



비선형 부착 특성에 기반한 철근콘크리트 부재의 인장증강효과 모델

이기열¹⁾ · 하태관²⁾ · 김 우^{1)*}

¹⁾전남대학교 토목공학과 ²⁾(주)한양

Modeling of Tension Stiffening Effect Based on Nonlinear Bond Characteristics in Structural Concrete Members

Gi-Yeol Lee¹⁾, Tae-Gwan Ha²⁾, and Woo Kim^{1)*}

¹⁾Dept. of Civil Engineering, Chonnam National University, Gwangju 500-757, Korea

²⁾Hanyang Corporation, Seoul 138-731, Korea

ABSTRACT This paper presents a unified modeling technique for tension stiffening effect in structural concrete members. The model is mathematically derived from the bond stress-slip relationships which account for splitting crack. The relationships in CEB-FIP Model Code 1990 and Eurocode 2 are employed together with the assumptions of a linear slip distribution along the interface and the uniform condition of concrete tensile contribution for the mid section of cracked member at the stabilized cracking stage. With these assumptions, a model of tension stiffening effect is proposed by accounting for the force equilibrium and strain compatibility condition associated to the steel strain and concrete contribution by bond stress. The model is applied to the test results available in literatures, and the predicted values are shown to be in good agreement with the experimentally measured behavior.

Keywords : bond, slip, splitting crack, stabilized cracking, tension stiffening effect

1. 서 론

철근콘크리트 구조물에서 균열이 발생하면 강성이 저하되고, 균열면에서 응력의 재분배가 일어난다. 균열이 발생한 단면에서는 철근이 모든 인장력을 부담하지만, 하중이 증가함에 따라 균열이 계속적으로 형성되면서 균열 단면 사이의 콘크리트는 부착에 의해 철근으로부터 전달되는 인장력의 일부를 부담하게 된다. 이러한 결과로 인하여 콘크리트가 철근의 인장증강을 증가시키는 현상을 인장증강효과 (tension stiffening effect)라 한다. 인장증강 효과는 부재의 응력-변형률 관계, 강성 및 유효단면2차 모멘트 등에 영향을 주며 균열폭 및 처짐과 같은 사용 한계상태 (service ability limit states)에서의 성능 요구 조건을 검토하는데 중요한 역할을 한다¹⁾.

Fig. 1(a)에 보인 것과 같이 직접인장 부재의 균열 거동 및 강성은 부착 특성에 의해 크게 지배 된다²⁾. 첫 번째 횡방향균열 (transverse crack)이 발생할 때 철근과 콘크리트의 변형률 ϵ_s , ϵ_c 는 Fig. 1(b)와 같이 균열면으로부터 철근과 콘크리트의 변형률이 변화하는 응력교란구간 (stress disturbed region, D-구간)과 두 재료의 변형률이 같은 응력연속구간 (stress continuity region, B-구간)으로 구분이 되며, D-구간의 변형률은 Fig. 1(c)와 같이 부착

전달길이 l_f 내에서 부착응력 τ_x 의 분포에 따라 달라진다.

균열은 Fig. 1(d)와 같이 균열면에서 부착응력이 끝나는 D-구간의 끝에서 다시 발생하여 부재 전체에 D-구간이 형성될 때까지 B-구간 내에서만 발생하게 되는데, 이 거리가 균열간격 s_r 이 되고, 최대 균열간격 $s_{r,max}$ 는 다음 균열이 $2l_f$ 만큼 떨어진 곳에서 발생할 때의 간격이다. 따라서 균열간격 s_r 은 l_f 와 $2l_f$ 사이에서 다양하게 나타난다. 이와 같은 거동 특성을 보이는 하중 구간을 균열 형성 (crack formation)단계라고 한다.

균열 형성단계 이후에는 B-구간이 존재하지 않기 때문에 더 이상의 새로운 균열은 발생하지 않게 된다. 이로 인하여 균열 간격 내의 철근과 콘크리트 경계면에서 미끌림이 크게 발생하고, 이의 누적 합으로 나타나는 균열 폭이 확대되며, 두 재료의 변형률 차이가 심화되는 등 균열 형성단계와는 다른 거동을 하는데, 이와 같은 거동이 발생하는 하중 구간을 균열 안정화 (stabilized cracking) 단계라고 한다.

축하중을 받는 직접인장 부재의 인장증강효과를 일반적인 하중-변형률 관계로서 표현한 Fig. 2와 같이 철근 콘크리트 합성 부재의 거동 초기에는 전체 길이에 대해서 철근과 콘크리트에 일정한 응력이 유발되어 선형 탄성 거동을 하다가 균열하중 N_{cr} 에 도달하게 되면 부재에는 균열이 발생한다. 균열이 발생한 콘크리트 단면은 인장응력을 저항하지 못하지만, 균열면 사이의 콘크리트는 부착에 의해 철근으로부터 전달되는 인장력을 부담한다.

*Corresponding author E-mail : wkim@chonnam.ac.kr

Received May 14, 2007, Accepted August 23, 2007

©2007 by Korea Concrete Institute

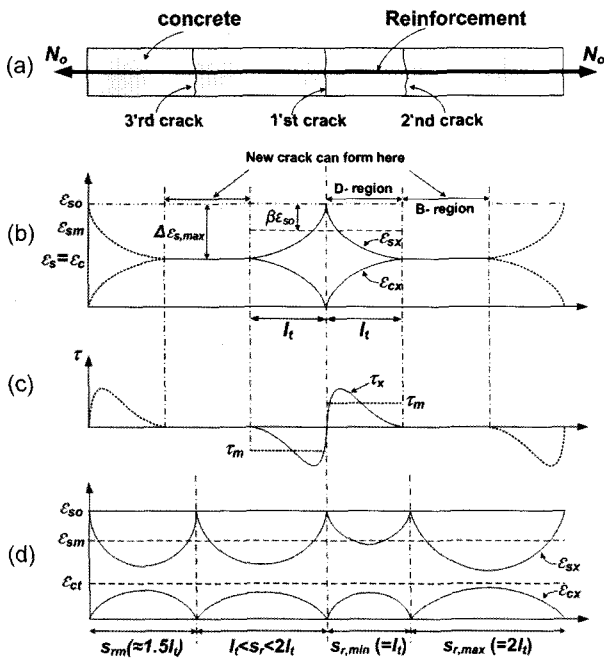


Fig. 1 Distribution of stress and strain in tension members (a) tension members (b) crack formation stage (c) bond stress at crack formation stage (d) stabilized crack stage

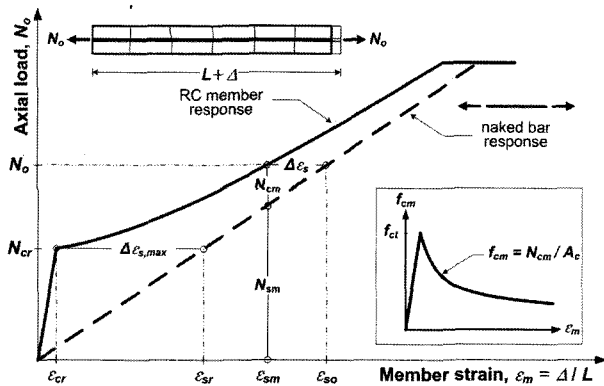


Fig. 2 Tension stiffening behavior in axially loaded members¹⁾

따라서 콘크리트의 응력 상태는 부재의 길이에 따른 부착응력 분포에 따라 변화하며, 콘크리트의 평균 인장응력 f_{cm} 이 인장강도 f_{cr} 보다 작게 나타난다. 작용하중의 증가에 따라 균열이 계속 발생하면서 변형은 증가하게 되고, 콘크리트의 인장 저항 능력은 계속적으로 감소한다.

현재까지 인장증강효과 모델들은 실험을 통한 경험식 형태로 다양하게 제안되었는데, CEB-FIP Model Code^{3,4)}와 EUROCODE 2⁵⁾는 철근의 평균변형률 함수로서, Collins와 Mitchell⁶⁾은 콘크리트의 평균 인장응력 함수로 나타내고 있으며, Belarbi와 Hsu⁷⁾는 두 함수를 병용하였다.

균열이 발생한 부재의 철근의 평균변형률 ϵ_{sm} 은 다음과 같이 계산된다.

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{so} - \Delta\epsilon_s = \epsilon_{so} - \beta\Delta\epsilon_{s,max} \quad (1)$$

여기서, ϵ_{so} 는 순수철근만의 변형률이고, $\Delta\epsilon_{s,max}$ 는 균열이 처음 발생했을 때 철근 변형률의 변화폭이며, β 는 1에서

0 사이의 부착 특성이 반영된 인장강성 계수이다.

이와 같은 형태의 인장증강효과 모델은 Johnson⁸⁾에 의해 다음과 같이 체계화된 수식 형태로 처음 제안되었다.

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{so} - \frac{\beta}{1+n\rho} \epsilon_{sr} = \frac{f_{so}}{E_s} \left(1 - \frac{\beta}{1+n\rho} \frac{f_{sr}}{f_{so}} \right) \quad (2a)$$

여기서, ϵ_{sr} 은 첫 균열이 발생할 때 철근 변형률이며, f_{so} 는 균열이 발생한 단면에서의 철근 응력, f_{sr} 은 첫 균열이 발생할 때 철근 응력이고, n 은 탄성계수 비, β 는 인장강성 계수로서 제안 모델에 따라서 다양한 값을 갖는다. 그 중 가장 대표적인 값이 Leonhardt⁹⁾가 철근 응력 증가에 반비례하는 형태로 제안한 $\beta = f_{sr}/f_{so}$ 로서, 이 값은 철근비를 주 변수로 하면서 철근과 콘크리트의 부착 특성, 하중 형태, 쪼갬균열 발생 유·무 등과 같은 변수들에 의한 인장강성 감소 현상을 포함하고 있다. 이후 식 (2a)에 사용된 β 를 치환하여 계수를 제외시킨 다음과 같은 형태가 제안되었다.

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{so} \left(1 - \frac{f_{sr}^2}{f_{so}^2} \right) + \epsilon_{cr} \frac{f_{sr}}{f_{so}} \quad (2b)$$

식 (2b)는 CEB-FIP Model Code 1978³⁾ (MC 78)과 EUROCODE 2⁵⁾ (EC 2)에서 인장증강효과를 설명하는 기본으로 채택되었는데, 우변의 콘크리트 균열 변형률 ϵ_{cr} 을 생략한 더욱 간단한 형태로 표현하였다. 이와는 다르게, CEB-FIP Model Code 1990⁴⁾ (MC 90)에서는 균열 형성단계 이후 항복 단계까지의 인장강성 변화를 포함하는 균열 안정화 단계에서 식 (2a)의 계수 값 β 를 0.4로 채택하고 있다.

만약, 철근콘크리트 인장 부재에서 발생하는 변형률 ϵ_{sm} 이 주어진다면, 콘크리트가 저항하는 평균 분담력 N_{cm} 은 Fig. 2에 보인 것과 같이 작용하중 N_o 와 철근의 평균 분담력 N_{sm} 의 차이로서 구할 수 있다. 이때 콘크리트의 평균 인장응력 f_{cm} 은 콘크리트의 분담력 N_{cm} 을 콘크리트의 유효인장단면적 $A_{c,ef}$ 로 나눈 값으로서 계산한다. 이상과 같은 콘크리트 평균 응력은 콘크리트 균열강도에 의해 정규화 (normalized)할 수 있는데, 이 값 (f_{cm}/f_{ct})이 균열 단면 사이에서 변화하는 콘크리트 인장응력을 설명할 수 있는 인장강성 계수 β 라고 할 수 있다. Collins와 Mitchell⁶⁾은 $\beta = (1 + \sqrt{500\epsilon_{sm}})^{-1}$, 이와는 다르게 Belarbi와 Hsu⁷⁾는 $\beta = (\epsilon_{cr}/\epsilon_{sm})^{0.4}$ 로 제안하였다. 특히, β 는 식 (1)에서 철근의 강성을 증가시키는데 사용되는 계수와 같은 역할을 하는데, 이는 콘크리트의 응력과 철근의 변형률이 상호 밀접한 연관성이 있음을 의미한다. 이 관계는 Fig. 2에서 순수 철근의 기울기 ($E_s A_s$)가 철근콘크리트 부재의 강성 ($N_{cm}/\Delta\epsilon_s$)과 같다는 다음의 조건으로부터 확인할 수 있다.

$$E_s A_s = \frac{\beta A_{c,ef} f_{ct}}{\Delta\epsilon_s} \quad (3)$$

이상의 결과로부터 철근의 변형률 및 콘크리트 응력 개념으로 정의할 수 있는 인장증강효과는 계수 $\beta = \Delta\epsilon_s / \Delta\epsilon_{s,max}$ 또는 $\beta = f_{cm}/f_{ct}$ 에 의해서 그 특성이 결정된다. 따

라서 설계기준^{4,5)}에서 규정되거나 여러 연구자들^{6,7)}이 제안한 인장강성 계수들의 차이를 파악하기 위해 Fig. 3에 비교하였다. 이 그림을 살펴보면, 변형의 증가에 따른 계수 β 의 변화는 제안 모델에 따라 서로 다른 결과를 나타내는데 Collins와 Mitchell⁶⁾의 값은 과대평가 되고 있고, Belarbi와 Hsu⁷⁾의 값이 가장 작게 평가되고 있으며, EC 2⁵⁾는 두 값 사이에서 분포하는 것을 알 수 있다. 특히, 균열 형성단계에서의 강성 변화에 대해서 상당한 차이가 있으며, 항복 구간에 가까울수록 MC 90⁴⁾의 평균값과 비슷하게 일정한 강성의 변화를 나타내고 있음을 확인할 수 있다.

이상에서 살펴본 바와 같이 철근콘크리트 구조 부재의 균열 거동 및 사용성 해석에 중요한 역할을 수행하는 인장증강효과의 정확한 평가를 위해서는 합성 구조계의 성립 근간이 되는 부착 특성에 영향을 미치는 모든 변수를 적절하게 반영할 수 있도록 인장강성 계수 β 를 결정하는 것이 중요하다. 따라서 이 연구의 목표는 실제의 비선형 부착응력-미끄럼 관계, 균열 안정화단계에서 부착 특성 및 쪼갬균열 등에 의한 부착 손실의 영향을 철근의 항복 구간 내에서 실제와 유사하게 반영할 수 있는 인장강성 계수를 제안하여 새로운 인장증강효과 모델을 개발하는 것이다.

2. 부착에 관한 기본 이론 고찰

2.1 지배 방정식

사용하중 단계에서 철근콘크리트 부재의 균열 거동은 Fig. 1(a)와 같은 인장 부재에서 길이가 dx 인 단면 요소에 작용하는 모든 성분들을 표시한 Fig. 4와 같이 미끄럼 s 를 포함한 부착 $\tau(s)$ 에 의해서 정의되는 다음과 같은 조건들을 지배 방정식으로 하여 그 특성과 크기를 분석하거나 계산할 수 있다.

첫째, 부착에 의해 콘크리트로 전달되는 힘을 포함하여 철근에 작용하는 힘에 대해서 $A_s(df_s/dx) + \sum_0 \tau(s) = 0$ 이라는 평형 (equilibrium) 조건이다. 둘째, 철근과 콘크리트의 변형률 차이와 두 재료의 경계면에서 발생하는 미

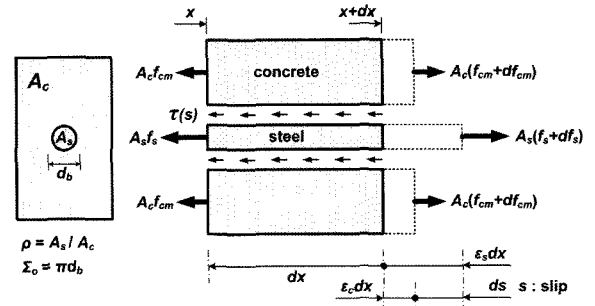


Fig. 4 Stresses and strains in a reinforced concrete elements

끄림의 일차도함수 $ds/dx = \epsilon_s - \epsilon_c$ 라는 변형에 대한 적합 (compatibility)조건이다. 셋째, 철근콘크리트 합성 구조계에서 철근으로부터 전달되는 부착력과 콘크리트가 저항하는 힘의 크기에 대해서 $A_s(df_s/dx) + A_c(df_{cm}/dx) = 0$ 이라는 평형 조건이다.

이상의 조건으로부터 거동을 분석하기 위해서는 철근과 콘크리트의 응력 상태와 두 재료의 경계면에서 발생하는 미끄럼에 대한 조건을 결정하여야 한다. 사용하중 구간에서는 철근과 콘크리트는 탄성 상태에 있다고 볼 수 있기 때문에 두 재료의 응력은 변형률에 비례한다고 할 수 있다. 그리고 두 재료의 경계면에서 발생하는 미끄럼은 부착응력-미끄럼 관계를 이용하여 구할 수 있다. 이 관계는 현재까지 많은 연구자들에 의해서 다양한 형태로 제안되고 있는데, 그 중에서 가장 대표적으로 사용되고 있으며 MC 90⁴⁾과 EC 2⁵⁾에서 채택하고 있는 비선형 부착응력-미끄럼 관계인 $\tau = \tau_{max}[s(x)]^\alpha$ 를 도입하게 되면 다음과 같은 미끄럼 s 에 대한 2계 비선형 미분방정식을 얻을 수 있다.

$$s'' - \frac{\pi d_b (1 - \rho) \tau_{max} s^\alpha}{A_s E_s} = 0 \quad (4)$$

이 지배 방정식에 하중 단계에 따른 경계조건을 적용하면 미끄럼 함수 s_x 를 구할 수 있으며, 이로부터 응력과 변형 상태를 파악할 수 있기 때문에 균열 간격, 균열폭 및 인장강성계수를 구할 수 있게 된다.

2.2 균열 단계에 따른 변형 조건

균열 형성단계에서는 Fig. 5(a) ㉠와 ㉡에 보인 바와 같이 균열과 균열 사이의 부재 내부에 미끄럼과 부착응력이 유발되지 않고 철근 변형률 ϵ_s 와 콘크리트 변형률 ϵ_c 가 같은 구간이 존재한다. 따라서 부착응력이 발생하지 않는 지점($x=0$)에서 미끄럼 량 s 와 그 크기의 변화율인 일차도함수 ds/dx 모두 Fig. 5(a) ㉢와 ㉣에 보인 바와 같이 0이 된다.

$$\left(\frac{ds}{dx}\right)_{x=0} = \epsilon_{sx} - \epsilon_{cx} = 0 \quad (5a)$$

균열 안정화단계에서는 Fig. 5(b) ㉠와 ㉢에 보인 바와 같이 미끄럼 량이 0이 되는 위치에서 철근의 응력은 최

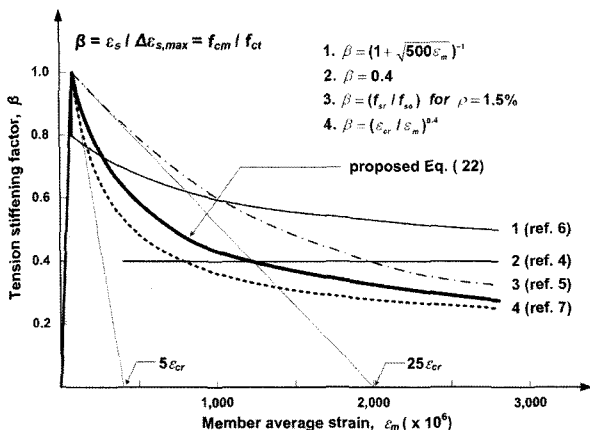


Fig. 3 Variation of values reported for tension stiffening factor

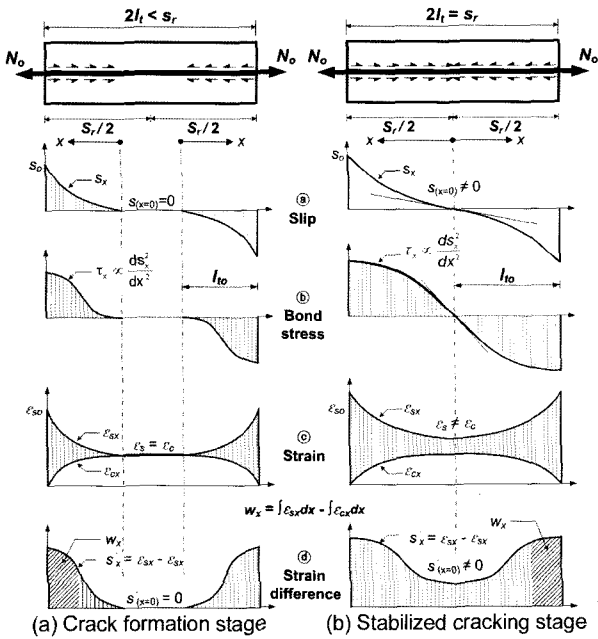


Fig. 5 Slip, bond stress and strain distributions between two cracks

소가 되고, 부착응력의 크기는 Fig. 5(b) ①와 같이 0이 되는데, 일반적으로 안정화된 균열 간격의 중앙 단면이 여기에 해당한다. 그런데 철근의 응력이 최소가 되는 위치에서 미끌림 량이 0이라 할지라도 균열 간격이 안정화되고 철근 응력이 계속적으로 증가함에 따라서 Fig. 5(b) ③와 ④같이 철근과 콘크리트의 변형률 차이가 심화됨으로서 미끌림의 일차 도함수는 0이 되지 않는다.

$$\left(\frac{ds}{dx}\right)_{x=0} = \epsilon_{sx} - \epsilon_{cx} > 0 \quad (5b)$$

이상과 같은 변형 조건의 차이에 의하여 균열 형성단계에서는 식 (5a)의 경계조건을 이용하여 균열 거동 해석의 기반 이론이 되는 미끌림 함수에 대한 수학적 해를 유도할 수 있게 된다^{10,11)}. 이와는 반대로 안정화단계에서는 위에서 언급한 식 (5b)의 경계조건 문제 때문에 균열 형성단계와 같은 수학적 전개가 불가능하다. 따라서 앞 절에서 밝힌 한계성의 개선 및 정밀한 해석과 설계를 수행하기 위해서는 이 구간의 특성을 적절히 반영할 수 있는 가정이 필요하다. 이에 본 연구에서는 여러 연구자들이 수행한 실험 결과들의 분석을 통해서 균열 안정화단계 특성들을 파악하고, 이로부터 논리적 타당성과 현실성을 확보할 수 있는 단순화한 조건들을 이용하여 균열 거동과 사용성 해석을 위한 역학적 모델을 구성하였다.

3. 인장증강효과 해석 모델

3.1 미끌림 함수

균열 안정화단계가 시작되면 부재의 전 구간에 걸쳐 D-구간이 형성되기 때문에 식 (5a)와 같은 $\epsilon_c = \epsilon_s$ 조건이

계속적으로 유지되지 못하고, 부재 중앙 단면에서 콘크리트의 하중 분담력 N_{cc} 는 콘크리트의 인장강도 이가 된다. 즉, N_{cc} 는 균열 간격 (또는 부착 전달 길이)의 변화에 따라서 균열하중 N_{cr} 의 0.5배에서 1.0배 사이에서 다양한 값으로 나타나게 된다. 그런데, Mirza와 Houde¹²⁾의 실험 결과를 분석하여 정리한 Fig. 6과 같이 안정화 단계에서 콘크리트의 분담력 N_{cc} 는 하중 증가에 상관없이 일정한 값 (약 $0.75N_{cr}$)으로 유지된다는 것을 관찰할 수 있다. 이에 본 연구에서는 앞 절에서 제시한 안정화 단계의 평균 균열 간격 조건과도 부합되는 $0.75N_{cr}$ 을 부착응력이 존재하지 않는 부재 중앙 단면에서 콘크리트의 분담력 N_{cc} 로 정의하였다.

$$N_{cc} = A_c f_{cc} = 0.75 A_c f_{ct} \quad (6)$$

이러한 관찰 결과로 부터 균열 안정화단계에서는 더 이상의 새로운 균열이 발생하지 않기 때문에 균열 간격은 l_f 와 $2l_f$ 사이에서 균열의 개수에 따라 각 간격 별로 일정한 값을 갖게 되는 것을 여러 실험 결과들을 통해서 확인할 수 있으며, 이들의 평균 균열 간격은 $1.5l_f$ 라는 사실과 동일한 것이라고 할 수 있다.

이상의 결과는 안정화단계에서 결정하지 못했던 식 (5b)의 경계 조건을 얻을 수 있다는 의미가 된다. 즉, 부재 중앙 단면 ($x=0$)에서 콘크리트의 변형률 $\epsilon_{cc} = N_{cc}/(E_s A_c)$ 와 철근의 변형률 $\epsilon_{sc} = (N_o - N_{cc})/(E_s A_s)$ 를 계산한 후, 다음과 같이 두 재료의 변형률 차이로부터 구할 수 있다.

$$\left(\frac{ds}{dx}\right)_{x=0} = \frac{N_o}{n A_s E_c} - 0.75 \frac{(1 + n\rho) f_{ct}}{n \rho E_c} \quad (7)$$

균열 안정화 단계에 적용할 수 있는 미끌림 함수를 정의하기 위하여 Jiang 등¹³⁾이 수행한 미끌림 분포 실험 결과를 Fig. 7에 정리하였다. 이 그림을 살펴보면, 균열 형성 단계로 간주할 수 있는 낮은 하중 단계에서는 비선형 분포를 나타내지만, 상대적으로 높은 하중 구간에서는 선형 분포의 경향을 나타낸다. 이와 같은 실험 결과

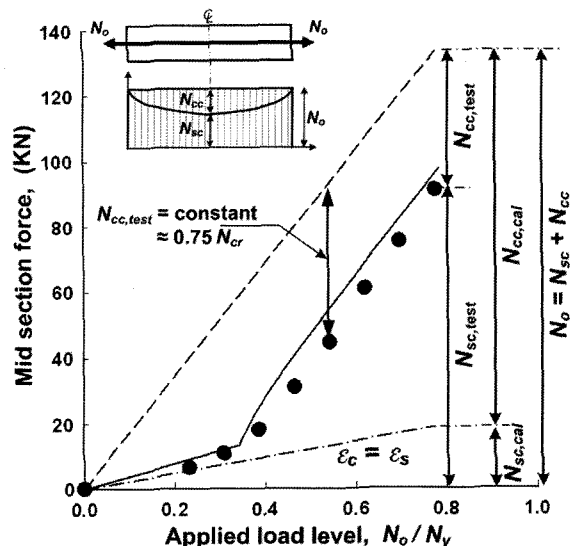
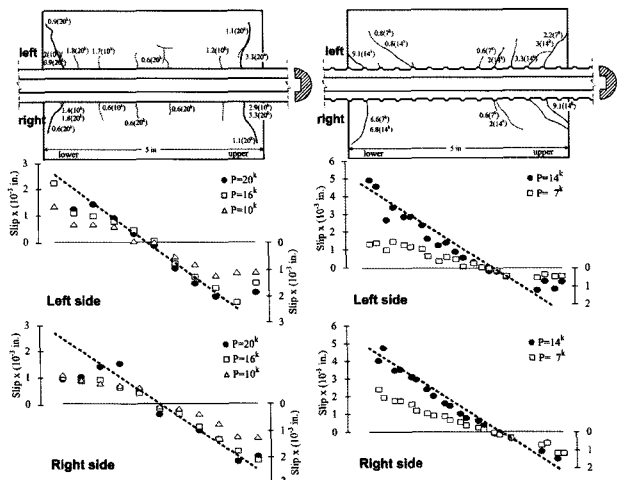


Fig. 6 Test result of mid section force in tension members



(a) Specimen A2 (D19, $c/db = 2.5$) (b) Specimen A4 (D16, $c/db = 3.0$)
Fig. 7 Comparison of slip distribution at stabilized crack stage

에 근거하여 식 (7)로서 정의되는 미끌림 일차 도함수 크기와 앞 절에서 설명한 지배 방정식 조건에 의해서 추가적인 경계 조건이 필요 없이 주어진 조건만으로 간단하게 계산할 수 있는 다음과 같은 일차 함수 형태의 미끌림 분포를 가정하였다.

$$s_x = \left(\frac{ds}{dx} \right)_{x=0} \cdot x = \left[\frac{N_0}{nA_s E_c} - 0.75 \frac{(1+n\rho)f_{ct}}{n\rho E_c} \right] \cdot x \quad (8)$$

제안식 (8)로서 미끌림을 계산하여 점선으로 표시한 Fig. 7을 살펴보면 미끌림이 발생하지 않는 일반적인 경우에 해당하는 부재 중앙 단면 (Fig. 7(a))으로부터 예측한 결과뿐만 아니라 뽑힘과파 (pullout failure)에 의한 국부적 부착손실 때문에 대칭성이 상실되어 부재의 중앙이 아닌 임의의 위치 (Fig. 7(b))로부터 예측된 경우에 대해서도 실험 결과와 비교적 일치함을 확인할 수 있다.

따라서 본 연구에서 제안한 균열 안정화단계에서의 선형 미끌림 분포를 적용하는 것은 현실적으로 큰 무리가 없다고 판단되며, 본 연구의 제안 모델을 구성하는데 있어서 논리적 타당성과 합리성을 모두 확보할 수 있다고 하겠다.

3.2 부착응력-미끌림 관계

본 연구에서는 MC 90과 EC 2에서 규정하고 있는 부착응력-미끌림 관계 (Fig. 8의 곡선)에서 균열 거동 및 사용성 평가와 관련이 있는 상향 곡선 부분을 기본식으로 이용하였다. 그런데 이 관계는 콘크리트의 구속 상태가 양호하다고 간주할 수 있는 피복두께 $5d_b$ 이상 또는 횡방향 보강철근이 배치되어 있는 경우에 해당하는 부착 조건으로서, 사용하중 구간인 균열 안정화단계에서의 쪼갬균열에 의한 현실적인 부착 손실 특성을 반영하지 못하고 있다. Harajli 등¹⁴⁾과 Huang 등¹⁵⁾의 실험 결과에 따르면, 콘크리트의 피복두께가 얇거나 구속이 완전하지 않은 일반적인 철근콘크리트 부재의 경우에 부착 손실의

대부분이 쪼갬균열에 의해 발생하여 Fig. 8의 곡선 II와 같은 거동을 보인다고 알려져 있다.

이상과 같은 사실에 근거하여 본 연구에서는 철근의 구속이 없는 상태로 그 범위를 국한하여 쪼갬균열의 발생 시점 (이 때의 미끌림 량을 s_c 로 정의)을 기준으로 부착응력-미끌림 관계를 각각 정의하였다. 즉 쪼갬균열 발생 이전에는 기존 모델의 거동과 동일한 상태로서, 쪼갬균열발생 이후에는 구속이 되지 않는 상태에 대해서 완전 소성 상태 (Fig. 9 참조)의 거동을 하여 두 재료의 경계면에는 잔류부착응력 τ_f 만 남아 있는 상태 (Fig. 8의 곡선 III)로서 간주하여 다음과 같이 두 단계로 구분하여 정의하였다.

$$\tau_x = \tau_{max} \left(\frac{s_x}{s_1} \right)^\alpha \quad (s_x < s_c) \quad (9a)$$

$$\tau_x = \tau_f \quad (s_c < s_x < s_1) \quad (9b)$$

여기서, τ_{max} 는 최대 부착강도 (MPa), τ_f 는 철근 마디에

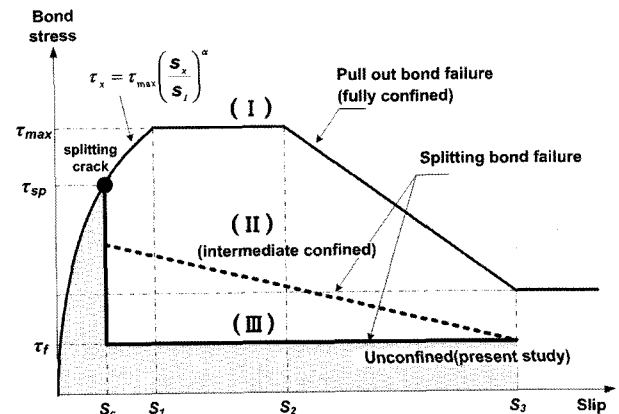


Fig. 8 Idealization of bond stress-slip relationship

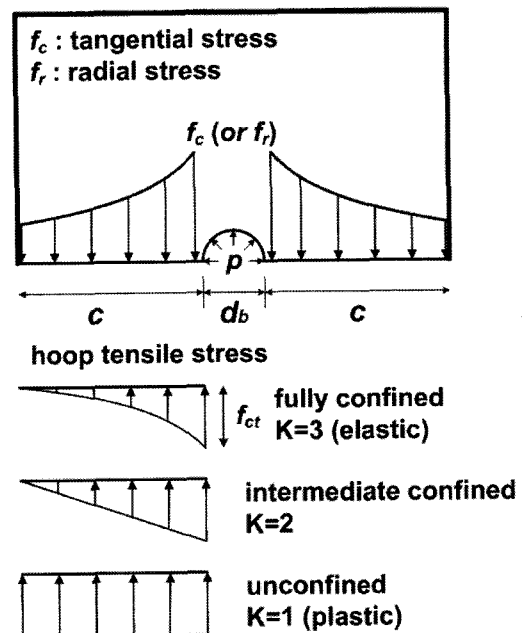


Fig. 9 Variation of concrete tensile stress distributions

서의 쪼갬 작용 (wedging action) 및 표면 마찰력에 의한 잔류 부착강도 (MPa), s_1 및 s_c 는 철근의 구속 상태와 균열에 따른 부착응력의 크기를 결정하는 특성 미끄럼 값 (characteristic slip value), a 는 실험 상수로서 $0 < a < 1.0$ 이다. 실험 상수 a 는 하중 형태 및 콘크리트강도에 따라서 결정되는데, 일반적으로 단기하중 또는 보통강도콘크리트를 사용하는 경우에는 0.4, 반복하중 또는 고강도콘크리트를 사용하는 경우에는 0.3을 이용한다. 최대 부착강도 τ_{max} , 잔류 부착강도 τ_f 및 미끄럼 특성값 s_1 과 s_c 는 콘크리트의 강도 및 피복두께에 따른 철근의 구속 정도와 쪼갬균열의 영향에 의해 결정되는데, 부착강도는 일반적으로 콘크리트 압축강도의 제곱근 형태로서 τ_{max} 는 $k_1(f_{ck})^{1/2}$, τ_f 는 $k_2(f_{ck})^{1/2}$ 와 같이 구할 수 있다. 본 연구에서는 MC 90⁴⁾의 규정에 근거하여 쪼갬균열에 의한 부착 손실이 발생하는 경우에 해당하는 $k_1=2.0$, $k_2=0.3$ 의 값을 이용하였으며, 미끄럼 값 s_1 은 0.6 mm, s_c 는 쪼갬균열의 영향을 결정하는 한계 미끄럼 값으로서 평형조건을 이용하여 구할 수 있다.

한계 미끄럼 량 s_c 는 균열면에서 발생하는 쪼갬균열 발생 조건으로부터 얻을 수 있다. Fig. 1(a)와 같은 각형 인장부재 중 길이 dx 를 갖는 한 단면 요소는 Fig. 9에 나타난 것처럼 직경 d_b 인 철근 하나를 포함하고 순 피복두께 c 를 갖는다. 부재에 인장력이 작용하면 Fig. 9에 나타난 것과 같이 방사 성분의 압력 p 가 콘크리트에 작용하게 되어 피복 콘크리트에 환인장응력 (hoop tensile stress)이 유발된다. 이러한 인장응력의 피복두께 방향 분포는 Fig. 9에 보인 것처럼 하중 단계 및 구속 조건에 따라 다양한 형태를 갖는다고 할 수 있다. 만약 최대 인장응력이 콘크리트의 인장강도 f_{ct} 와 같을 때 쪼갬균열이 시작되어, 그 후 약간의 하중 또는 변형이 증가하면 쪼갬균열은 순간 표면까지 발생한다. 이 순간의 상태를 평형조건으로 표현하면 다음과 같다.

$$pd_b dx = \frac{2}{k} cf_{ct} dx \quad (10)$$

여기서, K 는 콘크리트에 발생하는 응력 분포의 형태에 따라 달라지는데 등분포이면 $K=1$, 삼각형 분포이면 $K=2$ 이고, 2차 함수 분포 형태이면 $K=3$ 이 되며, 압력 p 는 부착응력과 철근 마디의 각도 θ 에 의해서 $\tau_f \tan\theta$ 로 표현할 수 있다.

그런데 쪼갬균열은 횡방향 균열면 또는 하중단에서 부터 발생하여 순간 철근을 따라 부착전달길이 구간으로 발전하여 철근과 콘크리트의 부착 성능에 손실을 주는 것으로 알려져 있다. 이와 같은 조건으로부터 쪼갬균열 발생 직전의 균열면에서 평균 압력 p 는 τ_{sp} 와 동일하다고 할 수 있으며, 이때의 콘크리트 응력 분포를 $K=1$ 로 간주하고 식 (9a)를 이용하여 이 값을 식 (10)에 대입하여 정리할 수 있다.

$$\tau_{max} \left(\frac{s_c}{s_1} \right)^\alpha \tan\theta = 2 \frac{c}{d_b} f_{ct} \quad (11)$$

여기서, 쪼갬균열은 균열면에서부터 시작하기 때문에 $x=l_t$ 가 되고, 현실적인 조건으로부터 θ 를 45°로 가정한다면, 이때의 미끄럼 량을 s_c 라 할 수 있기 때문에 한계 미끄럼 량 s_c 는 다음과 같이 정의된다.

$$s_c = s_1 \left[2 \frac{c}{d_b} \frac{f_{ct}}{\tau_{max}} \right]^{\frac{1}{\alpha}} \quad (\text{mm}) \quad (12)$$

4. 해석 결과 및 검증

4.1 철근 응력 분포

이상과 같은 연구 결과들에 의해서 철근의 응력 분포는 힘의 평형조건에 의해서 다음과 같이 구할 수 있다.

$$f_{sx} = f_{sr} + \frac{\sum_o \tau_{max}}{(1 + \alpha) s_1^\alpha A_s} \left[\frac{f_{so}}{E_s} - \frac{(1 + n\rho) f_{cc}}{n\rho E_c} \right]^\alpha x^{1+\alpha} \quad (13)$$

식 (12)로 정의되는 한계 미끄럼 량 s_c 로부터 부착 손실을 고려하여 계산되는 철근력을 Mirza와 Houde¹²⁾의 실험 결과와 비교한 Fig. 10을 살펴보면, 점선으로 표시한 쪼갬균열의 영향을 고려하지 않은 경우에는 초기 하중 단계에서는 실제 철근력과 유사하게 나타나지만, 하중이 증가할수록 그 차이가 심화됨을 알 수 있다. 이와는 반대로 쪼갬균열의 영향을 반영하여 실선으로 표시한 본 연구의 예측값은 하중 단계에 상관없이 콘크리트의 부착 손실에 따른 철근력 증가를 비교적 정확하게 예측하고 있음을 확인할 수 있다.

4.2 부착전달길이와 균열면 미끄럼 량

앞 절에서 정의한 것과 같이 균열 안정화단계에서의 미끄럼 함수는 부재 중앙 단면을 기준으로 식 (7)과 같

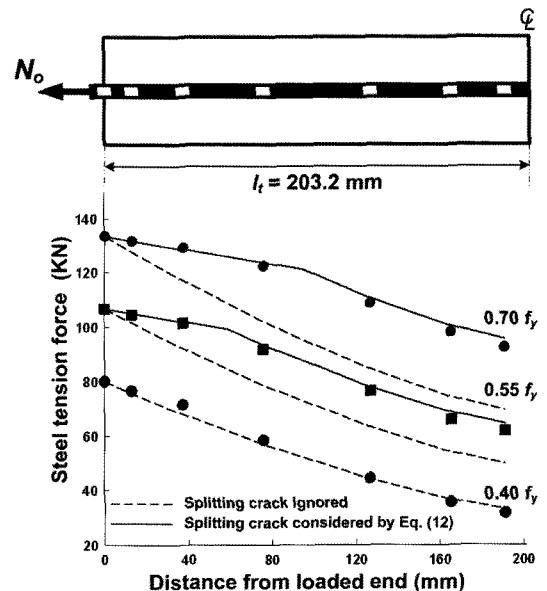


Fig. 10 Comparison of steel stress by splitting crack

은 선형의 기울기를 갖는데, 이 크기는 Fig. 11에 도해한 것과 같이 부착전달길이 l_t 와 균열면에서의 미끌림 량 s_o 에 의한 기울기와 동일하다고 할 수 있다. 따라서, $(ds/dx)_{x=0} = s_o/l_t$ 라는 관계를 이용하면 부착전달길이와 균열면 미끌림 량을 구할 수 있다.

균열 안정화단계에서의 부착전달길이 l_t 는 인장부재의 대칭 특성에 의해 균열 구간 내에서 부착응력이 유발되지 않는 유일한 영역인 중앙 단면에서 작용하중 N_o 는 철근 분담력 N_{sc} 와 콘크리트 분담력 N_{cc} 의 합과 같다는 힘의 평형조건으로부터 구할 수 있다.

균열이 발생한 부재에서 균열면으로부터 부착전달길이 l_t 만큼 떨어진 중앙 단면에서 Fig. 11과 같이 부착응력에 의해 콘크리트로 전달되는 힘 N_{cc} 는 식 (6)과 그 크기가 같아야 하므로, 이 조건에 대해서 식 (9a)로 정의한 부착응력 함수와 힘의 평형조건을 이용하여 전개하면 다음과 같이 부재의 변수들을 포함하는 관계를 얻을 수 있다.

$$\frac{\sum_o \tau_{max} l_t^{\alpha+1} \left(\frac{s_o}{l_t}\right)^\alpha}{(1+\alpha)A_c s_1^\alpha} = 0.75 f_{ct} \quad (14)$$

다음으로, 균열 안정화단계에서의 변형 조건인 식 (5b)에 대해서 식 (7)을 도입하게 되면 $ds/dx = \varepsilon_{sx} - \varepsilon_{cx} = s_o/l_t$ 가 되는데, 이 조건으로부터 부재 중앙 단면에서 발생하는 철근의 변형률 $\varepsilon_{sc} = \varepsilon_{cc} + s_o/l_t$ 를 힘의 평형조건을 이용하여 정리하면 다음과 같은 관계를 얻을 수 있다.

$$N_o = (1+np)N_{cc} + A_s E_s \frac{s_o}{l_t} \quad (15)$$

이상과 같이 결정된 식 (15)를 식 (14)와 결합하여 정

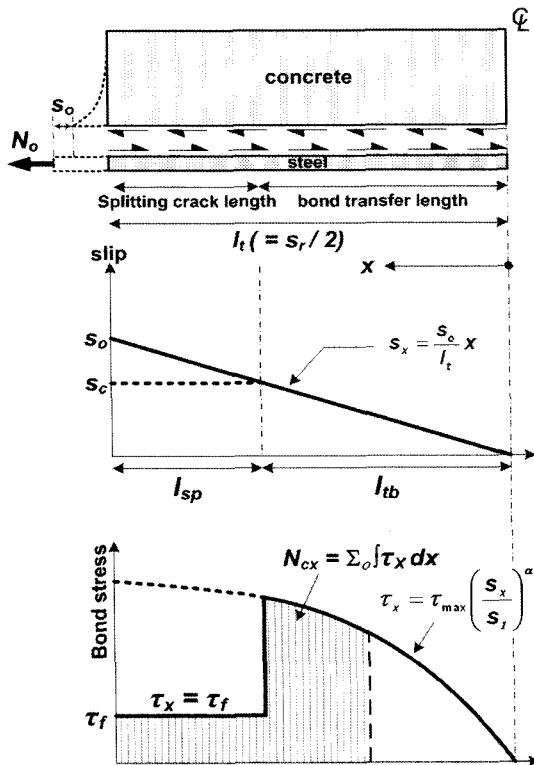


Fig. 11 Idealized distribution of slip and bond stress

리하게 되면 균열 안정화단계에서의 부착전달길이 l_t 를 결정할 수 있다.

$$l_t = \left[\frac{0.75(1+\alpha)A_c f_{ct} (s_1 A_s E_s)^\alpha}{\sum_o \tau_{max} \{N_o - (1+np)N_{cc}\}^\alpha} \right]^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad (16)$$

식 (16)은 작용하중 N_o 를 포함하고 있는데 균열 안정화단계가 되면 하중 증가와 상관없이 균열 간격이 일정하다는 조건을 만족하기 위해서는 이 값 대신 안정화가 시작되는 하중 $N_{o,st}$ 를 도입하여야 한다.

직접 인장 부재의 균열은 앞 절에서 언급한 것과 같이 D-구간의 끝 ($\varepsilon_s = \varepsilon_c$)에서 발생하는데, 이 순간의 균열발생 하중 N_{cr} 은 탄성변형조건과 평형조건에 의해서 $A_c f_{ct}(1+np)$ 로서 계산할 수 있다. 그런데 인장 부재는 균열이 발생한 이후 추가적인 하중 증가 없이 계속적으로 균열이 발생하면서 전체 구간에 D-구간이 형성된 후 안정화단계로 전이되기 때문에 $N_{o,st}$ 는 균열발생하중 N_{cr} 과 같다고 할 수 있다.

이상과 같은 조건 및 앞 절에서 제시한 상수 값들을 이용하여 식 (16)을 다시 정리하면 부착전달길이 l_t 는 다음과 같이 주요 변수인 철근비, 직경 및 콘크리트 강도에 대한 함수로서 결정할 수 있게 된다.

$$l_t = 0.15 \left[\left(\frac{E_s}{f_{ct}} \right)^\alpha \frac{d_b}{\rho^{1-\alpha}} \right]^{\frac{1}{1+\alpha}} (\text{mm}) \quad (17)$$

제안식의 정확성을 검증하기 위하여 Goto와 Otsuka¹⁶⁾, Jaccoud 등¹⁷⁾, Kim 등¹⁸⁾, Mitchell과 Homayoun¹⁹⁾, Scott와 Gill²⁰⁾ 및 Yannopoulos²¹⁾ 등이 수행한 직접 인장 실험에서 평균 균열 간격을 확인할 수 있는 15개 실험체의 결과에 대해서 통계 분석을 실시한 후, 현행 설계기준^{3,4)} 규정 및 다른 연구자들^{22,23)}의 제안식과 비교하여 Fig. 12에 정리하였다. 이 결과를 살펴보면, EC 2의 규정을 제외한 모든 식들이 다소간의 차이는 있지만 균열 간격 (부착전달길이)을 대체적으로 크게 예측하고 있음을 확인할 수 있다. 이와는 반대로, 본 연구에서 제안하는 식 (17)은 다른 모델들에 비하여 그 정확성이 비교적 양호하다고 할 수 있다.

균열면 미끌림 량 s_o 를 구하기 위해서 식 (16)의 N_{cc} 에 대해서 부착에 의해 전달되는 콘크리트의 분담력인 식 (6)을 대입하여 정리하면 다음과 같다.

$$\frac{(1+np)\sum_o l_t \tau_{max} s_o^\alpha + \frac{A_s E_s}{l_t} s_o - N_o}{(1+\alpha)s_1^\alpha} = 0 \quad (18)$$

식 (18)에 의해서 s_o 를 결정하기 위해 식 (15)의 조건으로부터 부착전달길이 l_t 를 도입하면, 다음과 같은 미끌림 량 s_o 에 대한 식이 유도된다.

$$s_o = \left[\frac{d_b}{E_s \rho} \left\{ f_{so} - 0.75 \frac{1+np}{\rho} f_{ct} \right\} \right]^{\frac{1}{1+\alpha}} \times 10^{-1} \quad (19)$$

이상과 같이 부착전달길이 l_t , 균열면 미끌림 량 s_o 를

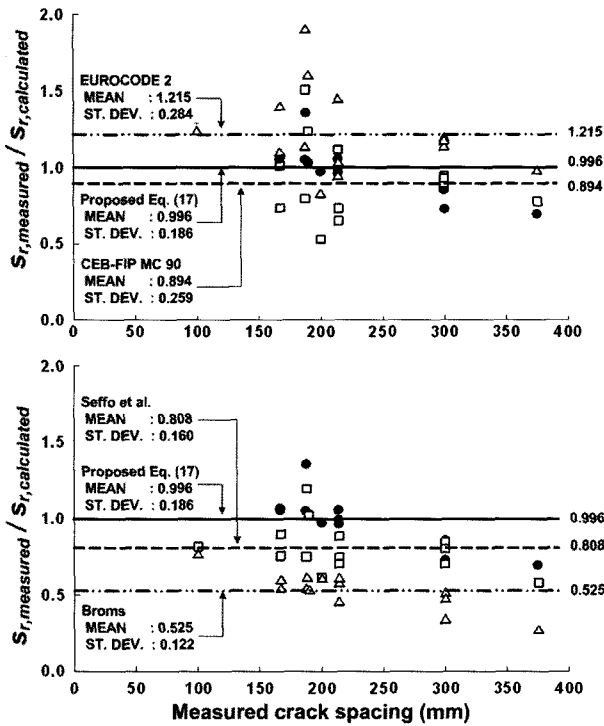


Fig. 12 Statistical comparison of average crack spacing

결정하게 되면 인장증강효과 유도에 필요한 부착응력 관계식을 얻을 수 있다. 이와 함께 쪼갬균열발생에 따른 부착 손실 특성을 결정하는 역할을 하는 한계 미끌림 량 s_c 에 의해서 부착전달길이 l_t 를 식 (9a)와 같은 부착 응력이 작용하는 구간 (부착 전달 구간 l_{tb})과 식 (9b)와 같은 잔류 부착응력이 존재하는 구간 (쪼갬균열 구간 l_{sp})으로 구분하여 적용하였다 (Fig. 11 참조).

4.3 인장강성 계수

앞 절에서 제시한 모든 조건을 이용하게 되면 $f_{cm} = \beta f_{ct}$ 및 $\epsilon_{sm} = \epsilon_{so}[1 - \beta(f_{sr}/f_{so})]$ 와 같은 형태로서 표현이 가능한 철근콘크리트 부재의 인장증강효과를 유도할 수 있게 되는데, 실제 인장증강효과는 부재 단면에 국한된 성질이 아닌 부재 전체 길이에 대한 부착 특성의 개념으로서 인장강성을 파악해야 할 것이다. 따라서 하중 단계에 따른 부재의 인장강성 거동을 대표할 수 있도록 하기 위해서는 부착전달길이 구간 내에서의 응력 또는 변형률 변화를 EC 2⁵⁾와 MC 90⁴⁾의 설계기준과 같이 평균 개념을 이용하는 것이 효과적이라 할 수 있다. 이를 위해서 본 연구에서는 임의의 단면에서 부착에 의해 철근으로부터 전달되는 콘크리트의 분담력 f_{cx} 를 쪼갬균열에 의한 부착 손실과 전달길이의 변화를 고려하여 다음과 같이 유도한 후,

$$f_{cx} = \frac{1}{A_c} [\sum_o \int_x^{l_{tb}} \tau_x dx + \sum_o \tau_f l_{sp}] \quad (20)$$

$$= \frac{\sum_o \tau_{max} s_o^\alpha}{(1 + \alpha) A_c l_t^\alpha s_t^\alpha} (l_{tb}^{1+\alpha} - x^{1+\alpha}) + \frac{\sum_o \tau_f l_{sp}}{A_c}$$

아래와 같은 평형 조건을 이용하여 부착 전달 길이 구간 내에서의 콘크리트 분담력의 크기를 대표할 수 있는 콘크리트 평균 분담력 f_{cm} 을 유도하였다.

$$f_{cm} l_t = \int_0^{l_t} f_{cx} dx \quad (21)$$

식 (21)에 대해서 식 (20)을 도입하여 정리하면, 콘크리트의 유효 인장응력 f_{cm} 은 앞 절에서 설명한 것과 같은 인장강성 계수 β 를 갖는 형태로서 정리할 수 있게 된다.

$$f_{cm} = \beta f_{ct}$$

$$= \left[\frac{1 + \alpha}{2 + \alpha} \left(\frac{s_c}{s_o} \right)^{2 + \alpha} + 0.15(1 + \alpha) \left(\frac{s_1}{s_o} \right)^\alpha \left(1 - \frac{s_c}{s_o} \right)^2 \right] f_{ct} \quad (22)$$

이상의 모든 조건 및 관계식으로부터 식 (22)와 같이 정의된 인장강성 계수 β 는 s_o , a , k_1 에 의한 비선형 부착응력-미끌림 관계와 s_c , k_2 에 의한 부착 손실 특성을 모두 포함하고 있기 때문에, 이를 식 (2)와 같은 형태로 적절히 이용하게 되면 균열 안정화단계의 거동을 기존의 모델들에 비하여 비교적 정확하게 평가할 수 있을 것이다.

4.4 인장증강효과 모델의 검증

식 (22)로 유도된 인장강성 계수를 이용하면 앞 절에서 정의한 인장증강효과 개념인 식 (2)의 평균 변형률 ϵ_{sm} 과 콘크리트 분담력 f_{cm} 으로 각각 정의할 수 있다. 이상과 같이 정의된 인장증강효과 모델을 검증하기 위해서는 각 하중조건에 따른 정확한 값을 결정해야 한다. 앞 절에서 이미 언급한 것과 같이 균열 안정화 시작 하중은 균열하중 N_{cr} 과 같은 상태에서 변형의 증가만 있으며, 쪼갬균열발생하중 N_{sp} 는 식 (15)의 평형 조건식에 대해서 미끌림 량 s_o 가 한계 미끌림 량 s_c 에 도달하는 순간의 작용하중이라고 할 수 있는데, 이를 표현하면 다음과 같다.

$$N_{sp} = \left[0.75 + \frac{n\rho E_c s_c}{1 + n\rho l_t f_{ct}} \right] N_{cr} \quad (23)$$

여기서, 현실적인 철근비와 보통강도콘크리트를 사용한 부재에 식 (23)를 적용하면, 쪼갬균열 하중 N_{sp} 는 균열하중 N_{cr} 의 1.1배에서 1.3배 사이의 범위에 존재하는데 이는 MC 90⁴⁾의 인장증강효과 모델에서 균열 안정화 단계를 산정할 때 사용하는 $1.3N_{cr}$ 의 조건과 유사하다고 할 수 있다. 이에 본 연구에서는 제안 모델을 유효하게 적용할 수 있는 시작 하중을 N_{sp} 로 정의하고, N_{cr} 이후 N_{sp} 까지는 변형의 증가만을 고려하여 그림 상에 점선으로 나타내었다.

이상과 같이 정의된 인장증강효과 모델에 대해서 현행 설계기준^{4,5)} 규정 및 다른 연구자들^{6,7)}이 제안한 응력 및 변형률 모델들과 Kim 등¹⁸⁾ 및 Rizkalla와 Hwang²⁴⁾의 실험 결과를 비교하여 Figs. 13과 14에 각각 나타내었다.

철근의 평균 변형을 개념으로 비교한 Fig. 13을 살펴 보면, 현행 설계기준^{4,5)}에서는 일정한 계수 또는 단순한 철근 응력 증가에 대한 감소 함수로만 정의하고 있기 때문에 실험 결과와 차이가 발생하고 있음을 확인할 수 있다. 그러나 본 연구의 제안 모델로서 예측한 결과는 균열하중 이후 안정화단계까지 변형의 증가 및 항복 하중까지의 사용하중 구간 내에서 발생하는 부재의 인장강성 거동을 비교적 정확하게 예측하고 있음을 알 수 있다.

다음으로 콘크리트 분담력을 비교한 Fig. 14를 살펴보면, 부재의 변형을 증가만을 변수로 이용하여 예측한 Collins 와 Mitchell⁶⁾의 모델은 콘크리트의 유효응력을 비교적 과대평가하고 있으며, Belarbi와 Hsu⁷⁾의 제안 모델은 안정화 단계 초기에 콘크리트의 인장 저항 능력을 과소평가하고 있는 것으로 나타났다. 이와는 반대로 부착응력-미끌림 특성과 쪼갬균열 영향이 고려된 본 연구의 제안식은 사용하중 구간 전체에서 콘크리트가 분담하는 인장응력을 비교적 정확하게 예측함을 확인할 수 있다.

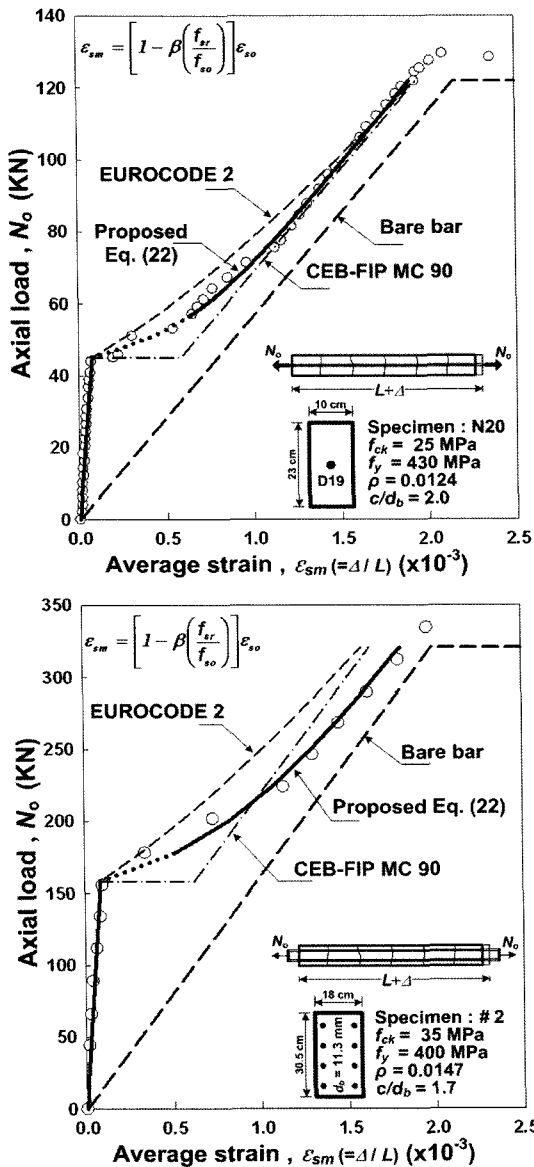


Fig. 13 Comparison of tension stiffening effect by steel strain approach

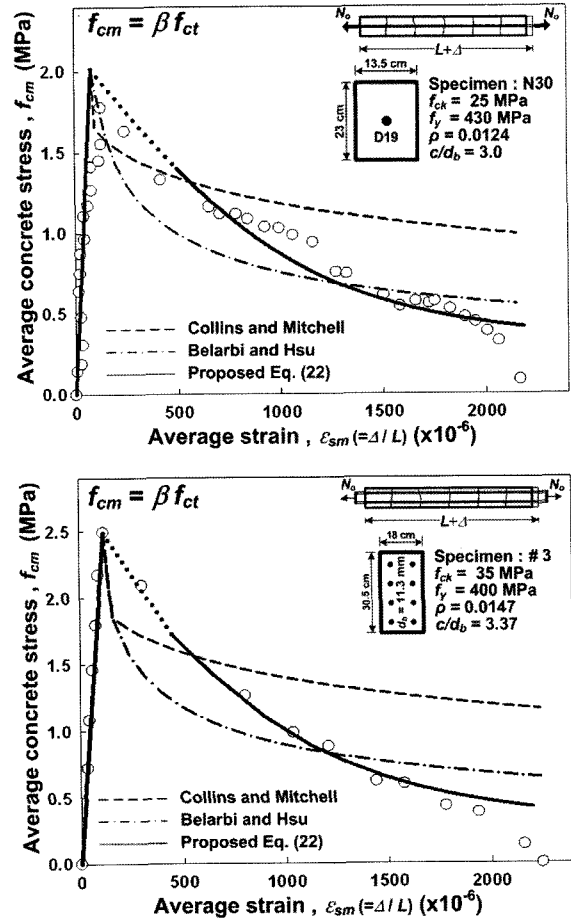


Fig. 14 Comparison of tension stiffening effect by concrete tensile stress approach

5. 결 론

이 논문은 철근콘크리트 부재의 균열 거동과 사용성 평가를 위한 기반 이론이 되는 응력-변형을 관계를 대표하는 인장증강효과 모델의 기본 조건 및 개념을 유도하고, 그 정식화 과정을 정리한 것이다. 이 새로운 모델은 힘의 평형조건 및 변형적합조건을 바탕으로 기존의 모델이 갖는 한계인 부착응력-미끌림 관계와 균열 안정화 특성을 적절히 반영하여 사용하중 구간에서의 거동을 실제와 유사하게 예측할 수 있도록 표현하였다. 이러한 과정에서 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 부착응력-미끌림 관계는 부착강도와 부착전달길이, 형상함수 및 미끌림 량의 함수로 표현되며, 철근콘크리트 부재의 균열 거동을 표현하는데 중요한 역할을 한다.
- 2) 쪼갬균열에 의한 부착 손실은 안정화 단계를 포함하는 사용하중 구간에서 부재의 거동을 평가하는데 영향을 미치며, 이를 적절히 반영하기 위해서 쪼갬균열발생 하중과 그에 따른 미끌림 량을 계산할 수 있는 식을 제안하였다.
- 3) 인장강성 계수 β 를 이용한 제안 모델은 현행 설계기준 및 연구자들이 제시하는 인장증강효과와 관련

된 식들을 모두 표현할 수 있으며, 재료 특성 및 하중 조건의 변화에도 적용할 수 있는 일원적 논리를 확보하고 있다.

- 4) 기존 문헌에서 주어진 실험 결과를 이용하여 제안 모델의 적용성을 검증한 결과, 그 정확성이 매우 양호한 것으로 나타났다.

감사의 글

이 연구는 교량설계핵심기술연구단을 통하여 지원된 건설교통부 건설핵심기술연구개발사업에 의하여 수행되었습니다. 연구 지원에 감사드립니다.

참고문헌

1. Kelvin, F. and Peter, H. B., "Tension Stiffening and Cracking of High-Strength Reinforced Concrete Tension Members", *ACI Structural Journal*, Vol.101, No.4, 2004, pp.447~456.
2. Fib, *Structural Concrete-Volume 2*, International Federation for Structural Concrete, Switzerland, 1999, pp.75~91
3. CEB-FIP, *CEB-FIP Model Code for Concrete Structures*, Comite Euro-International Du Beton, Paris, 1978, 378pp.
4. CEB-FIP, *CEB-FIP Model Code 1990*, Comite Euro-International Du Beton, Paris, 1991, pp.87~109.
5. European Committee for Standardization, *Eurocode 2-Design of Concrete Structures*, European Committee for Standardization, Brussels, 2002, 130pp.
6. Collins M. P. and Mitchell D., *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall, New Jersey, 1996, 146pp.
7. Belarbi, A. and Hsu, T. T. C., "Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete", *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.4, 1994, pp. 465~474.
8. Johnson, A. I., *Deformation of Reinforced Concrete*, International Association for Bridge and Structural Engineering Publications, Vol.11, 1951, pp.253~290.
9. Leonhardt, F., *Crack Control in Concrete Structures*, IABSE Surveys No.S-4/77, Zurich, 1977, 26pp.
10. Balazs, G., "Cracking Analysis Bases on Slip and Bond Stresses", *ACI Materials Journal*, Vol.90, No.4, 1993, pp.340~348.
11. Russo, G. and Romano, F., "Cracking Response of RC Members Subject to Uniaxial Members", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol.118, No.5, 1992, pp.1172~1190.
12. Mirza, M. S. and Houde, J., "Study of Bond Stress-Slip Relationships in Reinforced Concrete", *ACI Journal*, Vol.76, No.1, 1979, pp.19~46.
13. Jiang, D. H., Shah, S. P., and Andonian, A. T., "Study of the Transfer of Tensile Force by Bond", *ACI Journal*, Vol.81, No.3, 1984, pp.251~259.
14. Harajli, M. H., Hout, M., and Jalkh, W., "Local Bond Stress-Slip Behavior of Reinforcing Bars Embedded in Plain and Fiber Concrete", *ACI Materials Journal*, Vol.92, No.4, 1995, pp.343~354.
15. Huang, Z., Engstrm, B., and Magnusson, J., "Experimental and Analytical Studies of the Bond Behavior of Deformed Bars in High Strength Concrete", *4th International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete*, Paris, 1996, pp.1115~1124.
16. Goto, Y. and Otsuka, K., "Studies on Internal Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars", *ACI Journal*, Vol.68, No.4, 1971, pp.244~251.
17. Jaccoud, J. P., Charif, H., and Farra, B., "Cracking Behavior of HSC Structures and Practical Consequences for Design", *3rd International Symposium on Utilization of High-Strength Concrete*, CEB-FIP, Lillehammer, 1992, pp.225~232.
18. Kim, W., Lee, K. Y., and Yum, H. S., "Tension Stiffening Effect of High-Strength Concrete in Axially Loaded Members", *KCI Concrete Journal*, Vol.15, No.6, 2003, pp.915~923.
19. Homayoun, H. A. and Mitchell D., "Influence of Splitting Cracks on Tension Stiffening", *ACI Structural Journal*, Vol.93, No.6, 1996, pp.703~710.
20. Scott, R. H. and Gill, P. A. T., "Short-Term Distributions of Strain and Bond Stress along Tension Reinforcement", *Structural Engineer*, Vol.65B, No.2, 1987, pp.39~43.
21. Yannopoulos, P. J., "Variation of Concrete Crack Width Through the Concrete Cover to Reinforcement", *Magazine of Concrete Research*, Vol.41, No.147, 1989, pp.63~68.
22. Broms, B. B., "Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members", *ACI Journal*, Vol.62, No.9, 1965, pp.1237~1256.
23. Lorrain, M., Maurel, O., and Seffo, M., "Cracking Behavior of Reinforced High-Strength Concrete Tension Ties", *ACI Structural Journal*, Vol.95, No.5, 1998, pp.626~635.
24. Rizkalla, S. H. and Hwang, L. S., "Crack Prediction for Members in Uniaxial Tension", *ACI Journal*, Vol.81, No.6, 1984, pp.572~579.

요약 이 논문은 철근콘크리트 구조 부재의 인장증강효과에 대한 해석적 모델을 제안한 것이다. 이 모델의 정식화를 위해 철근과 콘크리트 경계면에서 발생하는 실제와 유사한 형태의 부착응력과 미끌림 특성과 쪼갬균열의 영향을 고려하였다. 균열 안정화 단계에서의 철근 경계면 미끌림 분포를 선형으로 가정하고, 균열이 발생한 부재의 중앙 단면에서 콘크리트의 분담력이 일정하다는 조건을 CEB-FIP Model Code 1990 및 Eurocode 2에서 제시하고 있는 부착응력-미끌림 관계에 적용하였다. 이로부터 균열 안정화단계에서 부착응력에 의해 철근의 매입길이 방향으로 변화하는 철근의 변형률과 콘크리트 분담력을 계산할 수 있는 평형방정식을 유도하고, 변형적합조건을 고려하여 철근의 평균 변형률과 콘크리트 평균 분담력으로 동시에 표현이 가능한 인장강성 계수를 제안하였다. 이로부터 새롭게 정식화된 인장증강효과 모델을 기존 문헌에 발표된 여러 연구자들의 실험 자료에 적용하여 그 정확성을 검증한 결과, 제안식에 의한 예측값은 실험값을 비교적 정확하게 예측하는 것으로 나타났다.

핵심용어 : 부착, 미끌림, 쪼갬균열, 균열 안정화, 인장증강효과