철근콘크리트 인장부재의 균열 산정식 평가

Evaluation of Crack Estimation Equation for the Reinforced Concrete Tension Member

박 찬 욱* 노 삼 영** 신 은 미***

Park, Chan-Wook Noh, Sam-Young Shin, Eun-Mi

Abstract

The purpose of this research is the evaluation of the estimation equation of "CEP-FIP Model Code 1990(1991)", recently included in the domestic "Concrete Structure Design Code(2007)" in consideration of the concrete strength. As evaluation tools, crack element model applied a detailed bond-slip model as well as crack width obtained from experimental results by earlier researches. The crack element model is verified through the comparison with experimental results. The important variables in the estimation equation for the crack width in CEP-FIP Model Code 1990 are the tension stiffening effect and mean bond stress proposed in the paper to be improved in consideration of the concrete strength.

요 지

본 연구의 목적은 국내 콘크리트구조설계기준 부록에 새롭게 포함된 CEB-FIP Model Code 1990 균열폭 산정식을 콘크리트 강도를 변수로 하여 평가하는 것에 있다. 평가 도구로 부착응력-미끌림 관계를 적용하여 구축한 균열요소모델과 기존 연구자들의 실험결과로부터 얻은 균열폭을 사용하였으며 기존 실험결과와 비교 평가함으로 검증하였다. 평가대상인 MC-90의 균열폭 산정식의 증요변수는 인장증강효과와 평균부착응력이며 이들을 균열요소모델 해석결과와 비교함으로 강도에 따라 개선된 인장증강효과와 평균부착응력을 제안하였다.

Keywords : Bond stress-slip relationship, Crack width, Mean bond stress, Tension stiffening effect

핵심 용어 : 부착응력-미끌림 관계, 균열폭, 평균부착응력, 인장증강효과

* 학생회원, 한양대학교 건축환경공학과 석사과정

** 정회원, 한양대학교 건축학부 조교수

*** 정회원, 한양대학교 건축환경공학과 박사과정

E-mail : oogee@paran.com 031-419-6182

• 본 논문에 대한 토의를 2009년 6월 30일까지 학회로 보내주시면 2009년 9월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

1. 서 론

구조물의 내구성과 관련하여 철근콘크리트 구조물에 나타나는 대표적인 손상현상은 콘크리트의 인장균열을 들 수 있다. 균열은 콘크리트 재료의 비선형성, 불연속성, 부재내부의 철근 주변에 존재하는 이차균열 등에 의하여 그 거동을 정확히 예측하기는 어렵다(Shunsheng and Jiakui,1988). 이러한 균열은 구조물의 국부적 또는 전체적 강성저하의 주요한 원인으로 구조물의 정적, 동적 특성을 변화시킨다. 철근콘크리트 구조물의 경우, 일반적으로 균열폭이 철근부식에 직접적인 영향을 미치지는 않는다. 하지만 수밀성이 요구되는 특수한 구조물 또는 염분의 침투에 의한 철근의 부식으로 인한 피해가 예상되는 구조물에서는 콘크리트의 균열거동은 사용성 평가에 중요한 항목으로 균열의 신뢰성 있는 예측이 요구된다.

균열의 검토는 콘크리트 표면의 균열폭을 환경조건을 고려한 구조물의 용도에 따라 기준 등에서 정하고 있는 허용균열폭 이하로 제어 하는 것을 원칙(AIJ, 1990)으로 한다. 철근콘크리트라는 복합재료의 특성상, 물성의 불확실성 외에도 철근직경, 피복두께 등 여러 영향인자로 인하여 이론적 균열폭의 예측은 한계가 있으므로, 기준식들(한국콘크리트학회, 2007; ACI, 2008; CEB-FIP, 1991)이나 여러 연구자들의 제안식(Balazs,1993; Russo and Romano, 1992; Shunsheng and Jiakui,1988)은 실험의 통계적 분석 결과를 직·간접적으로 반영하고 있으며, 각 제안식들에 의한 예측치들의 편차는 작지 않다. 또한 이러한 제안식들은 일반강도의 콘크리트를 대상으로 한 실험결과들을 반영하고 있어, 철근과 콘크리트 사이에 작용하는 부착특성 등 콘크리트 강도 변화에 따른 균열거동의 영향인자의 차이에 대한 고려가 미흡하다고 판단된다.

2. 연구목적

본 연구의 목적은 국내 콘크리트구조설계기준(한국콘크리트학회, 2007) 부록에 새롭게 포함된 CEB-FIP Model Code 1990(CEB-FIP, 1991 이하 MC-90) 균열폭 산정식을 평가하는 것에 있으며, ACI Manual 2008, (ACI, 2008 이하 ACI 2008)의 균열폭 산정식도 함께 비교하였다. 주요 변수로 콘크리트 강도를 선택하였으며, 평가 도구로 기존 연구자들의 실험결과와 부착응력-미끌림 관계를 적용하여 구축한 균열요소모델을 사용하였다. 균열요소모델은 MC-90과 Kreller (1990)가 제안한 부착응력-미끌림 관계를 적용하여 실험결과와 비교 평가함으로 검증하였다. MC-90의 균열폭 산정식의 결정 인자는 균열간격, 인장증강효과 및 평균부착응력이며 이 중 균열간격은 실험 결과로부터 얻을 수 있으며 인장증강효과 및 평균부착응력을 균열요소모델에 의한 분석을 통하여 평가 하였다.

3. 이론 및 기존 균열폭 산정식 평가

균열이 발생하기 전의 철근콘크리트 부재는 철근과 콘크리트의 변형이 일체거동을 하나, 부재에 가해지는 힘이 콘크리트의 인장강도를 넘는 경우 콘크리트에 균열이 발생하게 된다. 아래의 제시된 4단계와 Fig. 1은 인장을 받는 철근콘크리트 인장부재의 균열거동을 나타내는 것으로 MC-90을 따른 것이다.

Fig. 1에서 하중-변형률은 각 단계에 따라 단계 ①은 철근과 콘크리트가 일체거동을 하는 비균열단계(Uncracked stage), 단계 ②는 인장강도가 약한 부분에서 첫 균열이 발생하며 균열이 연속적으로 생성되는 균열형성단계(Crack formation stage), 단계 ③은 균열의 개수는 증가하지 않으나 균열폭이 지속적으로

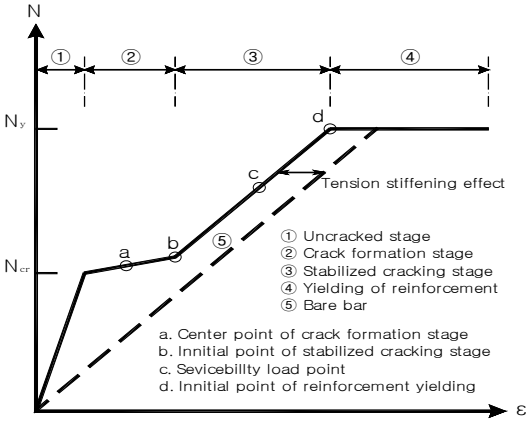


Fig. 1 인장부재의 하중-변형률 관계 및 균열단계

증가하는 균열안정화단계(Stabilized cracking stage), 단계 ④는 균열 면에서 철근이 항복하기 시작하는 철근 항복 후 단계(Yielding stage)로 구분된다. a, b, c, d점은 각 단계의 특성점으로 6.1에서 균열폭 평가 위치를 나타낸다. 이 때 균열과 균열 사이에 존재하는 콘크리트는 인장부재의 단면이 부담하는 응력의 한 부분을 분담함으로써 순수철근과 인장부재의 평균변형율의 차이가 나타나는데 이것을 인장증강효과(Tension stiffening effect)라고 한다.

ACI 2008의 인장부재의 균열폭 산정식은 식(1)과 같으며 f_s는 철근의 인장응력, d_c는 피복두께, A_c는 철근 1개당 콘크리트 면적을 나타낸다. 식(1)은 실험결과를 근거로 균열폭에 영향을 주는 주요변수에 대한 통계분석 방법을 이용하여 Broms and Lutz(1965)가 제안하였다.

$$w_{\max} = 0.0145 f_s \sqrt[3]{d_c A_c} \times 10^{-3} \quad \text{(mm)} \quad (1)$$

식(1)은 통계적 방법에 의해 변수들 간의 상관관계로서만 유도되었으므로 역학적 해석에 의한 이론적 근거를 갖는 모델로서는 적합하지 못하다. 또한, 균열거동에 큰 영향을 미치는 콘크리트 강도에 따른 부착특성에 대한 고려가 없으며, 단순한 역학적 해석에 의한 철근응력 f_s를 이용하여 콘크리트 강도를 간접적으로만 반영하고 있는 것으로 사료된다.

MC-90은 식(2)~(5)와 같이 균열단계에 따라 다른 균열폭 산정식을 제안하고 있다. 식(2)에 나타난 것처럼 설계균열폭 w_k는 최대부착전달길이 $l_{s,\max}$ 내 철근과 콘크리트의 평균변형률의 차이로 나타내어진다. 식의 ε_{sm}와 ε_{cm}는 철근과 콘크리트의 평균 변형률이며, ε_{cs}는 부재수축에 의한 변형률을 나타낸다.

$$w_k = l_{s,\max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs}) \quad (2)$$

$$l_{s,\max} = 2\frac{\sigma_{s2} - \sigma_{sE}}{4\tau_{bk}}\phi_s \quad \text{일반적인 경우} \quad (3)$$

$$l_{s,\max} = \frac{\phi_s}{3.6\rho_{s,ef}} \quad \text{균열안정화단계} \quad (4)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \varepsilon_{s2} - \beta_t \frac{f_{ctm}(t)}{\rho_{s,ef} E_s}(1 + \alpha_e \rho_{s,ef}) \quad (5)$$

식(5)의 인장증강효과 β_t와 식(6)의 평균 부착응력 τ_m은 서론에서 언급된 균열요소모델과의 비교분석 대상이며 균열폭 산정의 중요변수이다. 식(4)의 최대부착전달길이는 식(3)의 평균 부착응력의 하한값 τ_{bk}를 콘크리트 인장강도 f_{ctm}에 비례하게 $1.8 f_{ctm}$을 적용하고 있으며, 이것은 콘크리트 강도의 증가에 따른 부착성능의 영향을 단지 콘크리트 인장강도와 비례하여 고려하고 있다. 식(5)의 β_t는 인장증강효과의 크기를 나타내는 계수로서, 본 연구에서는 식(6)과 같이 균열형성단계의 중간점(a)과 특성점(a,b,c,d)의 순수철근과 부재변형률 차이에 대한 비로 나타내었다.

$$\beta_t = \frac{\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sc}}{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{se1}} \quad (6)$$

균열과 균열사이에 존재하는 콘크리트가 응력전달과정에서 분담하는 정도를 나타내는 β_t값이 크면 부재의 변형은 작으나 균열간격이 크게 되어 균열폭이 증가된다. MC-90에서 인장증강효과 β_t는 일률적으로 모든 콘크리트 강도에서 단기, 장기하중에 대하여 각각 0.6과 0.38로 사용하고 있으나 이것 또한 콘크리트의 강도증가에 따른 부착성능 증가를 합리적으로 고려하지 않은 것으로 사료된다. MC-90은 균열안정화단계에서 평균 균열폭 산정시 최대부착전달길이 $l_{s,\max}$를 2/3배 감소시킨 평균균열간격 s_{rm}을 사용하도록 제안하고 있으며, 이 때 식(5)의 β_t 또한 2/3배 감소된 값인 단기, 장기하중에서 0.40 및 0.25가 사용된다. 최대부착전달길의 감소는 식(3)의 분모인 τ_{bk}를 1.5배 증가시킨 $2.7 f_{ctm}$을 평균부착응력 τ_m으로 사용하도록 하는 의미로 해석된다.

$$\tau_m = 1.5\tau_{bk} = 2.7 f_{ctm} \quad (7)$$

4. 균열요소 모델

4.1 응력전달 메커니즘

콘크리트의 균열발생 후 철근과 콘크리트 간의 변위차인 미끌림이 발생하고 이에 의해 두 재료간의 부착

특성을 매개로 한 응력전달 메커니즘이 이루어지는데, 이 응력전달과정의 부재의 미분요소 내의 힘의 평형조건식 (8)(9)과 적합조건식 (10)에 의해 설명된다.

$$d\sigma_s(x) = \tau_b(x,s)\frac{U_s}{A_s}dx \tag{8}$$

$$d\sigma_c(x) = -\tau_b(x,s)\frac{U_s}{A_{cef}}dx \tag{9}$$

여기서, $\sigma_s(x)$, $\sigma_c(x)$는 균열면으로부터의 거리 x에 따른 철근과 콘크리트의 응력이며, $\tau_b(x,s)$는 미끌림 s와 x에 영향을 받는 부착응력을 나타낸다. U_s는 철근단면 둘레, A_s 및 A_{cef}는 각각 철근과 콘크리트의 단면적을 나타낸다.

미끌림은 철근과 콘크리트의 변위 $v_s(x)$, $v_c(x)$의 차이에 의해서 발생하므로 연속상태에서의 각 위치에 따른 미끌림값은 식(10)로 나타낼 수 있다.

$$s(x) = v_s(x) - v_c(x) \tag{10}$$

일반적으로 균열안정화 상태에서의 부재의 평균균열간격 s_{rm}은 부착전달길이(Transfer length) l_t와 $2l_t$ 사이의 값을 가지며, 대칭조건을 이용하여 평균균열간격의 절반인 $s_{rm}/2$으로 정의된 균열요소 내에서 부착전달 메카니즘에 관여하는 요소들(철근과 콘크리트의 응력 및 변형율, 미끌림)의 거동이 설명된다.

한 균열요소 내에서의 철근응력 $\sigma_s(x)$, 콘크리트응력 $\sigma_c(x)$ 및 슬립 $s(x)$은 식(8)(9)을 균열요소의 길이에 대하여 적분함으로 얻을 수 있다(식(11)~(13)).

$$\sigma_s(x) = \sigma_s(x=0) + \frac{U_s}{A_s}\int_{x=0}^{s_{rm}/2}\tau_b(x,s)dx \tag{11}$$

$$\sigma_c(x) = \sigma_c(x=0) - (\sigma_s(x) - \sigma_s(x=0))\frac{A_s}{A_{cef}} \tag{12}$$

$$s(x) = \int_{x=0}^{s_{rm}/2}\varepsilon_s(x)dx - \int_{x=0}^{s_{rm}/2}\varepsilon_c(x)dx \tag{13}$$

이 때 균열면 $x=0$에서는 철근이 모든 하중을 부담하며 콘크리트응력 σ_c는 0이 된다. 식(12)의 A_{cef}는 철근으로부터의 응력을 전달받는 콘크리트 유효인장단면적으로 본 연구에서는 MC-90에서 제시하는 식(14)를 적용하였다.

$$A_{cef} = 2.5 \cdot b \cdot (c + d_s/2) \tag{14}$$

4.2 균열요소 모델링

대칭조건을 적용하여 균열간격 s_{rm}의 1/2로 정의된 균열요소를 유한 길이로 갖는 n개의 등분된 요소들에 대하여, 각 등분점에서의 응력전달과정을 Step-by-step-method (Noh et al., 2003)에 의해 수치모델링 하였다(Fig. 2). 균열면에서의 미끌림값 s^0를 가정하고 단계적으로 적분을 수행해 나가며 균열요소의 마지막 계산점(균열간격의 중심점, $s_{rm}/2$)에서의 미끌림 s^n이 0이 될 때까지 반복계산하여 균열면에서의 미끌림값을 얻는다. Fig. 2에 나타낸 균열요소 수치해석 단계는 다음과 같으며 반복계산은 Regular falsi method (Chapra and Candle, 2002)를 사용하였다.

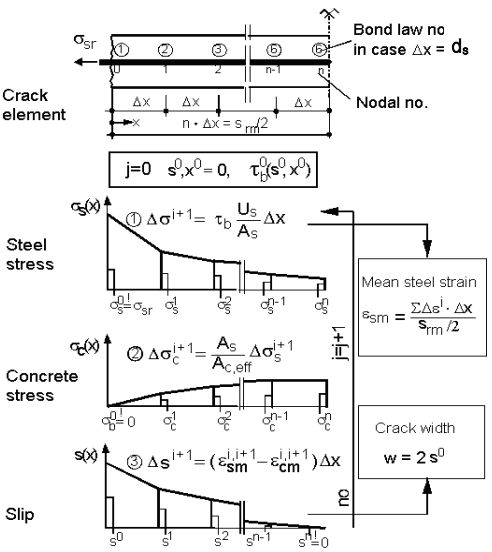


Fig. 2 Step-by-step Integration

① 균열단면에서의 철근과 콘크리트의 응력 선정:
$\sigma_s^0 = \sigma_{sr},\ \sigma_c^0 = 0$

② 균열요소의 분할: $\triangle x = d_s$

③ 초기미끌림 $s^0(x=0)$ 가정

④ 부착응력-미끌림 관계에서 부착응력 확인: $\tau_b(s,x)$

⑤ 철근응력을 계산: $\sigma_s^{i+1} = \sigma_s^i - \dfrac{U_s}{A_s}\tau_b \Delta x$

⑥ 철근의 변형률 계산: $\varepsilon_s^{i+1} = \sigma_s^{i+1}/E_s$

⑦ 콘크리트의 응력 계산:
$\sigma_c^{i+1} = \sigma_c^i - (\sigma_s^{i+1} - \sigma_s^i)\, A_s/A_{c,ef}$

⑧ 콘크리트의 응력 검토: $\sigma_c^{i+1} \le f_{ctm}$

⑨ 콘크리트의 변형률을 계산: $\varepsilon_c^{i+1} = \sigma_c^{i+1}/E_c$

⑩ 콘크리트의 변형률 검토: $\varepsilon_c^{i+1} \le \varepsilon_s^{i+1}$

⑪ 미끌림 계산:
$s^{i+1} = s^i - (\varepsilon_s^{i+1} + \varepsilon_s^i)\cdot\triangle x/2 + (\varepsilon_c^{i+1} + \varepsilon_c^i)\cdot\triangle x/2$

⑫ 반복계산 종료 조건: $s^n = 0$

⑬ $s^n \neq 0$일 경우 ③단계에서 s^0를 수정하여 반복계산

균열폭은 임의의 균열간격 $s_{\mathrm{r\,m}}$내에서 부착응력에 의하여 균열면으로부터 철근 매입길이 방향으로 발생하는 철근의 변형률 ε_s와 콘크리트의 변형률 ε_c의 상대적 차이의 누적으로 계산되며, 양쪽 균열면에서 발생하는 미끌림량 $s_{o,L}$과 $s_{o,R}$에 대한 합으로써 식(15)로 정의 할 수 있다. 이때 s_{rm}이 부재에 발생하는 균열간격의 평균을 적용함으로 계산되는 균열폭 역시 평균의 의미를 갖는다.

$$w = \int_0^{s_{rm}} (\varepsilon_s - \varepsilon_c)dx = s_{0,L} + s_{0,R} = 2s_0 \qquad (15)$$

수치해석적 전개에 따른 알고리즘을 토대로 균열요소길이를 $\triangle x = d_s$로 등분하여 각 등분점에서 철근의 응력과 콘크리트의 응력, 철근의 변형률, 콘크리트의 변형률과 미끌림양을 순차적으로 계산할 수 있다. 반복계산의 종료조건은 $s^n = 0$이며, 이를 만족시키지 못할 경우 미끌림값을 개선하여 같은 과정을 반복한다.

위의 수치해석 모델의 장점은 매우 복잡한 부착응력 모델에 대해서도 간단한 알고리즘에 의해 균열요소 내의 철근과 콘크리트의 응력 및 변형율, 부착응력, 미끌림, 균열폭을 계산할 수 있으며 균열요소 내의 부착응력 및 철근응력의 평균값을 구함으로 평균부착응력 τ_m 및 인장증강효과 β_t를 예측할 수 있다는 점이다. 따라서 균열요소모델에 의한 해석결과와 신뢰성은 적용된 부착응력-미끌림 모델의 성능에 의해 결정된다.

5 부착모델의 평가

5.1 MC-90과 Kreller의 부착응력-미끌림 관계

앞에서 상기한 바와 같이 본 연구에 사용된 균열요소모델이 부착응력-미끌림 모델의 성능에 영향을 크게 받으므로 본 장에서는 기존에 연구된 2개의 상세한 모델을 구축된 균열요소모델에 적용하여 비교평가 하였다. 철근과 콘크리트 접촉면에서 발생하는 부착응력 분포는 두 재료의 상대적 변형차인 미끌림을 기본함수로 하고 있으며 이로부터 부착응력-미끌림 관계를 형성한다. 기존의 연구에서 이형철근을 사용한 인장봉 인발실험으로부터 얻어진 부착응력-미끌림 관계는 일반적으로 복잡한 비선형관계를 나타낸다. 본 연구에서는 Fig. 3과 4에 나타낸 MC-90과 Kreller(1990)가 제안하는 부착응력-미끌림 모델을 균열요소모델에 적용하여 비교평가하였다. 이들은 매우 유사한 부착응력-미끌림 관계로써 균열면으로 부터의 거리에 따라 6개의 서로 다른 모델식으로 표현되며, Table 1과 식(16)~(24)은 이들 6개의 관계식을 나타내고 있다. 두 모델을 비교할 때, 식(18)의 최대부착응력 $\tau_{\max}$를 산정하는데 있어 Kreller 모델은 콘크리트 강도와 피복두께-철근직경 비 c/d_s를 고려한 식(20)를 사용하는 반면, MC-90 모델은 콘크리트 강도만을 변수로 하고 피복두께-철근직경 비를 상수 2로 정의하고 있다. 또한 식(16)(21)의 특성 미끌림값 s_1^i 및 부착응력 τ_b 산정에도 Kreller 모델은 콘크리트 강도를 변수로 고려하는 α(식(17))를 사용하는 있는 반면 MC-90은 이를 상수값 0.4로 정의하고 있다.

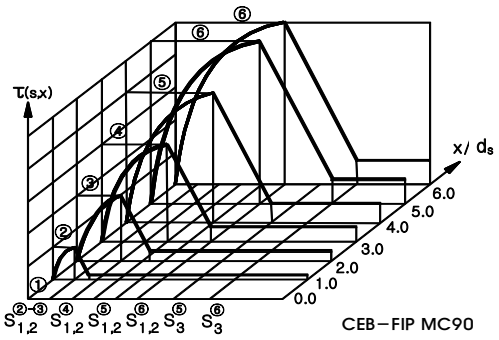


Fig. 3 MC-90 부착응력-미끌림 관계

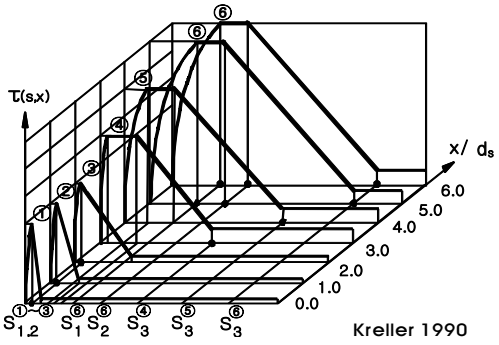


Fig. 4 Kreller 제안 부착응력-미끌림 관계

Table 1 미끌림 특성 값 및 부착응력 값

	Kreller				MC-90			
Curve No.i	s_1 (mm)	s_2 (mm)	s_3 (mm)	$\frac{\tau}{\tau_{max}}$	s_1 (mm)	s_2 (mm)	s_3 (mm)	$\frac{\tau}{\tau_{max}}$
1	s_1^1	s_1^1	0.05	0.001	0	0	0	0.150
2	s_1^2	s_1^2	0.15	0.025	0.12	0.12	0.2	0.150
3	s_1^3	s_1^3	0.3	0.050	0.24	0.24	0.4	0.150
4	s_1^4	$s_1^4+0.1$	0.55	0.150	0.36	0.36	0.6	0.150
5	s_1^5	$s_1^5+0.1$	0.55	0.150	0.48	0.48	0.8	0.150
6	0.25	0.35	1.0	0.150	0.6	0.6	1.0	0.150

이상에서 보는 바와 같이 두 부착응력-미끌림 모델은 매우 유사하나 Kreller 부착모델은 MC-90에 비하여 피복두께-철근직경 비 c/d_s 및 콘크리트 강도의 영향을 더 고려하고 있으며 이러한 이유에서 두 부착모델의 비교에 의미를 두었다.

$$s_1^i = \left(\frac{\tau_{\max}^i}{\tau_{\max}}\right)^{\frac{1}{\alpha}} \cdot s_1^6 \tag{16}$$

$$\alpha = 0.003 f_{ck} + 0.1625 \quad (17\text{-}1) \qquad \alpha = 0.4 \quad (17\text{-}2)$$

$$\tau_{\max} = \eta \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (18\text{-}1) \qquad \tau_{\max} = 2.0 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (18\text{-}2)$$

$$\tau_{\max}^i = i/6 \cdot \tau_{\max} \geq 0.5 \cdot \tau_{\max} \quad (19\text{-}1) \qquad \tau_{\max}^i = i/5 \cdot \tau_{\max} \leq \tau_{\max} \quad (19\text{-}2)$$

$$\eta = 0.36 \cdot c/d_s + 1.28 \tag{20}$$

$$\tau = \tau_{\max}(s/s_1)^{\alpha} \qquad 0 \leq s \leq s_1 \tag{21}$$

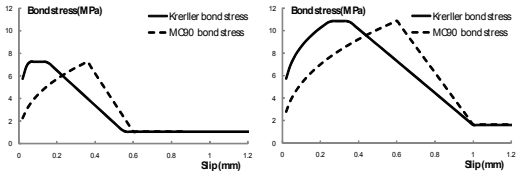
$$\tau = \tau_{\max} \qquad s_1 \leq s \leq s_2 \tag{22}$$

$$\tau = \tau_{\max} - (\tau_{\max} - \tau_f)\left(\frac{s - s_2}{s_3 - s_2}\right) \qquad s_2 \leq s \leq s_3 \tag{23}$$

$$\tau = \tau_f \qquad s_3 \leq s \tag{24}$$

5.2 균열요소해석에 의한 부착모델 비교

다음은 5.1에서의 균열요소 모델에 MC-90과 Kreller의 부착응력-미끌림 관계를 적용하여 수치해석 한 결과를 비교하였다. 분석 대상으로 Empelmann(1995)의 실험체 Z1(1500mm×120mm×120mm)을 택하였으며 실험체의 물성을 Table 2에 나타내었다. Table 2에서 볼 수 있듯이 실험체의 콘크리트의 강도는 일반강도(29.6 MPa)이며 $c/d_s = 2$로 식(19)의 η는 2.0으로 식(18)의 $\tau_{\max}$는 두 부착모델이 동일한 값인 10.9 MPa를 갖는다. 식(17-1)의 α는 0.25로 MC-90의 부착모델의 0.4보다 작은 값을 갖는다. Fig. 5는 본 실험체의 물성을 적용한, Table 1의 4번째와 6번째 부착모델 곡선을 비교하고 있다.



(a) $x/d_s = 4$ (b) $x/d_s = 6$

Fig. 5 균열면과의 거리에 따른 부착응력 비교

Table 2 실험체 제원(Empelmann, 1995)

Specimen	Concrete				Reinforcement			
	f_{ck}(MPa)	f_{ctm}(MPa)	E_c	c(mm)	f_y(MPa)	f_s(MPa)	E_s	A_s(mm^2)
Z1	29.6	2.09	31747	20	561.1	594.3	194300	78.3

Table 3 부착응력에 따른 균열폭 비교 (Empelmann, 1995)

Crack stage	σ_s (MPa)	s_{rm} (mm)	w_{krellr} (mm)	$w_{\mathrm{MC-90}}$ (mm)	w_{exp} (mm)	$\frac{w_{\mathrm{krellr}}}{w_{exp}}$	$\frac{w_{\mathrm{MC-90}}}{w_{exp}}$
Crack formation stage	118	375	0.034	0.091	0.041	0.83	2.22
Stabilized cracking stage	260	82	0.096	0.103	0.096	1.00	1.07

Fig. 5를 통해 균열면과의 거리에 따른 부착응력값 차이발생과 Kreller의 부착모델이 MC-90의 부착모델보다 균열면의 인접한 거리에서 상대적으로 큰 초기부착성능을 보임을 확인할 수 있다.

Empelmann은 실험결과를 통해 평균균열간격-철근응력 관계 및 철근의 응력-평균변형율 관계를 제시하고 있는 반면, 본 논문에서는 실험결과 중 Table 3의 균열형성단계와 균열안정화단계에 대한 철근응력과 평균균열간격을 입력값으로 균열요소모델을 해석하였다.

Fig. 6과 7은 해석을 통해 얻은 균열요소 내부 변수들 즉, 철근 및 콘크리트의 응력 및 변형률, 부착응력, 미끌림의 거동을 보여준다. Fig. 6의 균열형성단계 해석에서 Kreller의 부착모델은 MC-90의 부착모델에 비하여 현저하게 큰 초기부착응력을 나타내며 (Fig. 6(e)) 콘크리트로의 응력의 전달도 신속함을 보여준다(Fig. 6(a~d)). 그 결과 부착전달길이가 짧고 MC-90 모델보다 작은 철근 평균변형률을 나타낸다(Fig. 6(a,b)). 따라서 미끌림 또한 Kreller 부착모델이 상대적으로 더 작게 나타나며 결과적으로 균열폭(0.034mm)도 MC-90 부착모델에 의한 균열폭(0.091mm)에 비해 현저히 작은 결과를 보인다(Fig. 6(f)). 이 균열폭 값들을 실험결과로부터 산정한 균열폭(0.041mm)과 비교할 때 Kreller의 부착모델이 17%의 오차로 MC-90 부착모델의 122% 오차보다 균열폭의 산정에서 더 근사한 결과를 나타내고 있다.

한편 Fig. 7에 나타낸 균열안정화 단계에서의 균열요소 내부변수의 비교에서도 Kreller 부착모델에 의한 부착응력은 MC-90 모델에 의한 해석결과보다 현저히 크게 나타나고 있다(Fig. 7(e)). 그럼에도 불구하고 이 경우 미끌림의 차이는 상대적으로 작게 나타나는 것을 볼 수 있다(Fig. 7(f)). 이것은 초기값으로 고려된 변수(부착응력)가 여러 연산과정(수치해석 모델의 적분과정)을 통하여 최종결과(미끌림)에 미치는 영향

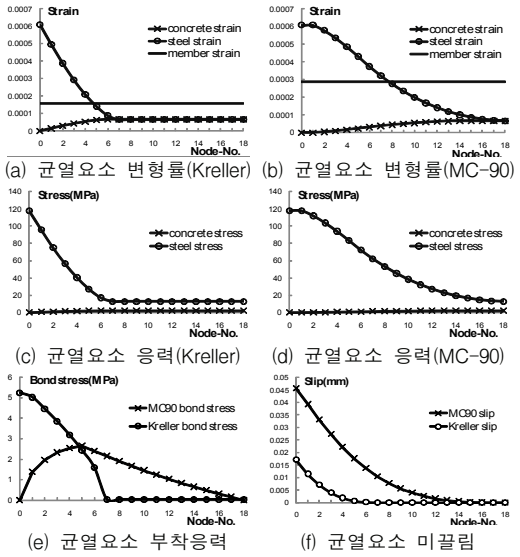


Fig. 6 Z1 균열요소 내부변수 비교(균열형성단계)

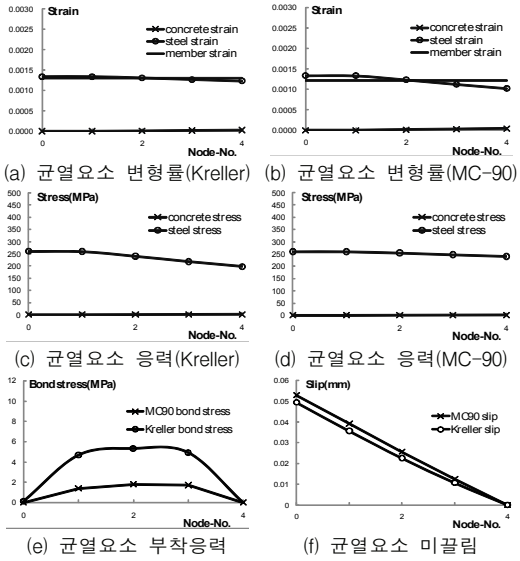


Fig. 7 Z1 균열요소 내부변수비교(균열안정화단계)

이 감소되는 현상으로 설명될 수 있다. 이러한 이유에서 기존의 해석적 방법에 의한 균열폭 산정식에 단순화된 선형 또는 비선형 부착-미끌림모델을 적용하여도 비교적 근사한 결과가 도출되는 것을 확인할 수 있다.

Fig. 7(f)의 균열폭의 비교에 있어서 두 모델은 균열 형성단계보다 실험의 균열폭값과 더 접근하는 결과를 보인다. Kreller 부착모델에 의한 균열폭(0.096 mm)은 실험치와 정확히 일치하고 있으며 MC-90 모델에 의한 균열폭(0.103mm)은 7%의 오차를 보이고 있다. 균열안정화 단계에서 계산된 Kreller 모델의 정확한 균열폭 예측은 본 실험체에 국한된 경우이기는 하나 최소한 본 실험체의 경우 Kreller 부착모델은 MC-90의 모델보다 실험치에 근사한 균열폭을 제시하고 있다.

6. MC-90 균열폭 산정식 평가 및 제안

6.1 실험 데이터

MC-90의 균열폭 산정식의 평가를 위하여 기존 연구의 인장봉 실험결과 가운데 Empelmann(1995), 김우 (2001), 윤성호 등(1998)의 실험데이터를 이용하여 일반강도(20～35MPa) 16개, 중간강도(40～65 MPa) 14개, 고강도(70～95MPa) 16개 실험체에 대하여 분석하였다. 이를 위하여 Kreller와 MC-90의 부착 모델을 적용한 균열요소해석을 수행하였으며 이들을 ACI 2008 및 MC-90의 균열폭 산정식(식 (1)(2))에 의해 계산된 결과와 비교하였다. 분석에 적용된 균열단계는 Fig. 1의 특성점 a(균열형성단계), b(균열안정화단계-초기), c(균열안정화단계-사용하중, $\sigma_s \approx 260$MPa), d(균열안정화단계-항복하중, $\sigma_s \approx f_y$) 가운데 실험결과에 포함된 모든 점을 선택하였다. 여기서 얻어진 결과를 균열형성단계와 균열안정화 단계로 나누어 분석하였다.

실험에서 사용된 실험체의 콘크리트 건조수축은 수중양생을 통하여 제어되었으나 자기수축에 의한 부재수축은 제어되지 못한 상태이다. 이러한 결과로 자기수축이 크게 발생되는 고강도 콘크리트 실험데이터에서는 대부분 균열안정화단계에서 인장부재의 평균변형율이 순수철근 변형율보다 크게 나타나 인장증강효과가 음의 값을 보였다. 고강도 콘크리트 실험체의 인장증강효과를 정확하게 측정하기 위해서는 콘크리트의 자기수축량을 측정하여 변형율에 추가로 고려해주어야 한다. 하지만 일반적으로 자기수축이 전체 부재의 변형에 미치는 영향은 그다지 크지 못하며 이들로 인한 균열폭의 증가는 콘크리트의 인장변형율에 의한 영향보다 작아 무시될 수 있다(Peter, 2001).

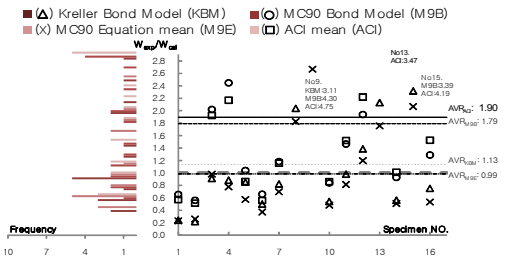
Table 4 실험데이터의 제원

Author	Specimen	f_{ck} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$A_{c,ef}$ (mm^2)	f_y (MPa)	A_s (mm^2)	Measured point
Empel-mann (1995)	Z 1	29.6	2.09	3600	561.1	78.3	a,b,c
	Z 2	29.6	1.85	3600	563.1	51.5	a,b,c
	Z 4	29.6	2.04	3600	563.1	51.5	a,b,c
	Z 6	29.2	2.26	5625	591.7	153.5	a,b,c
Kim W. (2006)	NSC10-1	25.4	2.30	23100	446.0	286.5	a,b,c,d
	NSC10-2	25.4	2.00	23100	446.0	286.5	a,b,c,d
	NSC15-1	25.4	1.85	23200	446.0	286.5	a,b,c,d
	NSC15-2	25.4	1.72	23200	446.0	286.5	a,b,c,d
	NSC20-1	25.4	1.94	23000	446.0	286.5	a,b,c,d
	NSC20-2	25.4	1.88	23000	446.0	286.5	a,b,c,d
	NSC25-1	25.4	2.25	23000	446.0	286.5	a,b,c,d
	NSC25-2	25.4	2.06	23000	446.0	286.5	a,b,c,d
	NSC30-1	25.4	2.36	22950	446.0	286.5	a,b,c,d
	NSC30-2	25.4	2.11	22950	446.0	286.5	a,b,c,d
	NSC35-1	25.4	2.24	23250	446.0	286.5	a,b,c,d
	NSC35-2	25.4	2.45	23250	446.0	286.5	a,b,c,d
	MSC10-1	60.7	2.41	23100	446.0	286.5	a,b,c,d
	MSC15-1	60.7	2.54	23200	446.0	286.5	a,b,c,d
	MSC15-2	60.7	2.59	23200	446.0	286.5	a,b,c,d
	MSC20-1	60.7	2.34	23000	446.0	286.5	a,b,c,d
	MSC20-2	60.7	2.85	23000	446.0	286.5	a,b,c,d
	MSC25-1	60.7	3.05	23000	446.0	286.5	a,b,c,d
	MSC25-2	60.7	2.88	23000	446.0	286.5	a,b,c,d
	MSC30-1	60.7	2.55	22950	446.0	286.5	a,b,c,d
	MSC30-2	60.7	3.25	22950	446.0	286.5	a,b,c,d
	MSC35-1	60.7	3.10	23250	446.0	286.5	a,b,c,d
	MSC35-2	60.7	2.66	23250	446.0	286.5	a,b,c,d
	HSC10-1	80.4	2.44	23100	446.0	286.5	a,b,c,d
	HSC10-2	80.4	2.58	23100	446.0	286.5	a,b,c,d
	HSC15-1	80.4	2.64	23200	446.0	286.5	a,b,c,d
	HSC15-2	80.4	2.43	23200	446.0	286.5	a,b,c,d
	HSC20-1	80.4	3.14	23000	446.0	286.5	a,b,c,d
	HSC20-2	80.4	2.88	23000	446.0	286.5	a,b,c,d
	HSC25-1	80.4	3.51	23000	446.0	286.5	a,b,c,d
	HSC25-2	80.4	3.24	23000	446.0	286.5	a,b,c,d
	HSC30-1	80.4	3.89	22950	446.0	286.5	a,b,d
	HSC30-2	80.4	3.88	22950	446.0	286.5	a,b,d
	HSC35-1	80.4	3.89	23250	446.0	286.5	a,b,d
	HSC35-2	80.4	3.92	23250	446.0	286.5	a,b,d
Yun, S.h (1998)	TSM1	64.2	4.11	10000	436.1	198.6	a,b,c,d
	TSM2	64.2	3.37	10000	436.1	198.6	a,b,c,d
	TSM3	64.2	3.15	10000	436.1	198.6	a,b,c,d
	TSH1	87.4	4.11	10000	436.1	198.6	a,b,c,d
	TSH2	87.4	3.71	10000	436.1	198.6	a,b,c,d
	TSH3	87.4	4.00	10000	436.1	198.6	a,b,c,d
	TSH4	87.4	3.77	10000	436.1	198.6	a,b,c,d

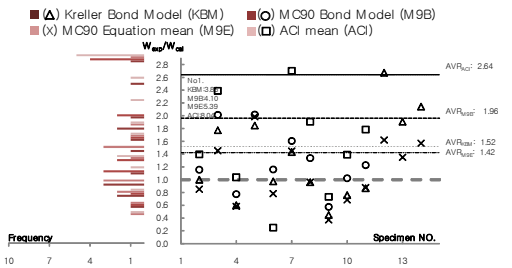
본 논문의 목적은 균열폭의 예측에 있으며, 자기수축의 영향을 받는 대상 실험체들에 나타나는 실제 인장증강효과의 예측은 본 연구의 분석 내용에 포함되지 않는다. 즉, 본 연구에서 평가도구로 선택한, 건조수축 및 자기수축을 고려하지 않은 균열요소 수치해석모델이 균열폭의 예측에 신뢰할 수 있는 결과를 제공한다면, 이때 얻어진 균열요소해석으로부터 인장증강효과를 균열폭 산정식에 적용 할 수 있다.

6.2 균열폭(w)

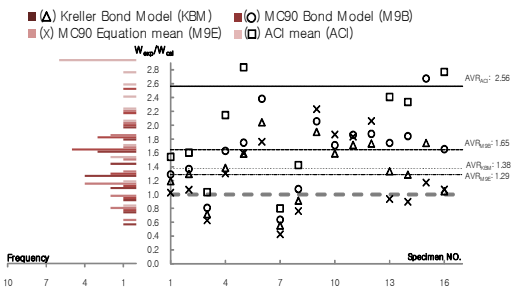
Kreller와 MC-90의 두 부착모델을 적용한 균열요소의 해석으로부터 얻은 균열폭과 MC-90 및 ACI 2008 기준식에 의한 균열폭 계산결과를 비교분석하였다. Fig. 8은 균열형성단계, Fig. 9는 안정화단계에서의 예측된 균열폭들을 비교하고 있다. ACI 2008 기준식의 경우 식(1)은 최대균열폭값을 산정하는 식이므로 본 논문에서는 MC-90 기준식과 동일하게 균열간격이 감소한다는 가정으로 안정환단계에서는 최대균열폭값을 2/3로 감소시켜 적용하였다. 그림에서 세로축은 산정된 균열폭과 실험에 의한 균열폭의 비를 나타내었다. 세로축 좌측의 그래프는 해당 균열폭비의 빈도를 막대그래프의 누적으로 표현하였다. 세로축 우측의 그래프는 각 실험데이터 측정점의 균열폭비를 나타내었다.



(a) 일반강도(20 ~ 35MPa)

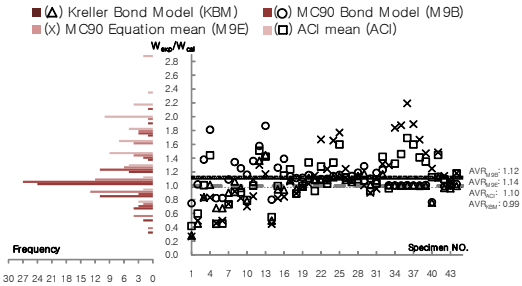


(b) 중간강도(40 ~ 65MPa)

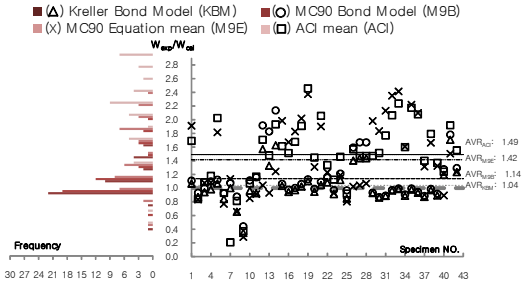


(c) 고강도(70 ~ 95MPa)

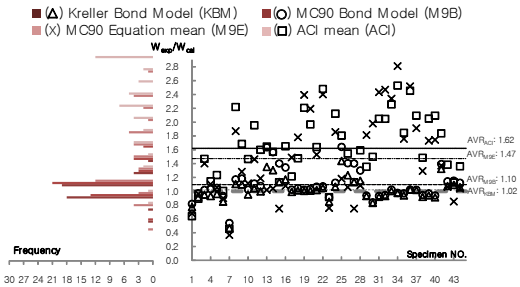
Fig. 8 균열형성단계 균열폭비



(a) 일반강도(20 ~ 35MPa)



(b) 중간강도(40 ~ 65MPa)



(c) 고강도(70 ~ 95MPa)

Fig. 9 균열안정화단계의 균열폭비

가로축은 분석 데이터의 번호를 나타내고 있으며 두 개의 부착모델과 두 개의 기준식에 의해 산정된 균열폭 비의 평균값을 그래프상의 직선으로 표시하였다.

균열형성단계에서 발생한 균열폭값은 균열요소모델과 기준식 모두 비교적 큰 오차를 나타내고 있다. 이것은 초기 균열형성단계에서 발생되는 콘크리트 내부 결함부의 국부응력집중이나 내부균열에 의한 조기균열 등으로 불안정한 균열형성거동에 의한 것으로 사료된다. 일반강도의 균열안정화단계에서의 균열요소모델과 기준식의 평균값은 균열발생단계에 비하여 실험결과에 더 근접하고 있으나, 특히 Kreller 부착모델이 실험값과 매우 유사한 결과를 보이고 있다. Kreller 모델에 의한 평균값은 고려된 세 종류의 콘크리트 강도에 대하여 실험결과와 매우 잘 일치하고 있으며 표준편차 또한 0.21이하의 분포를 보이고 있다.

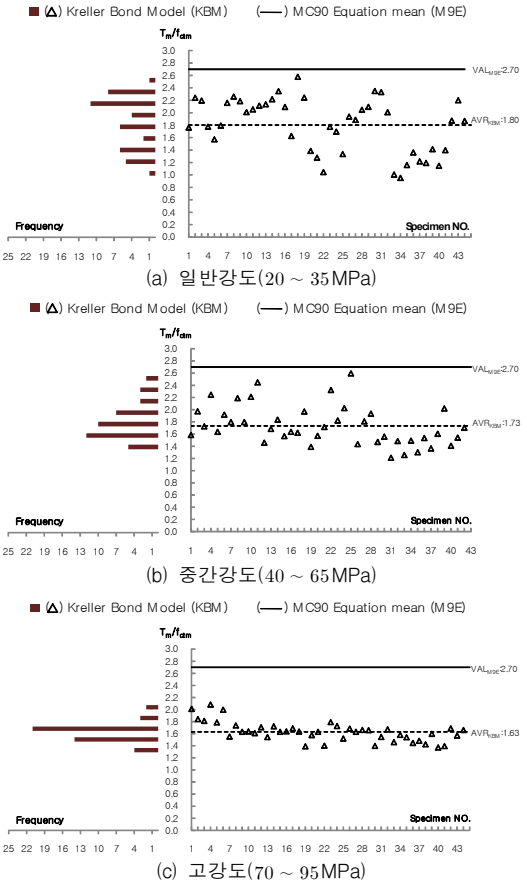
위의 분석 결과로부터 균열안정화 단계에서 실험의 균열폭값과 가장 근접한 결과를 보인 kreller 부착모델을 적용한 균열요소모델의 해석 결과와 다음으로 실험의 균열폭값과 근접한 결과를 보이며, 본 논문에서 비교 대상이 되는 MC-90의 균열폭 산정식(식(2))에 사용되는 식(5)의 인장증강효과 β_t와 (7)의 평균부착응력 τ_m을 비교하고 이를 콘크리트의 강도에 따라 분석하였다.

Table 5 균열폭 비교 (w_{cal}/w_{exp})

실험체		일반강도		중간강도		고강도	
		평균비	표준편차	평균비	표준편차	평균비	표준편차
균열형성단계	Kreller Model	1.14	0.80	1.51	0.90	1.38	0.41
	MC-90 Model	1.79	1.10	1.96	1.15	1.64	0.51
	MC-90 Equation	0.98	0.70	1.42	1.19	1.29	0.52
	ACI Mean	1.90	1.29	2.63	1.92	2.56	1.07
균열안정화단계	Kreller Model	0.98	0.21	1.04	0.25	1.02	0.16
	MC-90 Model	1.13	0.23	1.14	0.33	1.10	0.21
	MC-90 Equation	1.12	0.63	1.41	0.53	1.47	0.59
	ACI Mean	1.10	0.72	1.49	0.47	1.62	0.48

6.3 평균부착응력(τ_m)

Fig. 10은 균열안정화 단계에서 Kreller 부착모델을 적용한 균열요소모델의 해석결과에서 발생하는 부착응력의 평균값과 MC-90 산정식의 평균부착응력인 τ_m(식(7))을 비교한 그래프이다. 평균부착응력은 콘크리트 인장강도 f_{ctm}과의 비로 나타내었다. MC-90 산정식의 평균부착응력값은 콘크리트 강도와 무관하게 일률적으로 $2.70f_{ctm}$을 제안하고 있으나 Kreller 부착모델을 적용한 균열요소모델의 해석결과는 일반강도 $1.80f_{ctm}$, 중간강도 $1.73f_{ctm}$, 고강도 $1.63f_{ctm}$와 같이 강도에 증가에 따라 평균부착응력이 감소함을 보였다. 전체 실험체의 평균부착응력 평균에서도 $1.72f_{ctm}$으로 MC-90 산정식의 $2.70f_{ctm}$와 큰 차이를 보였다.



(a) 일반강도(20 ~ 35MPa)

(b) 중간강도(40 ~ 65MPa)

(c) 고강도(70 ~ 95MPa)

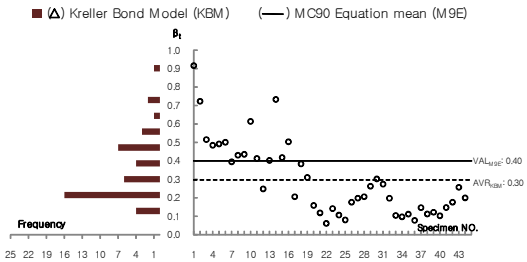
Fig. 10 균열안정화단계 평균부착응력(τ_m/f_{ctm})

Table 6 평균부착응력 비교 (τ_m/f_{ctm})

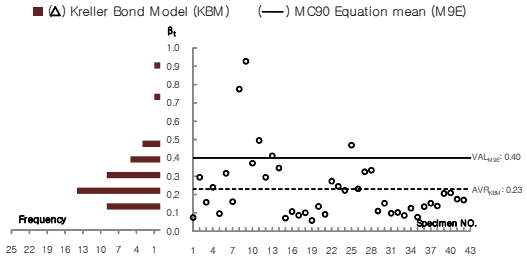
실험체		일반강도		중간강도		고강도	
		평균	표준편차	평균	표준편차	평균	표준편차
균열안정화 단계	Kreller Model	1.80	0.43	1.73	0.32	1.63	0.16
		1.72					
	MC-90 Equation	2.70					

6.4 인장증강효과(β_t)

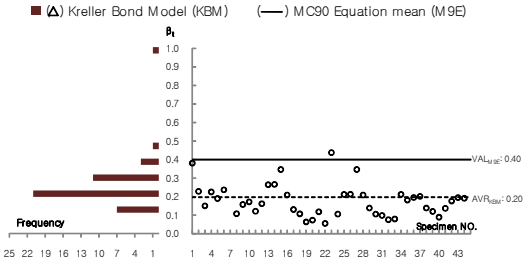
균열안정화 단계의 Kreller 부착모델을 적용한 균열요소모델의 인장증강효과 β_t는 해석결과에서 균열간격 내 측정점의 철근변형률 평균값 ε_{sm}(Fig. 2)과 부재의 첫 균열발생시의 철근변형률 ε_{sr1}을 각각의 해당응



(a) 일반강도(20 ~ 35MPa)



(b) 중간강도(40 ~ 65MPa)



(c) 고강도(70 ~ 95MPa)

Fig. 11 균열안정화단계 인장증강효과(β_t)

Table 7 인장증강효과 비교

실험체		일반강도		중간강도		고강도	
		평균	표준편차	평균	표준편차	평균	표준편차
균열안정화 단계	Kreller Model	0.30	0.20	0.23	0.18	0.20	0.16
		0.24					
	MC-90 Equation	0.40					

력의 순수철근변형률 ε_s와의 차이값을 구하고 구해진 값의 비를 통하여 산정할 수 있다. Fig. 11은 산출된 Kreller 부착모델의 인장증강효과 β_t와 MC-90 산정식의 인장증강효과 0.40를 비교한 그래프이다. Kreller 부착모델의 경우 일반강도 0.30, 중간강도 0.23, 고강도 0.20으로 콘크리트 강도의 증가에 따라 인장증강효과는 감소한다. 전체 실험체의 인장증강효과 평균에서도 0.24로 MC-90 산정식값의 0.4와 큰 차이를 보였다. 6.1에서 언급한 바와 같이 인장증강효과는 콘크리트의 건조수축 및 자기수축을 고려하지 않고 있으며 실제 이들의 영향을 크게 받는 고강도 콘크리트의 실험결과에서 측정된 인장증강효과를 나타내지는 않는다.

7. 결 론

본 연구에서는 균열거동의 분석을 위하여 균열요소를 정의하고, MC-90과 Kreller의 부착응력-미끌림 관계를 사용한 균열요소 수치해석 모델을 개발하였다. 이를 실제실험값, MC-90, ACI 2008의 균열폭 산정식과 비교하였다. 이상의 연구를 통하여 도출한 결론은 아래와 같다.

1) 수치해석모델은 균열이 발생하는 면부터 요소내부까지 부착슬립 관계에 따른 균열거동 즉 균열요소 내부의 철근응력, 콘크리트응력, 철근변형률, 콘크리트 변형률, 부착응력, 균열면에서의 미끌림변화 등 균열발생 초기부터 종료까지 전 과정에 대한 거동을 예측할 수 있다. 이를 통하여 균열거동에 연관된 다양한 변수에 대한 해석이 가능하다.
2) 국내외의 균열폭 실험값과 각각의 모델 및 기준식을 통한 분석결과, 균열발생단계에서는 응력집중, 내부균열에 의해 콘크리트의 조기파괴에 의해 부착모델과 산정식 모두 오차를 보였으나 균열안정

화 단계에서 Kreller 부착모델에 의한 균열폭은 실험결과와 거의 일치하였다.

3) 평균부착응력으로 MC-90 산정식에서 제안하는 일정한 상수값인 $2.70f_{ctm}$은 콘크리트강도의 영향을 올바로 반영하지 못하는 것으로 판단되며 콘크리트의 강도의 증가에 따라 일반강도 $1.80f_{ctm}$, 중간강도 $1.73f_{ctm}$, 고강도 $1.63f_{ctm}$으로 평균부착응력을 감소시키는 것이 타당할 것으로 사료된다.

4) 인장증강효과 또한 평균부착응력과 같이 콘크리트 강도의 증가에 따라 값이 감소하는 것으로 볼 때, 일정한 상수값인 0.40 보다는 일반강도 0.30, 중간강도 0.23, 고강도 0.20로 감소시키는 것이 타당할 것으로 사료된다.

향후 연구에서는 현재 실험체를 측정하여 얻은 유효전달길이 및 균열간격에 대하여 수치해석모델 내에서 산출 가능한 모델로의 발전이 요구된다. 또한 장기균열요소 모델 개발을 위하여 크리프, 건조수축, 자기수축, 부식(철근부식속도, 부착강도감소, 부식면적율) 등을 고려한 장기하중에 의한 균열모델로의 확장된 연구도 필요하다.

감사의 글

본 연구는 교육과학기술부 우수연구센터육성사업인 한양대학교 친환경건축 연구센터의 지원으로 수행되었음 (R11-2005-056-04003-1)

참고문헌

1. 윤성호, 김준성, 염환석, 김우. 고강도 콘크리트의 인장강성효과에 대한 연구, 한국콘크리트학회 98 가을 학술발표논문집(II), 1998, pp. 495-500.
2. 김우, 이기열, 염환석, 고강도 콘크리트 인장부재의 부착특성과 균열거동에 관한 연구(1), 대한토목학회 논문집, 제21권 5-A호, 2001, pp. 687-697.
3. 대한건축학회, 건설교통부고시 건축구조설계기준, 대한건축학회 2005.
4. 한국콘크리트학회, 건설교통부제정 콘크리트구조설계기준 해설, 한국콘크리트학회 2007.
5. ACI, ACI Manual of Concrete Practice, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan. 2008.
6. Architectural Institute of Japan, Recommendations for Practice of Crack Control in Reinforced Concrete Structures, 1990, pp. 32-33.
7. Balazs, G., Cracking Analysis Based on Slip and Bond Stresses, ACI Material Journal, Vol. 90, No. 4, 1993, pp. 340-348.
8. Broms, B.B. and Lutz, L.A., Effects of Arrangement of Reinforced on Crack Width and Spacing of Reinforced Concrete Members, ACI Journal Proceedings, Vol. 62, No. 11, 1965, pp. 1395-1410.
9. CEB-FIP, CEB-FIP Model Code 1990, Comite Euro International Du Beton, Paris, 1991.
10. Goto, Y. and Otsuka, K., "Studies on Internal Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars", ACI Structural Journal, Vol. 68, No. 4, 1971, pp. 244-251.
11. Lorrain, M., Maurel, O. and Seffo, M., Cracking Behavior of Reinforced HighStrength Concrete Tension Ties, ACI Structural Journal, Vol. 95, No. 5, 1998, pp. 626-635.
12. Peter, H. Bischoff., Effects of Shrinkage on Tension Stiffening and Cracking in Reinforced Concrete, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 28, 2001. pp. 363-374.
13. Russo, G. and Romano, F., Cracking Response of RC Menbers Subjected to Uniaxial Tension, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 5, 1992, pp. 1172-1190.
14. Shunsheng, Y. and Jiakui, C., Bond Slip and Crack Width Calculations of Tension Menbers, ACI Structural Journal, Vol. 85, No. 4, 1988, pp. 414-422.
15. Chapra, S. C and Candle, R. C., Numerical Methods for Engineers, McGraw-Hill, NY. 2002. pp. 124-127
16. Empelmann M., Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten Heft 2, RWTH Aachen. 1995.
17. Kreller, H., Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstabtragwerken unter Last- und Zwangseinwirkung.Helft 409, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton 1990.
18. Noh, S. Y., Krätzig. W.B., Meskouris K., Numerical simulation of serviceability, damage evolution and failure of reinforced concrete shells, computers and structures, 2003, pp843.

(접수일자 : 2009년 3월 9일)
(심사완료일자 : 2009년 4월 15일)