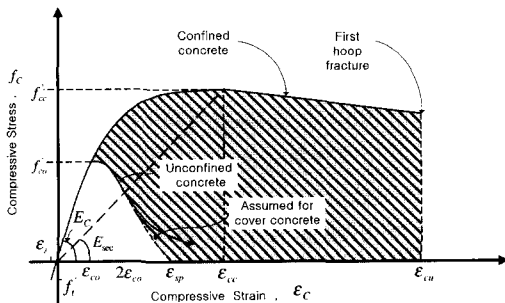


Fig. 2 Stress-strain model proposed for confined and unconfined concrete

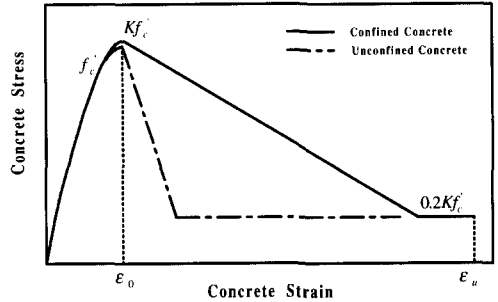


Fig. 3 Stress-strain relation for confined and unconfined concrete

3. 경계면요소의 모델

철근콘크리트 부재중 두께가 서로 다른 부재간의 접합부에서는 단면강성이 급변함에 따라 철근의 정착슬립(anchorage slip)이나 접합면의 미끄러짐, 접합면의 관입 등의 국소적인 불연속 변위가 집중하기 때문에 이를 해결하기 위한 경계면요소(interface element)를 도입할 필요가 있다.

3.1 경계면 직각방향에 대한 모델

3.1.1 철근의 정착슬립(anchorage slip) 모델

기초로부터의 철근의 정착슬립 관한 해석모델은 Shima 등이 제안하고 있는 정착길이가 긴 경우의 철근의 변형률-슬립(slip) 관계식⁽¹²⁾을 기본적으로 사용하였다.

$$\text{철근항복전, } s = \epsilon_s \cdot (2 + 3500 \cdot \epsilon_s) \quad (1)$$

$$\text{철근항복후, } s = 0.0047 \cdot (f_u - f_y)(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + s_y/2 \quad (2)$$

여기서, s 는 $\left(\frac{\text{Slip}}{D}\right) \left(\frac{f'_c}{200}\right)^{2/3}$, D 는 철근의 직경, f'_c 는 콘크리트의 일축압축강도, ϵ_s 는 철근의 변형률, f_u 는 철근의 인장강도, f_y 는 철근의 항복강도, ϵ_{sh} 는 철근의 변형률 경화가 시작될 때의 변형률 그리고 s_y 는 $\epsilon_y \cdot (2 + 3500 \cdot \epsilon_y)$ 이다.

이 관계식은 정착길이가 비교적 긴 경우에

철근의 변형률-슬립 관계를 규명한 실험식이므로 철근의 축방향응력-부착응력과의 관계식을 구할 필요가 없이 직접 경계면요소의 모델로 사용할 수 있는 장점이 있다.

반복하중을 받는 철근콘크리트 부재에는 높은 인장응력, 압축응력 및 전단응력을 번갈아 받는 경우가 일반적이므로 그러한 부분의 콘크리트는 손상을 입게 되며, 부착력의 저하가 발생한다. 이 연구에서는 Shima 등의 제안모델에 부착력의 저하구간을 설정하고 철근의 직경, 철근의 항복강도 및 콘크리트의 강도를 파라미터로 하여 많은 경우에 대한 해석결과로부터 수정 제안된 철근의 변형률-슬립(slip) 관계를 적용하였다(Fig. 4).

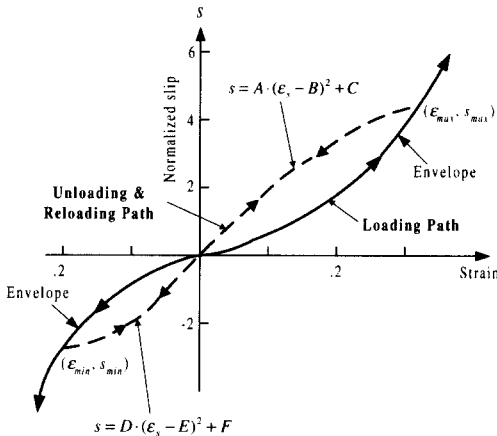


Fig. 4 Strain-slip relationship of reinforcement

1) 재하시(loading)

$$\text{철근항복전, } s = \epsilon_s \cdot (6 + 3500 \cdot \epsilon_s) \quad (3)$$

철근항복후,

$$s = 0.007 \cdot (f_u - f_y)(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + s_y/2 + 0.06$$

$$s \leq 0.02 \cdot (f_u - f_y)(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + s_y \quad (4)$$

여기서, s_y 는 $\epsilon_y \cdot (6 + 3500 \cdot \epsilon_y)$ 이다.

2) 제하 및 재재하(unloading and reloading)

$$s = A \cdot (\epsilon_s - B)^2 + C \quad (5)$$

$$s = D \cdot (\epsilon_s - E)^2 + F \quad (6)$$

여기서, A 는 $-\frac{C}{B^2}$, B 는 $e_{\max} + e_{res} + e_3$, C 는 $s_{\max} + \frac{s_{\max} \cdot e_3^2}{(e_{\max} + e_3)^2 - e_3^2}$, e_{\max} 는 철근의 최대탄성변형률, e_{res} 는 철근의 잔류변형률, s_{\max} 는 최대슬립, D 는 $\frac{F}{E^2}$, E 는 $e_{\min} + e_{res} - e_3$, F 는 $s_{\min} + \frac{s_{\min} \cdot e_3^2}{(e_{\min} - e_3)^2 - e_3^2}$, e_{\min} 는 철근의 최소탄성변형률, s_{\min} 는 최소슬립 그리고 e_3 는 $\frac{3}{3500}$ 이다.

3.1.2 압축부 관입 모델

두께가 서로 다른 부재의 경계면에 압축력이 작용하면 두께가 큰 부재는 깊이방향에 따라 3차원적으로 압축응력의 크기가 변화하게 된다. 이 연구에서는 3차원적인 응력 분포에 의해 부가되는 경계면에서의 관입을 2차원 해석으로 고려하기 위해서, 경계면이 가상의 높이 h_i 를 갖고 압축응력에 저항하여 경계면이 변형한다고 가정함으로써 3차원적인 응력분포의 영향을 간접적으로 고려하였다(Fig. 5).

콘크리트의 압축강성에 대한 모델은 부재의 재료모델과 같이 탄소성과파괴모델을 구속효과를 고려할 수 있도록 수정하여 적용하였다. 다만, 경계면에는 실제의 부재 두께는 존재하지 않으므로 경계면에서의 압축과피는 발생하지 않는다고 가정하였다. 위의 가정으로부터 경계면의 압축응력 σ_c 와 변위 ω 와의 관계는 탄소성과피 모델의 압축변형률 ϵ 를 경계면에서의 압축변위 ω 로 치환하면 다음 식과 같이 표현할 수 있다.

$$\sigma_c = E_0 K_0 (\epsilon - \epsilon_p)$$

$$= E_0 K_0 \frac{(\omega - \omega_p)}{h_i}$$

$$= K E_0 K_0 (\omega - \omega_p) \quad (7)$$

여기서, $K E_0$ 는 경계면의 초기압축강성, ω 와

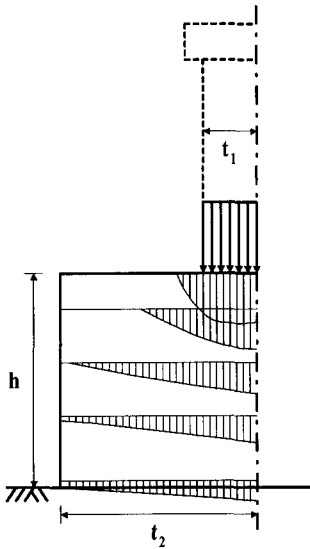


Fig. 5 Three-dimensional effect of interface for compression

ω_p 는 압축변위와 소성변위 그리고 K_0 는 파괴 파라미터를 나타낸다.

3.2 경계면의 전단전달 모델

경계면에서의 전단변형은 일반적으로 경계면에서의 미끄러짐에 의한 변형을 나타낸다. 그러나, 부재 두께가 서로 다른 부재의 경계면에서는 국소적인 응력집중이 발생하기 때문에 이로 인한 변형이 부가된다. 따라서, 본 연구에서는 경계면의 전단변형 δ 를 경계면에서의 미끄러짐 δ_{cr} 과 국소적인 응력에 의해 부가된 전단변형 δ_m 과의 합으로써 고려하였다. 경계면의 전단응력 τ_c 와 전단변위 δ 와의 관계는 Li · Maekawa의 접촉면 밀도함수⁽¹³⁾에 근거한 콘크리트 균열면에서의 응력전달 구성식을 수정하여 사용하였으며 다음 식으로 나타낼 수 있다.

$$\tau_c = K_{sf} \delta \quad (8)$$

$$\sigma_c = -\frac{f_{sk}}{2} \left[\frac{\pi}{2} - \tan^{-1}\left(\frac{1}{\beta}\right) - \frac{\beta}{1+\beta^2} \right] \quad (9)$$

여기서, K_{sf} 는 경계면의 전단강성, σ_c 는 경

계면의 압축응력, f_{sk} 는 $18 f_c^{\frac{1}{3}}$ 그리고 β 는 $\sqrt{\tau_c / (f_{sk} - \tau_c)}$ 이다.

4. 철근콘크리트 교각의 연성능력

지진하중에 의하여 구조물에 입력된 에너지는 구조부재의 변형에 의하여 변형에너지로 소산되므로 충분한 연성도의 확보가 필요한 것이다.

구조물의 내진안전성 확보를 위해서는 예상되는 지진에 대한 성능요구량에 비해 구조물이 보유한 내진능력이 커야 한다. 현행 내진설계는 강도에 기초한 설계로써, 구조물의 연성능력은 구조시스템에 따라 결정되는 반응수정계수의 형태로 설계에 반영된다. 이는 구조물이 그만큼의 연성능력을 보유하고 있다는 가정에서 내진설계가 진행된다는 것을 의미한다.

지진하중을 받는 구조물의 비탄성 변형수준의 척도인 변위연성도는 일반적으로 다음 식으로 정의된다.

$$\mu = \frac{\delta_{ultimate}}{\delta_{yield}} \quad (10)$$

여기서, δ_{yield} 는 시스템의 항복변위이고 $\delta_{ultimate}$ 는 시스템의 극한변위를 의미한다.

실험에서 시스템의 항복변위와 극한변위를 정량적으로 평가하기가 어렵기 때문에 하중-변위곡선으로부터 Fig. 6에서와 같은 간접적인 방법이 일반적으로 사용된다.⁽¹⁴⁾ 즉, 먼저 하중-변위곡선으로부터 시스템의 수평 저항능력이 최대 내력에 비하여 15%정도 저하되었을 때의 변위를 극한변위로 정의하며, 항복변위는 하중-변위곡선의 원점과 최대 내력의 75%에 달하였을 때의 변위점을 이은 직선이 최대 내력점에 도달하였을 때의 수평변위로 정의한다.

유한요소해석의 해석결과는 최대 내력과 변위뿐 아니라 내부의 응력 및 변형률의 정보도 갖고 있으므로 실험에서와 같은 방법으로 항복변위 및 극한변위를 평가하는 것은 효율적인 방법이라 할 수 없다. 따라서 이 연구에서는 이들

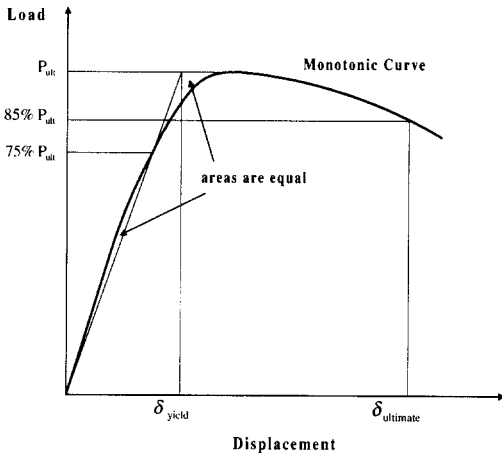


Fig. 6 Definition of yield and ultimate levels

변위를 직접적인 방법으로 평가하였다. 즉, 항복변위는 시스템 내의 위험단면의 가우스 적분점에서의 철근의 평균변형률의 1.5배에 도달하였을 때의 기준점의 수평변위로, 극한변위는 위험단면의 가우스 적분점에서의 철근 또는 콘크리트의 변형률이 각각의 파괴기준 변형률에 도달하였을 때의 기준점의 수평변위로 정하였다. 이때 파괴기준은 크게 콘크리트의 압축파괴와 전단압축파괴, 그리고 철근의 인장파괴로 나누어 볼 수 있으며 이러한 파괴기준을 정리하여 Table 1에 나타내었다. 다만, 앞의 시스템의 항복변위는 특정요소의 철근의 항복을 의미하기 보다는 전체구조계로서의 항복을 의미하고 있

Table 1 Failure criterion

| Item | | Failure criterion (ϵ_{yk}) |
|----------|---------------------|---|
| Concrete | Compressive - shear | $0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{sm}}{f_{cc}}$ |
| Steel | Tensile | 0.10 |

* ρ_s = transverse confining steel ratio; f_{yh} = yield stress of the confining steel

ϵ_{sm} = steel strain at maximum tensile stress; f_{cc} = confined concrete compressive strength

고, 실제의 구조물에 적용할 경우 항복변위시 위험단면의 철근은 이미 항복한 후 이기 때문에 유한요소해석을 통한 직접적인 방법에서도 이를 고려하여 정하였다.

5. 수치예제 및 고찰

이 연구에서 제안한 해석기법과 모델의 타당성을 검증하기 위해서 Fig. 7~Fig. 9에 나타난 것과 같은 실험체⁽¹⁵⁾⁽¹⁷⁾를 선정하였으며 실험체의 재료물성은 Table 2, 3과 같다. 검증용으로 사용된 이들 실험체는 해석모델의 적용범위를 넓히기 위하여 연성능력에 크게 영향을 미칠 것으로 판단되는 인자인 축력비는 0~20%, 종방향철근비는 0.95%~3.80%, 횡방향철근비는 0~1.02%, 그리고 전단스팬비(a/d)는 1.5~5.4로 광범위하게 분포된 총 48개의 교각실험체로서 파괴모드는

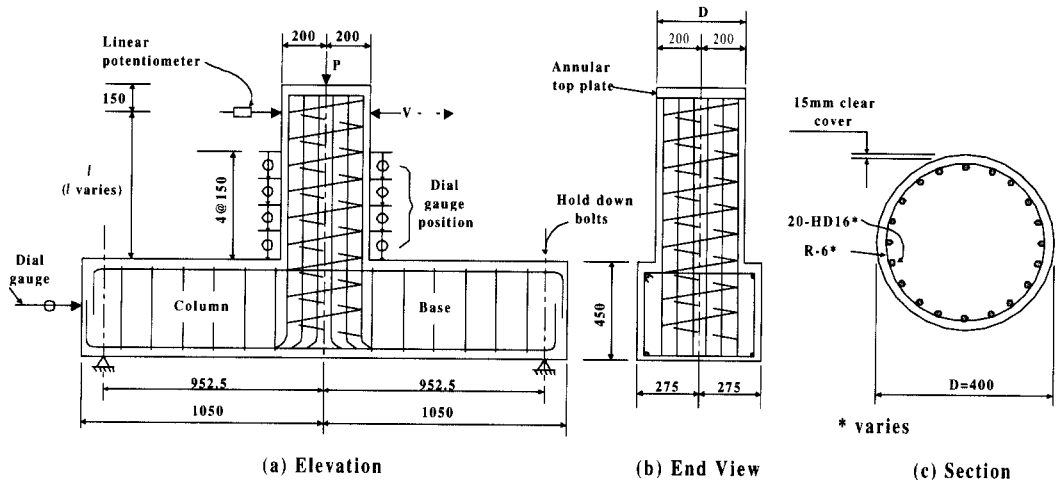


Fig. 7 Column unit dimensions

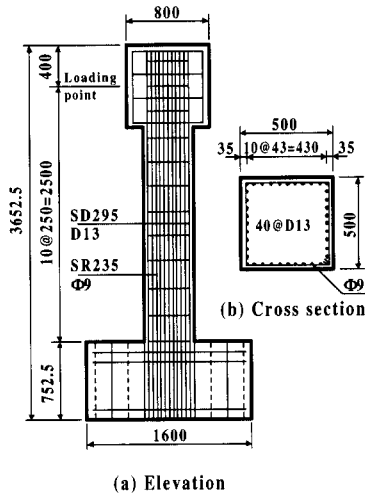


Fig. 8 Dimensions of specimen

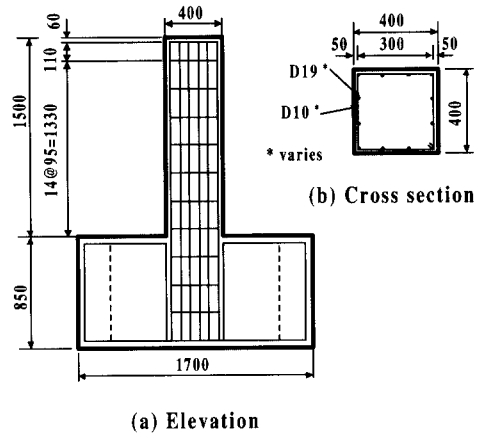


Fig. 9 Dimensions of specimen

Table 2 Column unit details and material strengths

| Unit | Aspect ratio, MVD | $\frac{P}{f_c A_g}$ | f'_c (MPa) | Longitudinal reinforcement | | | Transverse reinforcement | | | |
|------|-------------------|---------------------|--------------|----------------------------|----------|----------------|--------------------------|--------|-------------------------|----------------|
| | | | | Quantity | ρ_l | f_{yl} (MPa) | d_b (mm) | s (mm) | $\rho_s \times 10^{-3}$ | f_{yh} (MPa) |
| 1 | 2.0 | 0 | 37.5 | 20-HD16 | 0.0320 | 436 | 6 | 60 | 5.094 | 328 |
| 2 | 2.0 | 0 | 37.2 | 20-D16 | 0.0320 | 296 | 6 | 60 | 5.094 | 328 |
| 3 | 2.5 | 0 | 36.0 | 20-HD16 | 0.0320 | 436 | 6 | 60 | 5.094 | 328 |
| 4 | 2.0 | 0 | 30.6 | 20-HD16 | 0.0320 | 436 | 10 | 165 | 5.146 | 316 |
| 5 | 2.0 | 0 | 31.1 | 20-HD16 | 0.0320 | 436 | 6 | 40 | 7.642 | 328 |
| 6 | 1.5 | 0 | 30.1 | 20-HD16 | 0.0320 | 436 | 6 | 60 | 5.094 | 328 |
| 7 | 2.0 | 0 | 29.5 | 20-HD16 | 0.0320 | 448 | 6 | 80 | 3.821 | 372 |
| 8 | 2.0 | 0.2 | 28.7 | 20-HD16 | 0.0320 | 448 | 6 | 30 | 10.189 | 372 |
| 9 | 2.5 | 0.2 | 29.9 | 20-HD16 | 0.0320 | 448 | 6 | 30 | 10.189 | 372 |
| 10 | 2.0 | 0.2 | 31.2 | 20-HD16 | 0.0320 | 448 | 12 | 120 | 10.189 | 332 |
| 11 | 2.0 | 0.2 | 29.9 | 20-HD16 | 0.0320 | 448 | 6 | 60 | 5.094 | 372 |
| 12 | 1.5 | 0.1 | 28.6 | 20-HD16 | 0.0320 | 436 | 6 | 30 | 10.189 | 328 |
| 13 | 2.0 | 0.1 | 36.2 | 20-HD16 | 0.0320 | 436 | 6 | 30 | 10.189 | 326 |
| 14 | 2.0 | 0 | 33.7 | 9-HD24 | 0.0324 | 424 | 6 | 60 | 5.094 | 326 |
| 15 | 2.0 | 0 | 34.8 | 12-HD16 | 0.0192 | 436 | 6 | 60 | 5.094 | 326 |
| 16 | 2.0 | 0.1 | 33.4 | 20-HD16 | 0.0320 | 436 | 6 | 60 | 5.094 | 326 |
| 17 | 2.5 | 0.1 | 34.3 | 20-HD16 | 0.0320 | 436 | 6 | 60 | 5.094 | 326 |
| 18 | 1.5 | 0.1 | 35.0 | 20-HD16 | 0.0320 | 436 | 6 | 60 | 5.094 | 326 |
| 19 | 1.5 | 0.1 | 34.4 | 20-HD16 | 0.0320 | 436 | 6 | 80 | 3.821 | 326 |
| 20 | 1.75 | 0.175 | 36.7 | 20-HD16 | 0.0320 | 482 | 6 | 80 | 3.821 | 326 |
| 21 | 2.0 | 0 | 33.2 | 20-HD16 | 0.0320 | 436 | 6 | 80 | 3.821 | 326 |
| 22 | 2.0 | 0 | 30.9 | 20-HD16 | 0.0320 | 436 | 10 | 220 | 3.859 | 310 |
| 23 | 2.0 | 0 | 32.3 | 20-HD16 | 0.0320 | 436 | 12 | 160 | 7.642 | 332 |
| 24 | 2.0 | 0 | 33.1 | 20-HD16 | 0.0320 | 436 | 10 | 110 | 7.719 | 310 |
| 25 | 1.5 | 0 | 32.8 | 20-D16 | 0.0320 | 296 | - | - | - | - |

Table 3 List of specimens

| Specimen number | Specimen height (m) | Concrete compressive strength (MPa) | Yield of steel bar (MPa) | | Shear span ratio (h/d) | Long. rein. ratio | Tran. rein. ratio | Axial stress (MPa) |
|-----------------|---------------------|-------------------------------------|--------------------------|-------|------------------------|-------------------|-------------------|--------------------|
| | | | Long. | Tran. | | | | |
| P-10 | 2.50 | 31.3 | 308.3 | 272.2 | 5.4 | 0.0203 | 0.0010 | 0 |
| P-11 | 2.50 | 32.1 | 308.3 | 272.2 | 5.4 | 0.0203 | 0.0020 | 0 |
| P-13 | 2.50 | 32.8 | 308.3 | 272.2 | 5.4 | 0.0203 | 0.0031 | 0 |
| P-17 | 1.75 | 33.1 | 308.3 | 272.2 | 3.8 | 0.0203 | 0.0010 | 0 |
| P-56 | 2.50 | 42.5 | 369.7 | 370.2 | 5.4 | 0.0203 | 0.0010 | 0.49 |
| P-57 | 2.50 | 40.0 | 369.7 | 370.2 | 5.4 | 0.0203 | 0.0010 | 0.98 |
| P-58 | 2.50 | 39.2 | 369.7 | 370.2 | 5.4 | 0.0203 | 0.0010 | 1.96 |
| I-1 | 1.50 | 32.4 | 380.8 | 330.1 | 4.0 | 0.0095 | 0.0036 | 1.47 |
| I-2 | 1.50 | 32.8 | 342.3 | 330.1 | 4.0 | 0.0215 | 0.0036 | 1.47 |
| I-3 | 1.50 | 32.8 | 316.5 | 330.1 | 4.0 | 0.0380 | 0.0036 | 1.47 |
| I-4 | 1.50 | 32.5 | 342.3 | 366.8 | 4.0 | 0.0215 | 0.0024 | 1.47 |
| I-5 | 1.50 | 32.8 | 342.3 | 366.8 | 4.0 | 0.0215 | 0.0016 | 1.47 |
| I-6 | 1.50 | 32.5 | 342.3 | 330.1 | 4.0 | 0.0215 | 0.0029 | 1.47 |
| I-7 | 1.50 | 32.5 | 342.3 | 366.8 | 4.0 | 0.0215 | 0.0018 | 0.98 |
| I-8 | 1.50 | 32.5 | 342.3 | 330.1 | 4.0 | 0.0215 | 0.0036 | 3.92 |
| I-9 | 1.50 | 32.4 | 342.3 | 330.1 | 4.0 | 0.0215 | 0.0036 | 0 |
| I-10 | 1.50 | 32.8 | 345.7 | 330.1 | 4.0 | 0.0149 | 0.0036 | 1.47 |
| I-11 | 1.50 | 32.4 | 345.7 | 366.8 | 4.0 | 0.0149 | 0.0024 | 1.47 |
| IV-1 | 0.975 | 33.7 | 346.2 | 330.5 | 2.5 | 0.0174 | 0.0040 | 0.98 |
| IV-2 | 0.975 | 33.7 | 346.2 | 330.5 | 2.5 | 0.0223 | 0.0045 | 0.98 |
| IV-3 | 0.975 | 33.7 | 346.2 | 330.5 | 2.5 | 0.0298 | 0.0051 | 0.98 |
| IV-4 | 1.50 | 41.2 | 342.3 | 366.8 | 4.0 | 0.0215 | 0.0011 | 0.98 |
| IV-5 | 1.50 | 41.2 | 342.3 | 330.5 | 4.0 | 0.0358 | 0.0036 | 0.98 |

휨과괴뿐만 아니라 전단압축파괴, 전단파괴 등의 파괴모드를 갖고 있다.

Fig. 10은 비선형 유한요소해석을 수행하기 위하여 요소 분할된 예이며 3점 가우스 적분을 적용한 8절점 등대개요소를 이용하였고 하중이 재하되는 부위에는 실험체와 동일한 조건을 부여하기 위하여 균열이 발생하지 않는 탄성요소를 사용하였다. 또한, 기초와 교각의 접합부에는 정착슬립 등의 불연속변위를 고려하기 위하여 본 연구에서 제안한 6절점 경계면요소를 사용하였다.

이 실험체들 가운데 Table 2의 원형 철근콘크리트 교각실험체(U 시리즈)⁽¹⁵⁾는 등가환산단면을 이용하여 Fig. 11과 같이 2차원 평면요소로 유한요소해석이 가능하도록 하였다. 등가환

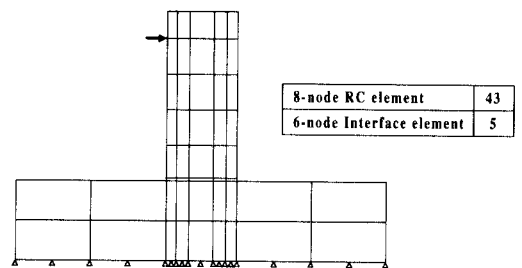


Fig. 10 Finite element mesh used for analysis

산단면은 원형 철근콘크리트 교각의 실제거동과 유사하도록 철근과 콘크리트의 단면적, 하중재하 방향의 단면 2차 모멘트를 같게 하여 유도하였다.⁽¹⁰⁾

이 연구의 해석에 의한 최대하중과 변위연성도를 실험결과와 비교하여 Table 4, 5에 정리하고

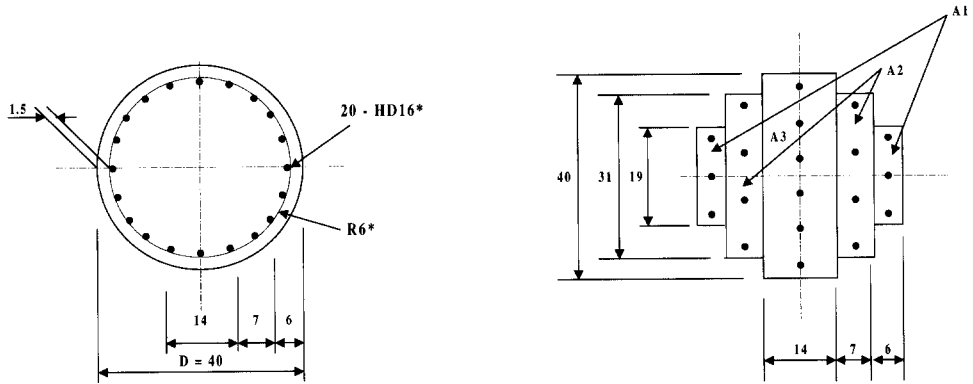


Fig. 11 Transform the circular column to an idealized equivalent rectangular column

Table 4 Comparison of test with analysis

| Specimen | Test | | | | Analysis | | | | (1) / (5) | (2) / (6) | (3) / (7) | (4) / (8) |
|----------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | V_{max} (kN) (1) | δ_y (mm) (2) | δ_u (mm) (3) | μ (4) | V_{max} (kN) (5) | δ_y (mm) (6) | δ_u (mm) (7) | μ (8) | | | | |
| U1 | 320.0 | 10.0 | 24.9 | 2.5 | 336.6 | 7.0 | 17.0 | 2.4 | 0.95 | 1.43 | 1.46 | 1.04 |
| U2 | 228.0 | 7.8 | 31.2 | 4.0 | 251.6 | 5.0 | 20.0 | 4.0 | 0.91 | 1.56 | 1.56 | 1.00 |
| U3 | 298.0 | 10.1 | 40.3 | 4.0 | 261.0 | 10.0 | 20.0 | 2.0 | 1.14 | 1.01 | 2.02 | 2.00 |
| U4 | 295.0 | 12.9 | 18.1 | 1.4 | 323.1 | 8.0 | 16.0 | 2.0 | 0.91 | 1.61 | 1.13 | 0.70 |
| U5 | 340.0 | 13.0 | 31.3 | 2.4 | 342.8 | 8.0 | 23.0 | 2.9 | 0.99 | 1.63 | 1.36 | 0.83 |
| U6 | 390.0 | 6.5 | 8.5 | 1.3 | 436.5 | 6.0 | 14.0 | 2.3 | 0.89 | 1.08 | 0.61 | 0.57 |
| U7 | 280.0 | 8.3 | 13.2 | 1.6 | 330.7 | 8.0 | 17.0 | 2.1 | 0.85 | 1.04 | 0.78 | 0.76 |
| U8 | 475.0 | 6.8 | 27.2 | 4.0 | 442.6 | 10.0 | 31.0 | 3.1 | 1.07 | 0.68 | 0.88 | 1.29 |
| U9 | 385.0 | 8.3 | 64.7 | 7.8 | 361.7 | 13.0 | 53.0 | 4.1 | 1.06 | 0.64 | 1.22 | 1.90 |
| U10 | 450.0 | 9.5 | 37.9 | 4.0 | 443.5 | 9.0 | 24.0 | 2.7 | 1.01 | 1.06 | 1.58 | 1.48 |
| U11 | 404.0 | 6.9 | 17.2 | 2.5 | 412.0 | 10.0 | 16.0 | 1.6 | 0.98 | 0.69 | 1.08 | 1.56 |
| U12 | 527.0 | 6.2 | 18.5 | 3.0 | 505.8 | 6.0 | 15.0 | 2.5 | 1.04 | 1.03 | 1.23 | 1.20 |
| U13 | 443.0 | 8.5 | 34.0 | 4.0 | 409.1 | 8.0 | 23.0 | 2.9 | 1.08 | 1.06 | 1.48 | 1.38 |
| U14 | 311.0 | 8.4 | 16.8 | 2.0 | 326.4 | 8.0 | 19.0 | 2.4 | 0.95 | 1.05 | 0.88 | 0.83 |
| U15 | 230.0 | 6.6 | 26.4 | 4.0 | 214.3 | 6.0 | 17.0 | 2.8 | 1.07 | 1.10 | 1.55 | 1.43 |
| U16 | 379.0 | 8.3 | 12.4 | 1.5 | 378.2 | 8.0 | 15.0 | 1.9 | 1.00 | 1.04 | 0.83 | 0.79 |
| U17 | 329.0 | 9.0 | 18.0 | 2.0 | 307.4 | 11.0 | 22.0 | 2.0 | 1.07 | 0.82 | 0.82 | 1.00 |
| U18 | 507.0 | 10.3 | 14.4 | 1.4 | 499.7 | 7.0 | 10.0 | 1.4 | 1.01 | 1.47 | 1.44 | 1.00 |
| U19 | 436.0 | 6.4 | 8.3 | 1.3 | 502.3 | 7.0 | 11.0 | 1.6 | 0.87 | 0.91 | 0.75 | 0.81 |
| U20 | 487.0 | 7.8 | 11.7 | 1.5 | 476.3 | 8.0 | 10.0 | 1.3 | 1.02 | 0.98 | 1.17 | 1.15 |
| U21 | 258.0 | 9.6 | 10.6 | 1.1 | 323.3 | 8.0 | 14.0 | 1.8 | 0.80 | 1.20 | 0.76 | 0.61 |
| U22 | 280.0 | 8.8 | 13.2 | 1.5 | 316.9 | 8.0 | 14.0 | 1.8 | 0.88 | 1.10 | 0.94 | 0.83 |
| U23 | 339.0 | 8.5 | 16.9 | 2.0 | 346.3 | 8.0 | 20.0 | 2.5 | 0.98 | 1.06 | 0.85 | 0.80 |
| U24 | 338.0 | 8.1 | 32.2 | 4.0 | 335.5 | 8.0 | 19.0 | 2.4 | 1.01 | 1.01 | 1.69 | 1.67 |
| U25 | 233.0 | 5.1 | 6.1 | 1.2 | 277.0 | 4.0 | 7.0 | 1.8 | 0.84 | 1.28 | 0.87 | 0.67 |
| | | | | | Subtotal ① | Mean | | | 0.98 | 1.10 | 1.16 | 1.09 |
| | | | | | | Standard deviation | | | 0.09 | 0.27 | 0.37 | 0.40 |

Table 5 Comparison of test with analysis

| Specimen | Test | | | | Analysis | | | | (1) / (5) | (2) / (6) | (3) / (7) | (4) / (8) |
|----------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | V_{max} (kN) (1) | δ_y (mm) (2) | δ_u (mm) (3) | μ (4) | V_{max} (kN) (5) | δ_y (mm) (6) | δ_u (mm) (7) | μ (8) | | | | |
| P-10 | 161.8 | 12.41 | 83.10 | 6.7 | 156.1 | 15.0 | 76.0 | 5.1 | 1.04 | 0.83 | 1.09 | 1.31 |
| P-11 | 162.1 | 12.39 | 83.17 | 6.7 | 160.3 | 15.0 | 92.0 | 6.1 | 1.01 | 0.83 | 0.90 | 1.10 |
| P-13 | 156.3 | 12.34 | 96.95 | 7.9 | 162.6 | 14.0 | 104.0 | 7.4 | 0.96 | 0.88 | 0.93 | 1.07 |
| P-17 | 231.8 | 7.83 | 31.88 | 4.1 | 216.2 | 9.0 | 34.0 | 3.8 | 1.07 | 0.87 | 0.94 | 1.08 |
| P-56 | 175.0 | 14.63 | 58.31 | 4.0 | 195.3 | 17.0 | 68.0 | 4.0 | 0.90 | 0.86 | 0.86 | 1.00 |
| P-57 | 182.6 | 16.08 | 64.33 | 4.0 | 202.4 | 17.0 | 64.0 | 3.8 | 0.90 | 0.95 | 1.01 | 1.05 |
| P-58 | 194.4 | 20.13 | 60.31 | 3.0 | 211.6 | 18.0 | 40.0 | 2.2 | 0.92 | 1.12 | 1.51 | 1.36 |
| I-1 | 129.4 | 6.9 | 55.2 | 8.0 | 116.8 | 8.0 | 62.0 | 7.8 | 1.11 | 0.86 | 0.89 | 1.03 |
| I-2 | 203.0 | 11.0 | 44.0 | 4.0 | 189.9 | 10.0 | 66.0 | 6.6 | 1.07 | 1.10 | 0.67 | 0.61 |
| I-3 | 276.5 | 13.0 | 58.5 | 4.5 | 262.1 | 12.0 | 50.0 | 4.2 | 1.05 | 1.08 | 1.17 | 1.07 |
| I-4 | 233.4 | 11.0 | 55.0 | 5.0 | 187.8 | 10.0 | 64.0 | 6.4 | 1.24 | 1.10 | 0.86 | 0.78 |
| I-5 | 207.9 | 11.0 | 44.0 | 4.0 | 179.6 | 10.0 | 42.0 | 4.2 | 1.16 | 1.10 | 1.05 | 0.95 |
| I-6 | 213.8 | 10.5 | 52.5 | 5.0 | 192.2 | 10.0 | 78.0 | 7.8 | 1.11 | 1.05 | 0.67 | 0.64 |
| I-7 | 229.5 | 10.4 | 52.0 | 5.0 | 177.4 | 10.0 | 60.0 | 6.0 | 1.29 | 1.04 | 0.87 | 0.83 |
| I-8 | 252.0 | 10.5 | 52.5 | 5.0 | 223.2 | 12.0 | 72.0 | 6.0 | 1.13 | 0.88 | 0.73 | 0.83 |
| I-9 | 145.1 | 10.0 | 60.0 | 6.0 | 162.7 | 9.0 | 64.0 | 7.1 | 0.89 | 1.11 | 0.94 | 0.85 |
| I-10 | 163.8 | 9.0 | 45.0 | 5.0 | 151.1 | 8.0 | 74.0 | 9.3 | 1.08 | 1.13 | 0.61 | 0.54 |
| I-11 | 156.9 | 9.1 | 54.0 | 5.9 | 146.0 | 8.0 | 58.0 | 7.3 | 1.07 | 1.14 | 0.93 | 0.81 |
| IV-1 | 234.4 | 5.1 | 26.2 | 5.1 | 241.4 | 5.0 | 24.0 | 4.8 | 0.97 | 1.02 | 1.09 | 1.06 |
| IV-2 | 289.3 | 4.6 | 27.1 | 5.9 | 304.5 | 6.0 | 38.0 | 6.3 | 0.95 | 0.77 | 0.71 | 0.94 |
| IV-3 | 378.5 | 5.3 | 26.5 | 5.0 | 369.5 | 7.0 | 32.0 | 4.6 | 1.02 | 0.76 | 0.83 | 1.09 |
| IV-4 | 222.6 | 8.1 | 32.8 | 4.0 | 173.4 | 9.0 | 34.0 | 3.8 | 1.28 | 0.90 | 0.96 | 1.05 |
| IV-5 | 301.1 | 9.1 | 54.6 | 6.0 | 266.5 | 11.0 | 48.0 | 4.4 | 1.13 | 0.83 | 1.14 | 1.36 |
| | | | | | Subtotal ② | Mean | | | 1.06 | 0.97 | 0.93 | 0.97 |
| | | | | | | Standard deviation | | | 0.12 | 0.13 | 0.20 | 0.22 |
| | | | | | Total ①+② | Mean | | | 1.02 | 1.04 | 1.05 | 1.04 |
| | | | | | | Standard deviation | | | 0.11 | 0.22 | 0.32 | 0.33 |

Fig. 12에 나타내었다. 이 표에서 실험에서의 항복변위 및 극한변위는 Fig. 6에서와 같이 정하였으며, 해석에 의한 항복변위 및 극한변위는 전장에서 기술한 바와 같이 직접적인 방법으로 평가하였다. 해석결과와 실험결과와의 비교로부터 이 연구에서 제안한 항복변위 및 극한변위의 평가는 타당하다고 할 수 있다. 다만, 전단 파괴가 발생하는 실험체(U 시리즈)에 대해서는 실험에 의한 연성도 대비 해석에 의한 연성도의 평균은 1.09이지만 변동률이 0.40으로서 다

른 실험체의 0.22에 비하여 크게 나타나고 있는데 이는 전단파괴의 파괴모드가 매우 취성적이어서 실험에서도 극한변위를 정하기 어려울 뿐만 아니라 그 변동률도 매우 크게 나타나고 있기 때문일 것으로 판단된다. 해석으로부터 구한 연성도에 비하여 실험에서 구한 연성도가 2배에 달하는 실험체(U3, U9)도 있는데 이는 실험의 오차와 해석의 오차가 겹쳐지게 되어 발생한 것으로 판단된다. 따라서 전단스팬비(a/d)가 2.5이하이며 종방향철근비가 3%를 넘는 교각의

설계에는 세심한 주의가 필요하다.

연성능력에 크게 영향을 미치는 기둥에 작용하는 축압축력, 종방향 철근비, 횡방향 철근비, 그리고 실험체의 a/d 등의 인자들에 대한 본 연구의 해석과 실험결과의 매개변수 연구를 Fig. 13~Fig. 16에 나타내었다. 이러한 비교결과로부터 큰 축압축력이 작용하면 연성도가 감소하고, 종방향 철근비가 커지면 연성도가 감소하고, 횡방향 철근비가 커지면 연성도가 증가하고, 그리고 a/d가 커지면 연성도가 증가한다는

사실을 입증할 수 있었다.

6. 결 론

본 연구에서는 지진시 철근콘크리트 교각의 비탄성 거동과 연성능력의 파악을 위한 해석기법과 모델을 제시하였고 제안된 해석기법과 모델을 적용한 유한요소 해석프로그램을 사용하여 반복하중을 받는 실험체를 해석하였다. 실험결과와 비교·검토된 수치예제로부터 다음의 결론을 얻었다.

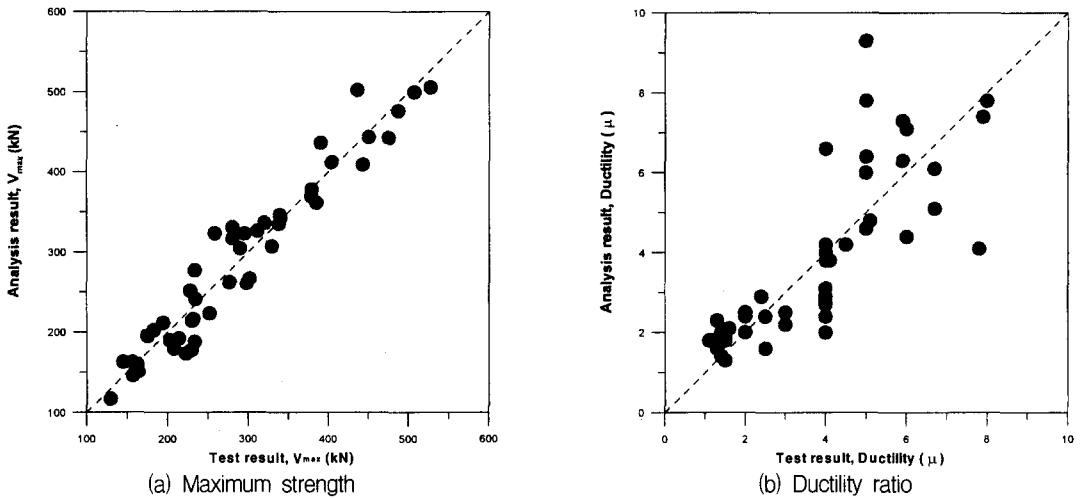


Fig. 12 Comparison between computational and experimental results

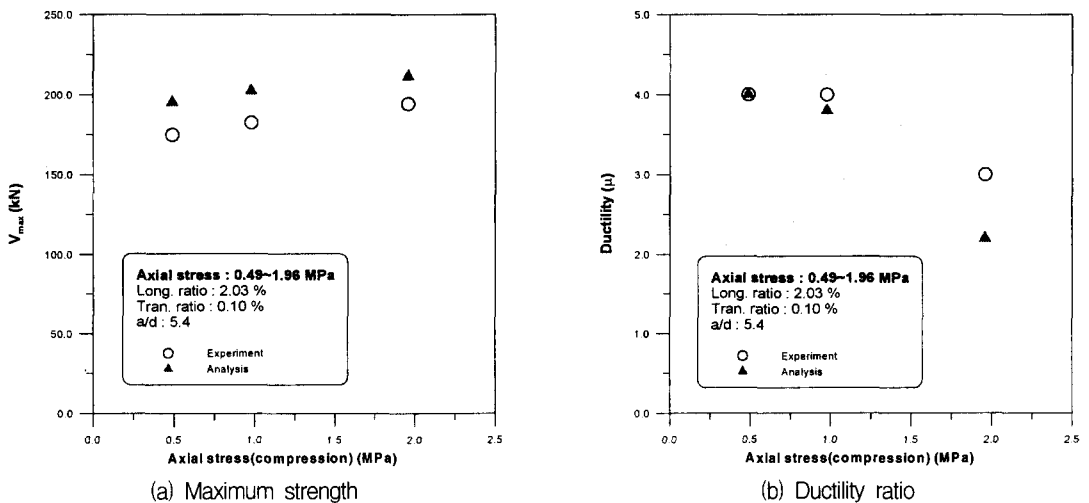


Fig. 13 Effect of axial stress on strength and ductility (P-56, P-57, P-58)

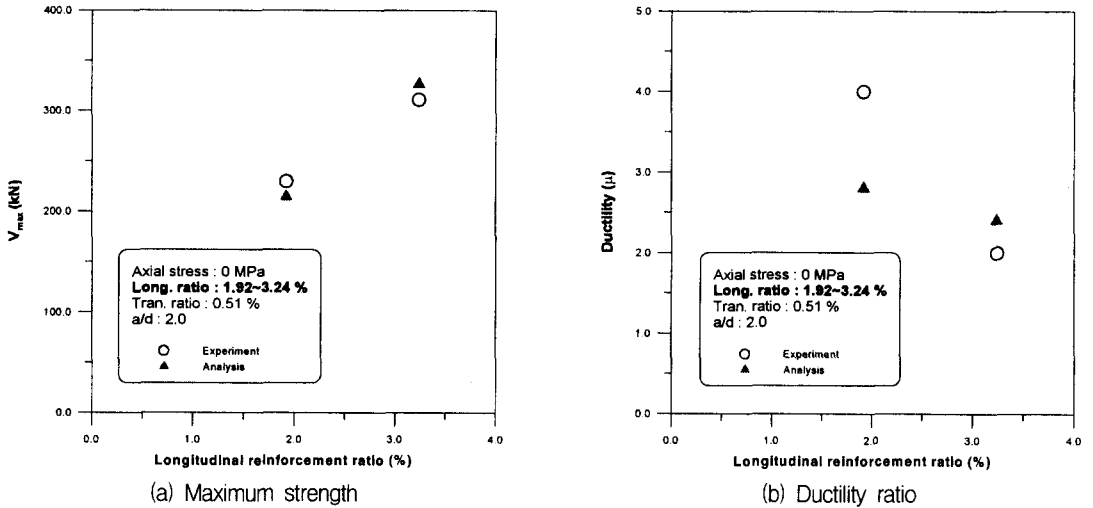


Fig. 14 Effect of longitudinal reinforcement ratio on strength and ductility (U15, U14)

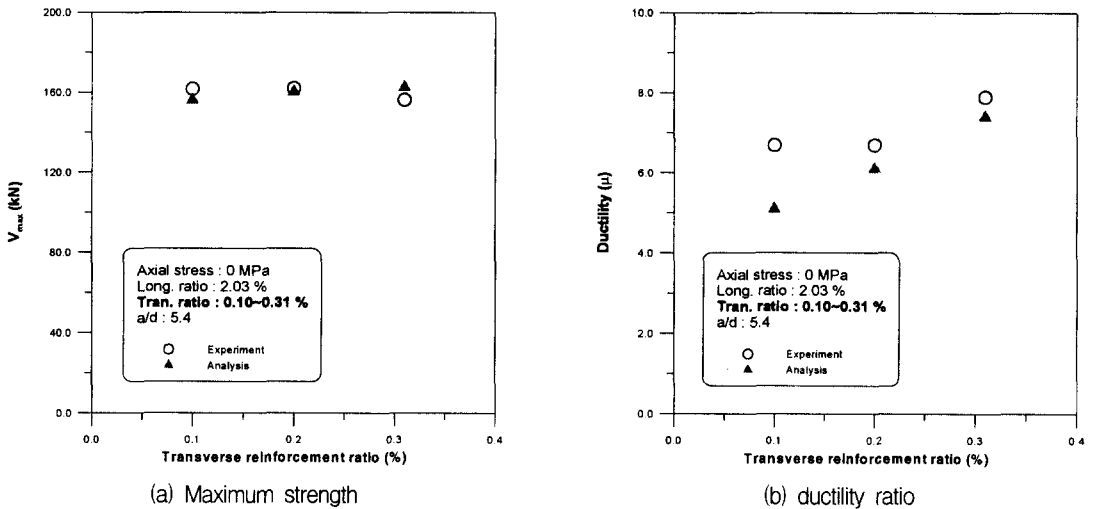


Fig. 15 Effect of transverse reinforcement ratio on strength and ductility (P-10, P-11, p-13)

- 1) 제안한 해석기법과 모델이 철근콘크리트 교각의 전체적인 거동특성을 바르게 표현하고 있음이 입증되었으며 횡하중에 저항해야 하는 철근콘크리트 교각의 반복거동을 제대로 평가함으로써 단조증가하중에 대한 해석 또는 실험으로 제한되었던 부재의 강도를 유한요소 해석만으로도 예측이 가능하게 하였다.
- 2) 구조물의 연성능력을 올바르게 평가하기 위해서는 부재 경계면에서의 불연속변형을 무시할 수 없으며 이에 대한 충분한 고려가 필요하다.

- 3) 이 연구에서 제안된 직접적인 방법에 의한 항복변위 및 극한변위의 평가방법은 타당하며, 유한요소해석이 이 방법을 사용할 경우 보다 간편한 항복변위 및 극한변위의 평가가 가능하다.
- 4) 실험결과로부터 단일 기둥의 연성능력은 축압축력, 종방향 철근비, 횡방향 철근비, 그리고 실험체의 a/d 등의 인자들에 따라 1.1~8.0의 분포를 보임을 알 수 있다. 따라서, 현행 도로교 설계기준에서 단일 기둥의 응답수정계수(R)를 3으로 일률적으로 적용하고 있

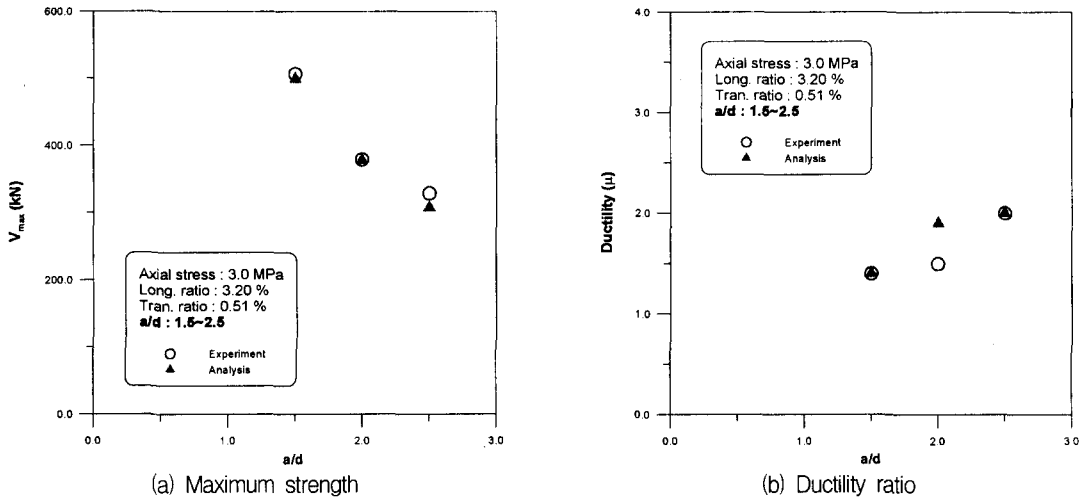


Fig. 16 Effect of a/d on strength and ductility (U18, U16, U17)

는 것은 불안전축 또는 과다설계가 될 우려가 있으므로 합리적이지 못하다고 판단된다. 특히, a/d가 2.5이하이며 종방향철근비가 3%를 넘는 교각의 설계에는 세심한 주의가 필요하다.

- 5) 지진하중을 받는 철근콘크리트 구조물에서 필연적으로 발생하는 성능(강도, 강성등)저하가 구조물이 지니고 있는 연성도 및 에너지 소산성과 밀접한 관련이 있으므로 각각의 구조부재에 발생한 손상의 정도를 고려할 수 있는 재료모델에 관한 연구를 차후의 연구과제로 다루고자 한다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 지원, 지진공학연구센터(KEERC)의 연구비 지원에 의하여 이루어졌음을 밝히며 지원에 감사드립니다.

참고 문헌

1. Saatcioglu, M., Alsiwat, J. M., and Ozcebe, G., "Hysteretic behavior of anchorage slip in R/C members," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 9, 1992, pp. 2439-2458.
2. 유영화, 최정호, 신현목, "횡방향 철근의 구속 효과를 고려한 반복하중을 받는 철근콘크리트 부재의 비탄성해석," 한국지진공학회 논문집, 제2권, 제1호, 1998, pp. 79-92.
3. 김태훈, 유영화, 신현목, "반복하중을 받는 철근콘크리트 쉘구조의 비선형 해석," 한국지진공학회 논문집, 제4권, 제1호, 2000, pp. 35-49.
4. Gupta, A. K. and Akbar, H., "Cracking in reinforced concrete analysis," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 8, 1984, pp. 1735-1746.
5. Cervenka, V., "Constitutive model for cracked concrete," *ACI Journal*, Vol. 82, No. 6, 1985, pp. 877-882.
6. Shima, H. and Tamai, S., "Tension stiffness model under reversed loading including post yield range," *IABSE Colloquium Delft*, 1987, pp. 547-556.
7. Collins, M. P. and Vecchio, F. J., *The Response of Reinforced Concrete to In-plane Shear and Normal Stresses*, University of Toronto, 1982.

8. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 8, 1988, pp. 1804-1826.
9. Sheikh, S. A. and Uzumeri, S. M., "Strength and ductility of tied concrete columns," *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 106, No. 5, 1980, pp. 1079-1102.
10. 김태훈, 유영화, 신현목, "등가환산단면을 이용한 원형 철근콘크리트 교각의 비탄성 해석," 대한토목학회 논문집, 제20권, 5-A호, 2000, pp. 755-763.
11. Kent, D. C. and Park, R., "Flexural members with confined concrete," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 97, No. 7, 1971, pp. 1969-1990.
12. Shima, H., Chou, L., and Okamura, H., "Micro and macro models for bond behavior in reinforced concrete," *Journal of the Faculty of Engineering*, University of Tokyo(B), Vol. 39, No. 2, 1987, pp. 133-194.
13. Li, B., Maekawa, K., and Okamura, H., "Contact density model for stress transfer across cracks in concrete," *Journal of the Faculty of Engineering*, University of Tokyo (B), Vol. 40, No. 1, 1989, pp. 9-52.
14. Park, R., "Ductility evaluation from laboratory and analytical testing," *Proc. of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan, Vol. VII, Balkema, Rotterdam, 1998, pp. 605-616.
15. Ang, B. G., Priestley, M. J. N., and Paulay, T., "Seismic shear strength of circular reinforced concrete columns," *ACI Journal*, Vol. 86, No. 1, 1989, pp. 45-59.
16. Kawashima, K., Hasegawa, K., Nagashima, H., Koyama, T., and Yoshida, T., "Seismic design method of reinforced concrete bridge piers based on dynamic strength and ductility," *Report of Public Works Research Institute*, Ministry of Construction, Vol. 190, 1993.
17. Ishibashi, T. and Yoshino, S., "Study on deformation capacity of reinforced concrete bridge piers under earthquake," *Journal of JSCE*, Vol. 8, No. 390, 1988, pp. 57-66.