

고강도 콘크리트 보에서 Tension Stiffening 모델을 이용한 실험적 연구 및 평가

신 대 환¹ · 조 은 선¹ · 김 민 숙¹ · 김 희 철¹ · 이 영 학^{1*}

¹경희대학교 건축공학과

Experimental Study and Evaluation of Tension Stiffening Model in High Strength Concrete Beams

Dae Hwan Shin¹, Eunsun Jo¹, Min Sook Kim¹, Heechuel Kim¹ and Young Hak Lee^{1*}

¹Department of Architectural Engineering, Kyunghee University, Yongin, 446-701, Korea

Abstract

In strength limit states design, it is assumed that after cracking, reinforcement carries all tension in the tension zone of reinforced concrete members. However, it can be seen the concrete between cracks will contribute to carrying a part of the tension stress in actual concrete members particularly at service load levels, this effect is referred as tension stiffening effect.

In this study, tension stiffening models and high strength concrete beam flexural test results were verified through comparison. The relationship between moment-curvature and load-deflection was evaluated by result of tension stiffening model and test result values. The analysis results showed that ACI 318 and Owen & Damjanic generally shows good agreement.

Keywords : Tension stiffening effect, tension stiffening model, moment-curvature, high strength concrete

1. 서 론

일반적으로 철근 콘크리트 부재에서 인장력은 철근이 부담하는 것으로 가정하여, 콘크리트의 인장력은 무시하게 된다. 그러나 실제로는 콘크리트 부재에 균열이 발생하면 강성이 감소하면서 응력의 재분배가 일어난다. 균열이 발생한 단면에서는 철근이 인장력을 전부 부담하지만, 그렇지 않은 부분은 콘크리트의 부착응력이 인장력의 일부를 부담하여 철근의 인장변형률을 증강시키게 된다. 이를 Tension stiffening 효과라 한다. 철근 콘크리트 부재에서 Tension stiffening 효과를 고려하지 않을 경우, 사용하중 상태에 있어 부재의 강성이 과소평가 되어 처짐의 정확한 예측이 어렵게 된다 (Lee *et al.*, 1998). 따라서 균열 발생 후의 정확한 해석 및 거동의 평가를 위해서 Tension stiffening 효과는 고려되어야 할 중요한 요소다. 이에 현행 설계기준 및 기존 연구

자들은 콘크리트의 구성 방정식을 제안하거나 부재의 휨 강성 산정 시 사용되는 유효단면2차모멘트를 통해 Tension stiffening을 고려할 수 있는 방법을 제안하고 있다(ACI 318, 2011; BS 8110, 1997; CEB, 1993; Scanlon, 1972; Lin *et al.*, 1975; Damjanic *et al.*, 1984).

Lee 등(2005)은 Tension stiffening 효과에 미치는 변수로 실험을 수행하여 유효 휨강성을 재평가하였다. Choi 등(2010)은 Tension stiffening 효과를 고려한 여러 모델을 통해 처짐과 균열폭을 산정하고 EC2와 콘크리트구조설계기준에 의한 결과를 비교 및 분석하였다. 또한, Noh 등(2012)은 모멘트-처짐 관계식에 기존 연구의 실험 데이터를 적용하여 유효단면2차모멘트 산정식을 제안하였다. 그러나 기존 Tension stiffening 관련 연구는 일반 강도 콘크리트에 대한 연구로 고강도 콘크리트에 대한 실험적 연구는 아직 미흡한 실정이다.

* Corresponding author:

Tel: +82-31-201-3815; E-mail: leeyh@khu.ac.kr

Received February 1 2014; Revised February 10 2014;

Accepted February 11 2014

©2014 by Computational Structural Engineering Institute of Korea

This is an Open-Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License(<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0>) which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

본 연구에서는 고강도 콘크리트를 사용한 철근 콘크리트 보의 휨 실험을 수행하여 실험결과와 현행 설계기준 및 기존 연구자들의 Tension stiffening 모델의 결과를 비교하여 Tension stiffening 모델의 유효성을 평가하고자 하였다.

2. Tension stiffening 모델의 이론적 배경

Tension stiffening 모델의 접근 방법에는 크게 두 가지가 있다. 첫 번째는 균열이 발생 전과 발생 후의 유효 휨 강성(EI)을 보간하는 방법이다. 이는 ACI 318, BS 8110과 CEB를 포함한 설계기준에서 일반적으로 사용되고 있다. 두 번째는 콘크리트 부재에 처음 균열이 발생하고 난 이후의 응력-변형을 관계에서 하향점을 계산하여 콘크리트의 응력-변형을 관계로 모델화 한 방법이다. Scanlon(1972), Lin 등(1975), Owen 등(1984) 모델이 이 방법을 적용하여 Tension stiffening을 고려하고 있다.

2.1 ACI 318 (Branson's Method)

ACI 318 모델은 Murashev(1940)의 연구를 확장하여 Branson(1963)이 제안한 유효단면2차모멘트에 근거한다. 균열이 발생하지 않은 보에서의 휨 강성은 전단면모멘트를 통해 산정하나, 이후 하중 증가로 단면2차모멘트가 계산되는 부분에서의 최대모멘트(M_a)가 균열모멘트(M_{cr})를 초과하면 균열이 발생하게 된다. 균열이 발생한 부분은 단면2차모멘트를 사용하여 강성을 산정할 수 있다. 이 때, 보의 길이에 따라 모멘트가 달라지기 때문에 계산의 단순화를 위해 유효단면2차모멘트의 평균값을 사용하고 있다. ACI 318에서는 유효단면2차모멘트를 통해 Tension stiffening 효과를 고려하였다. 유효단면2차모멘트 I_e 는 다음 식 (1)의 Branson(1963)이 제안한 식을 사용한다.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (1)$$

여기서, $M_{cr} = f_r I_g / y_t$, M_a 는 단면2차모멘트가 계산되는 부분에서의 최대모멘트, M_{cr} 은 균열모멘트, I_g 는 전단면2차모멘트, f_r 은 콘크리트 파괴계수, y_t 는 중립축에서 인장면까지의 거리이다.

2.2 CEB

CEB CODE에서의 모멘트-곡률 관계는 균열이 발생하기

전과 균열이 발생한 상태 사이의 평균 곡률 ϕ_m 을 계수 ξ 를 이용해 보간법으로 산정한다. 계수 ξ 는 다음 식 (2)와 같이 정의 된다.

$$\xi = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s2}} \right)^2 = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \quad (2)$$

여기서, β_1 은 철근의 부착 특성을 나타내기 위한 계수(이형 철근 1.0, 원형철근 0.5), β_2 는 하중 또는 반복 하중의 지속 기간에 대한 계수(단기하중 1.0, 반복 또는 지속하중 0.5), σ_{sr} 은 균열이 발생하는 하중에서의 철근에 가해지는 응력, σ_{s2} 는 철근의 응력이다. 평균 곡률 ϕ_m 은 다음과 같은 식 (3)~(5)를 통해 계산된다.

$$\phi_1 = \frac{M}{E_c I_1} \quad (3)$$

$$\phi_2 = \frac{M}{E_c I_2} \quad (4)$$

$$\phi_m = (1 - \xi)\phi_1 + \xi\phi_2 \quad (5)$$

여기서, ϕ_1 은 균열 전 상태에서의 곡률, ϕ_2 는 균열 상태에서의 곡률, I_1 은 균열 전 상태에서의 단면2차모멘트, I_2 는 균열 상태에서의 단면2차모멘트이다.

2.3 BS 8110

식 (6)과 (7)은 균열 전 단계에서의 곡률을 계산하기 위한 식이며 식 (8)은 균열 단계에서의 곡률을 계산하기 위한 식이다.

$$f_c = \frac{M_x}{I} \quad (6)$$

$$\phi = \frac{M}{E_c I} = \frac{f_c}{E_c x} \quad (7)$$

$$\phi = \frac{M}{E_c I} = \frac{f_c}{E_c x} = \frac{f_s}{(d-x)E_s} \quad (8)$$

여기서, M 은 최대 휨모멘트, I 는 단면2차모멘트, f_c 는 콘크리트의 압축응력, x 는 중립축의 거리, f_s 는 철근의 인장응력, d 는 콘크리트의 유효깊이이다. 균열 단계에서는 인장 철근 부근에서 콘크리트 인장응력(f_{td})을 1MPa로 가정한다. 따라서 콘크리트 최대인장응력은 f_{td} 보다 다소 높은 응력 값을 가지게 된다. 다른 모델들의 경우 콘크리트 인장응력을

$0.62\sqrt{f'_c}$ 에 근거를 두는 것과 비교하면 30% 수준으로 인장응력을 가정하고 있다.

2.4 Scanlon Model

Fig. 1에서 보는 바와 같이 Scanlon 모델은 콘크리트가 인장응력에 다다른 후 균열이 발생하면 인장응력이 감소한 후 다시 인장응력이 증가하다가 다시 균열이 발생하면 응력이 감소하는 것을 반복하는 이론이다.

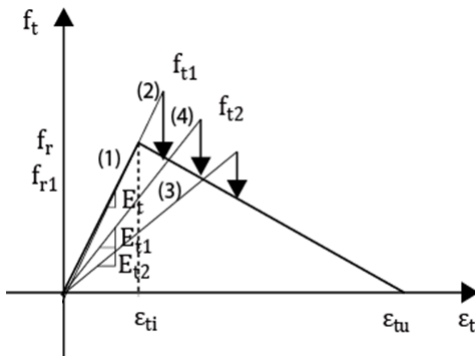


Fig. 1 Stress-strain model of Scanlon(Choi, 1998)

Scanlon 모델에서 콘크리트 응력-변형률 관계는 식 (9) ~ (11)에서 보는 바와 같이 3단계로 되어 있다. 1단계는 콘크리트의 균열이 발생하기 전까지 단계를 나타낸다. 2단계는 콘크리트 최대인장응력(f_r) 이후 인장응력이 감소하게 되는데 콘크리트의 인장응력이 0이 되기 전까지 단계를 나타낸다. 3단계는 콘크리트 인장응력이 0이 된 이후 구간으로 더 이상 콘크리트가 인장력에 기여할 수 없는 단계를 나타낸다.

1 단계 : 균열 전 ($M < M_{cr}$)

$$f(\epsilon) = E_c \epsilon \quad (\epsilon < \epsilon_{ti}) \tag{9}$$

2 단계 : 일부만 균열 발생

$$f(\epsilon) = E_c \epsilon \quad (\epsilon_{ti} < \epsilon < \epsilon_{tu}) \tag{10}$$

3 단계 : 완전 균열

$$f(\epsilon) = 0 \quad (\epsilon > \epsilon_{tu}) \tag{11}$$

여기서, $f(\epsilon)$ 은 콘크리트 인장응력, ϵ 는 콘크리트 변형률이다.

2.5 Lin & Scordelis Model

Lin & Scordelis 모델은 콘크리트 균열 이후 콘크리트 인장응력이 선형적으로 감소하는 이론이다. 콘크리트 최대인장응력이 되는 ϵ_{ct} 이후 변형률이 증가함에 따라 인장응력이

선형으로 감소하게 된다. 변형률 $\alpha\epsilon_{ct}$ 이후 콘크리트 인장응력은 0이 된다. Fig. 2에서 Lin & Scordelis 모델의 응력-변형률 관계를 그래프로 나타냈다.

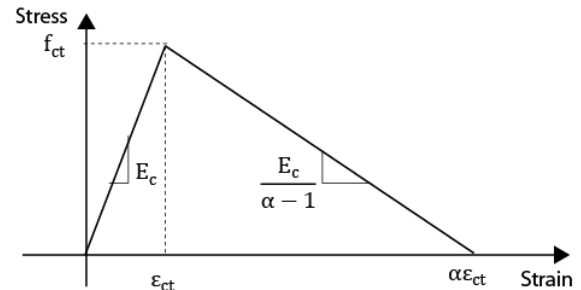


Fig. 2 Stress-strain model of Lin & Scordelis (Lee, 2003)

Tension stiffening 계수 α 값은 보의 강성도에 상당한 영향을 미친다. 기존 연구에서 $\alpha=3$ 의 값을 사용했을 때 가장 정확한 처짐을 예측하는 것으로 나타났으며 본 연구에서는 이를 반영하여 $\alpha=3$ 를 사용했다(Choi, 1998).

2.6 Owen & Damjanic Model

Owen & Damjanic 모델은 Lin & Scordelis 모델처럼 선형으로 감소하는 응력-변형률분포로 되어 있지만 균열 순간에 콘크리트의 인장응력은 ωf_{ct} 로 감소한다. 콘크리트 최대인장응력이 되는 ϵ_{ct} 이후 변형률이 증가함에 따라 인장응력이 선형으로 감소하게 된다. 변형률 $\alpha\epsilon_{ct}$ 이후 콘크리트 인장응력은 0이 된다. Fig. 3에서 Owen & Damjanic 모델의 응력-변형률 관계를 그래프로 나타냈다. Tension stiffening 계수 α 값은 Owen과 Damjanic이 수많은 실험을 통해 α 의 값으로 5와 10 그리고 ω 값으로 0.5를 제안했다. 본 연구에서는 $\alpha=10$ 으로 $\omega=0.5$ 를 사용했다.

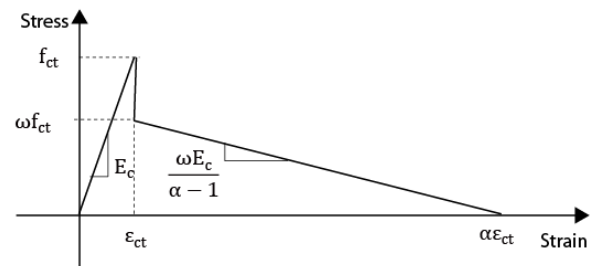


Fig. 3 Stress-strain model of Owen & Damjanic (Lee, 2003)

3. 실험계획 및 실험방법

Tension stiffening 효과에 영향을 미치는 변수로는 철근의 인장강도, 철근비, 콘크리트의 압축강도, 철근과 콘크리트의 부착응력 등이 있다. 본 연구에서는 이 중 가장 큰 영향을 미치는 철근비(ρ)를 변수로 하여 총 4개의 시험체를 제작하였다. 변수로 선정한 철근비는 최소 철근비 이상, 최대 철근비 이하의 값을 가지는 4가지의 경우로 선택하였다. 고강도 콘크리트에서의 Tension stiffening 효과를 평가하기 위해 압축강도 65MPa의 콘크리트를 사용하였다. Table 1과 2에 시험체 일람과 철근 물성치를 명시하였다.

본 실험은 시험체 양단을 단순지지로 설치하고 지점에서 가력점까지의 거리를 1,200mm로 하여 시험체 중앙부에 2점 재하하였다. 순경간 3,300mm를 4등분하여 3개의 LVDT를 설치하여 시험체의 하부에서 처짐을 측정하였다. 철근의 변형률을 측정하기 위하여 인장철근의 중앙부에 철근 스트레인 게

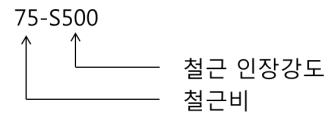


Fig. 5 Notations of a specimen

이지를 부착하였으며 콘크리트의 변형률을 측정하기 위하여 시험체 중앙의 상하부와 재하점 하부에 콘크리트 게이지를 부착하였다. 또한 Fig. 4에서 보는 바와 같이 시험체의 곡률을 측정하기 위해 각 시험체의 중앙에 중립축과 부재 하단의 거리를 4등분하여 3개의 변형률 게이지를 설치하여 하중 재하에 따른 시험체의 처짐 및 균열을 측정하였다.

하중은 1분에 5kN을 가력하였으며 최대하중 도달 후 최대하중의 60% 수준으로 하중이 감소할 때 까지 실험을 진행하였다. 실험에 사용된 장비는 1,000kN UTM, data logger, demec gauge, LVDT 등이 사용되었다. Fig. 5에 시험체별 표기법을 명시하였다.

Table 1 Details of test specimen

Specimen	b (mm)	h (mm)	length (mm)	Arrangement of steel bar	f_{ck} (MPa)	ρ_{min}	ρ	ρ_{max}
75-S500	340	460	3,900	2-D25	65	0.35	0.75	2.42
112-S500				3-D25			1.12	
150-S500				4-D25			1.50	
240-S500				3-D25 3-D25			2.40	

Table 2 Properties of steel deformed bar

Type	Diameter (mm)	Area (mm ²)	Tensile strength (MPa)	Modulus of elasticity (MPa)	Elongation (%)
D25	25.4	506.7	500	200,000	16
D10	9.53	71.3	400		

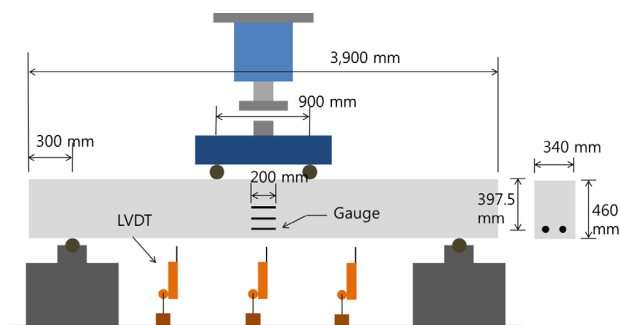


Fig. 4 Schematic test set-up

4. 실험 결과

4.1 하중-처짐 관계

Fig. 6의 하중-처짐 관계를 보면, 철근비가 낮은 시험체의 경우 낮은 초기 강성이 나타났지만 균열 발생 전까지 선형적인 거동을 보이다 균열 발생 이후 비교적 연성적인 거동을 보였다. 그러나 150-S500과 240-S500의 경우 최대 하중에 도달 후 비교적 취성적인 파괴가 나타났다. 실제 하중 결과 값은 설계하중에 비해 75-S500 시험체의 경우 1.54배 높게 나왔으며, 그 외 시험체의 경우 1.05~1.17배로 대체적으로 설계 값과 비슷한 결과를 보였다. 또한, 철근비가 증가할수록 실험결과 값과 설계 값이 비슷해지는 경향을 보였다. 이는 본 실험의 변수인 철근비가 최대 철근비에 가까워지면서 연성보다는 취성적인 파괴가 나타나는 것으로

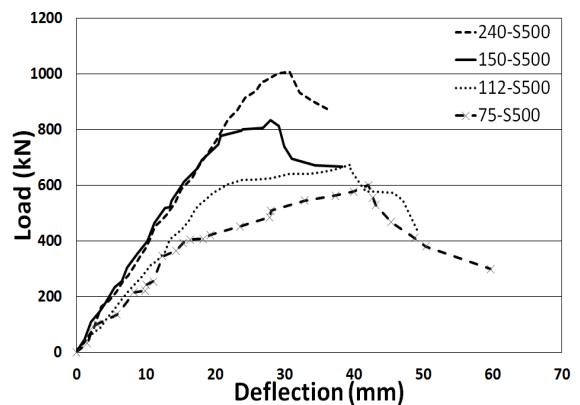


Fig. 6 Load versus deflection

Table 3 Summary of test result

Specimen	Design load (P_u)	Result load (P_{exp})	P_{exp}/P_u
75-S500	389.1kN	600.3kN	1.54
112-S500	573.5kN	674.4kN	1.17
150-S500	750.9kN	813.7kN	1.08
240-S500	858.3kN	902.8kN	1.05

판단된다. Table 3에서 설계 하중 값과 결과 값을 정리하여 나타냈다.

4.2 균열 및 파괴 양상

시험체의 균열 양상 및 파괴 양상은 Fig. 7에서 보는 바와 일반적인 철근 콘크리트 보의 휨 거동과 같이 나타났다. 하중 재하 단계에 따라 살펴보면, 모든 시험체에서 초기균열은 최대모멘트가 발생하는 구간인 보의 중앙부에서 휨 응력에 의한 휨 균열이 발생하였다. 이후 하중이 증가하면서 휨 균열이 단부로 확산되었고, 최대 하중에 도달하면서 급격한 처짐 증가와 시험체 중앙부에서 콘크리트 압축파괴가 발생하였다.

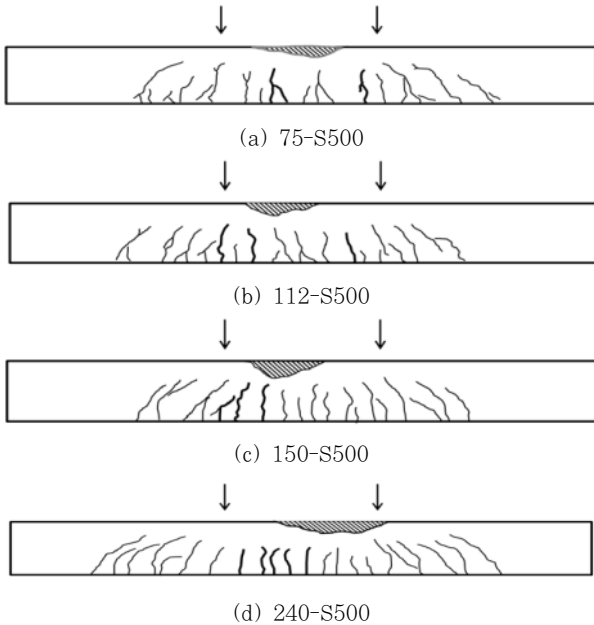
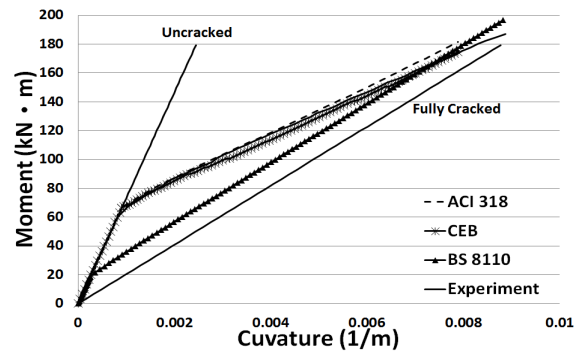


Fig. 7 Cracking patterns

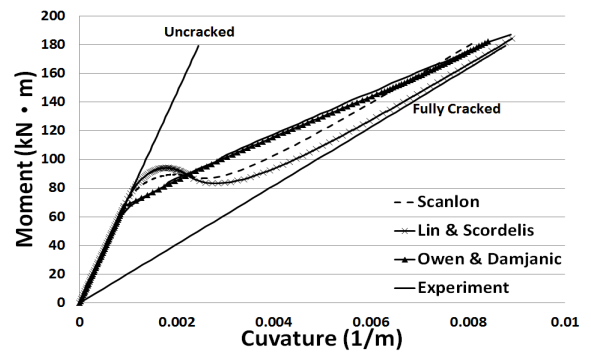
5. Tension stiffening 모델의 유효성 평가

5.1 모멘트-곡률 관계

현행 설계기준 및 기존 연구자가 제안한 Tension stiffening 모델의 유효성을 평가하기 위해 본 연구의 실험결과와 Tension stiffening을 통해 산정한 결과를 비교하여 Fig.

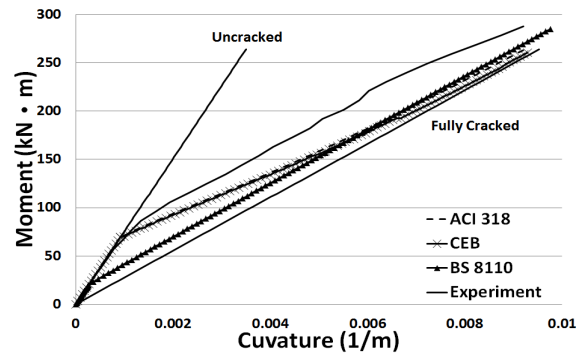


(a) Comparison between experimental data and codes

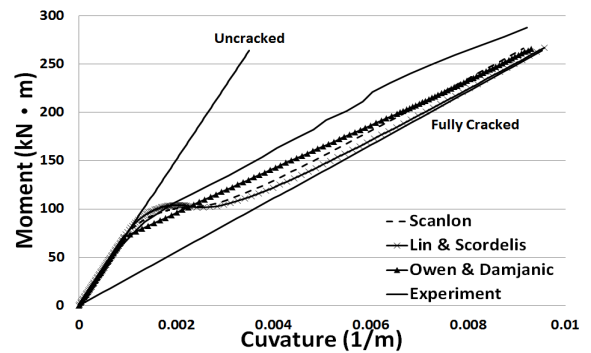


(b) Comparison between experimental data and existing models

Fig. 8 Moment versus curvature(75-S500)

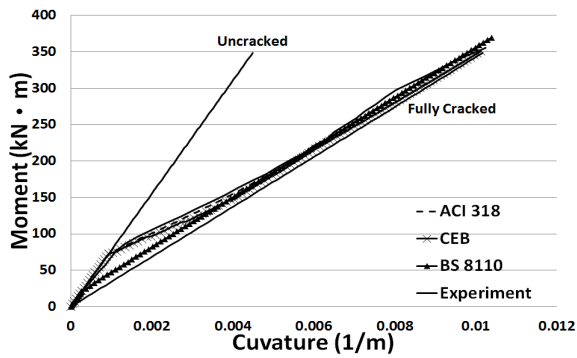


(a) Comparison between experimental data and codes

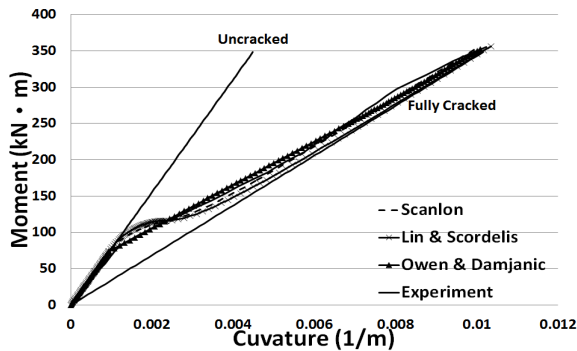


(b) Comparison between experimental data and existing models

Fig. 9 Moment versus curvature(112-S500)

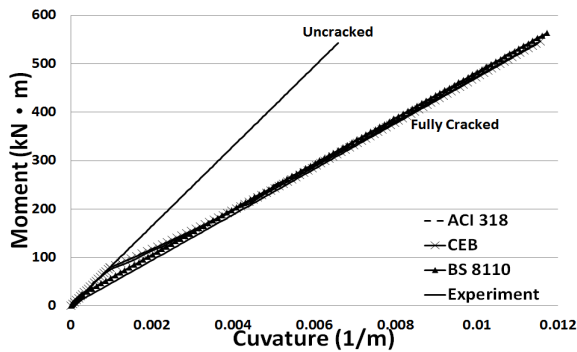


(a) Comparison between experimental data and codes

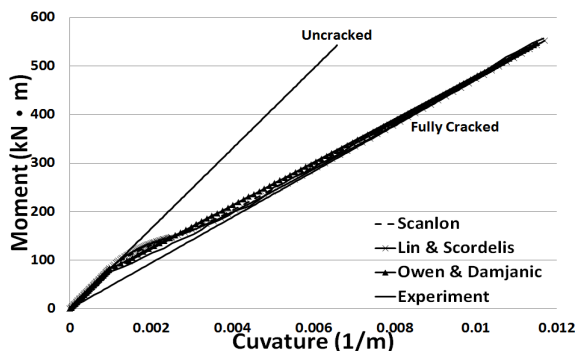


(b) Comparison between experimental data and existing models

Fig. 10 Moment versus curvature(150-S500)



(a) Comparison between experimental data and codes



(b) Comparison between experimental data and existing models

Fig. 11 Moment versus curvature(240-S500)

8~11에 각 시험체에서의 모멘트-곡률 관계를 나타내었다. 설계기준(ACI 318, CEB, BS 8110)과 Tension stiffening 모델(Scanlon, Lin & Scordelis, Owen & Damjanic)별로 나누어 실험 값을 비교하였다. 그림에서 보는 바와 같이 모든 Tension stiffening 모델과 실험 값은 균열 전 상태와 균열 상태 사이에 결과 값이 존재하게 된다. 112-S500 시험체의 경우 균열모멘트(M_{cr}) 이후 결과 값이 Tension stiffening 모델들에 비해 강성이 높게 나타났다. ACI 318의 경우 균열 모멘트(M_{cr})값과 균열 이후 시험체의 강성을 비교적 정확히 예측하는 것으로 나타났다. CEB 역시 균열모멘트(M_{cr})값과 비교적 일치하는 결과를 보였으나 강성의 경우, 균열 이후 실험 값 보다 다소 낮은 강성을 나타냈다. BS 8110에서는 실험에 비해 균열모멘트(M_{cr})를 다소 과소평가 하는 것으로 나타났다. 이는 BS 8110에서 콘크리트 허용 최대 인장응력(f_{ct}) 값을 다른 모델들의 인장응력보다 1/3 수준으로 보기 때문에 균열모멘트도 1/3 가량 낮은 값이 나타난 것으로 판단된다. Scanlon과 Lin & Scordelis 모델의 경우 균열모멘트(M_{cr}) 값이 비교적 일치하였으나, 균열 초기에는 실험 값 보다 높은 강성을 보이는 것으로 나타났다. 모멘트가 증가하면서 강성이 감소하는 곡선 형태를 그리면서 실험 값에 비해 해석 값이 균열단면 곡선에 더 빠르게 수렴하는 것을 알 수 있다. Owen & Damjanic 모델은 112-S500을 제외한 시험체에서 균열 전과 균열 후 모두 유사한 모멘트-곡률 관계를 보였다.

시험체별로 보면 Tension stiffening 모델과 실험 결과 값은 철근비가 증가할수록 균열 단면의 값에 빨리 수렴하게 된다. 이는 철근비가 균열단면을 산정하는 요소인 균열단면2차모멘트 I_{cr} 값에 있어 중요한 변수이기 때문에 철근비의 증가가 I_{cr} 값 증가로 이어져 보다 빨리 수렴하게 되기 때문이다. 철근비가 가장 큰 240-S400 시험체의 경우 BS 8110을 제외하고 실험과 해석의 균열모멘트(M_{cr}) 값이 비교적 일치하였으며 균열 발생 후에도 모든 Tension stiffening 모델과 실험결과 값이 상당히 일치하는 것을 볼 수 있다. Table 4에 실험결과와 Tension stiffening 모델을 사용한 해석결과를 비교하여 설계하중의 30%와 60%의 모멘트에서 비교하였다. 75-S500 시험체에의 경우, BS 8110을 제외하고 설계하중의 30%에 해당하는 모멘트가 균열모멘트(M_{cr}) 보다 작은 값을 나타내어 비교 대상에서 제외하였다.

ACI 318의 경우 112-S500을 제외한 시험체에서 실험대 해석결과와의 비(ϕ_{model}/ϕ_{exp})가 0.95~1.05로 적은 차이를 보여 실험결과를 비교적 정확히 예측하는 것으로 나타났다. 특히 240-S500 시험체에서는 사용하중(0.6 M_n)에서 곡률이 거의 일치하는 결과를 보였다. CEB의 경우 또한 112-

Table 4 Comparison of experiment results and tension stiffening models

Specimen	M_n	Service load	Experiment (*10 ⁻³)	ACI 318 (*10 ⁻³)	CEB (*10 ⁻³)	BS 8110 (*10 ⁻³)	Scanlon (*10 ⁻³)	Lin & Scordelis (*10 ⁻³)	Owen & Damjanic (*10 ⁻³)
75-S500	194.6kN · m	0.3 M_n	0.792	0.797	0.797	2.077	0.790	0.790	0.791
			ϕ_{model}/ϕ_{exp}	-	-	2.62	-	-	-
		0.6 M_n	3.993	3.894	4.195	4.891	4.862	5.421	4.086
			ϕ_{model}/ϕ_{exp}	0.98	1.05	1.22	1.22	1.36	1.02
112-S500	286.7kN · m	0.3 M_n	1.344	1.588	1.678	2.581	1.256	1.169	1.547
			ϕ_{model}/ϕ_{exp}	1.18	1.25	1.92	0.93	0.87	1.15
		0.6 M_n	4.457	5.551	5.716	5.701	5.744	6.073	5.350
			ϕ_{model}/ϕ_{exp}	1.25	1.28	1.28	1.29	1.36	1.20
150-S500	375.5kN · m	0.3 M_n	2.371	2.413	2.625	2.829	2.110	1.884	2.195
			ϕ_{model}/ϕ_{exp}	1.02	1.11	1.19	0.89	0.79	0.93
		0.6 M_n	5.993	6.314	6.431	6.156	6.222	6.432	6.039
			ϕ_{model}/ϕ_{exp}	1.05	1.07	1.03	1.04	1.07	1.01
240-S500	504.7kN · m	0.3 M_n	3.049	2.889	2.972	2.936	2.666	2.669	2.595
			ϕ_{model}/ϕ_{exp}	0.95	0.98	0.96	0.87	0.88	0.85
		0.6 M_n	6.391	6.363	6.535	6.135	6.177	6.466	6.069
			ϕ_{model}/ϕ_{exp}	1.00	1.02	0.96	0.97	1.01	0.95

S500를 제외한 시험체에서 0.98~1.11의 차이를 보였다. 그러나 BS 8110은 75-S500에서 실험 대 해석결과 비 (ϕ_{model}/ϕ_{exp})가 2.62로 큰 차이를 보였다. 이는 다른 모델에 비해 낮은 균열모멘트(M_{cr})를 사용함으로써 0.3 M_n 에서 다른 모델과 달리 이미 균열모멘트(M_{cr})가 발생하였기 때문에 큰 오차가 발생하게 되었다. 0.6 M_n 에서도 다른 모델에 비해 낮은 균열모멘트(M_{cr})로 인해 균열 이후에 낮은 강성을 보이게 때문이다. Scanlon과 Lin & Scordelis 모델의 경우 75-S500에서 각각 0.87~1.22와 0.79~1.36의 비교적 큰 차이를 보였다. 균열 이후 I_{cr} 값에 빨리 수렴하면서 사용하중 상태에서는 실험 값 보다 낮은 강성으로 인해 큰 오차를 보였다. 또한, 150-S500와 240-S500 시험체에서는 0.3 M_n 과 0.6 M_n 에서 다른 모델과 비교하여 큰 차이를 보이고 있다. 이는 Scanlon과 Lin & Scordelis 모델이 균열모멘트(M_{cr}) 발생 초기에는 비교적 높은 강성을 나타내지만 하중이 증가할수록 I_{cr} 값에 빨리 수렴하는 모델의 특징으로 인한 것으로 판단된다. Owen & Damjanic 모델의 경우 112-S500를 제외한 시험체에서 0.85~1.02의 비교적 적은 오차를 보였다. 112-S500의 경우 사용하중(0.6 M_n)에서 실험 대 해석결과의 비가 1.2로 다른 시험체에 비해 비교적 큰 차이를 보였다. 철근비에 따른 모멘트-곡률의 실험 대 해석결과의 비를 보면 철근비가 증가할수록 그 차이가 감소하였다. 즉, 기존의 Tension stiffening 모델은 철근비가 낮은 시험체의 경우 처짐을 과대평가 한다고 할 수 있다. 240-S500에서는 실험결과 값과 모든 Tension stiffening 모델이 사

용하중(0.6 M_n)에서 I_{cr} 값에 수렴해 있는 상태이기 때문에 0.95~1.01 사이의 비교적 작은 차이를 보였다. 설계기준에서는 ACI 318이, Tension stiffening 모델에서는 Owen & Damjanic이 가장 적은 오차를 보였다.

5.2 곡률-철근비 관계

철근비에 따른 곡률의 변화를 Fig. 12에 나타내었다. 실험결과를 포함한 해석결과 모두 철근비가 증가할수록 곡률 역시 증가하는 것으로 나타났다. 철근비가 낮은 75-S500 시험체의 경우 Lin & Scordelis 모델이 유사한 곡률을 예측한 것으로 나타났으며 112-S500의 경우 ACI 318 모델이 유사한 곡률을 예측하는 것으로 나타났다. 철근비가 $\rho=1.5, 2.4$ 인 150-S500과 240-S500에서는 거의 모든 모델이 곡

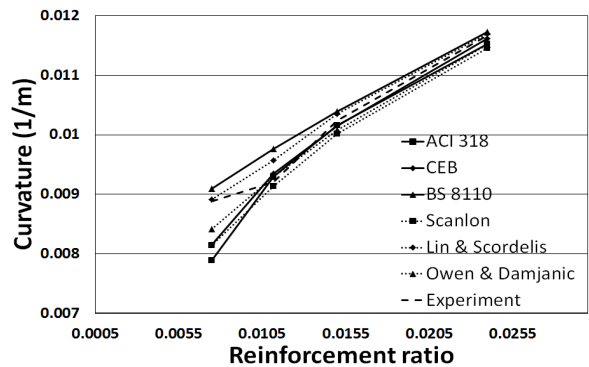


Fig. 12 Relation between the curvature and reinforcement ratio

를 유사하게 예측하는 것으로 나타났다. BS 8110은 해석 모델 중 모든 철근비에서 곡률을 과대평가 하는 것으로 나타났다. 철근비 증가할수록 Owen & Damjanic 모델과 시험체의 곡률이 가장 일치하는 것으로 나타났다.

6. 결 론

본 연구에서는 Tension stiffening 효과에 영향을 주는 주요 변수인 철근비를 변수로 하여 압축강도 65MPa의 고강도 콘크리트 보 시험체를 제작하여 휨 실험을 수행하였다. Tension stiffening 모델에 의한 해석결과와 실험결과를 비교하여 Tension stiffening 모델의 유효성을 평가하고자 하였다.

모멘트-곡률 관계를 통해 철근비가 증가할수록 실험을 통해 측정된 곡률과 해석모델을 사용하여 산정된 곡률 모두 균열단면(Fully Cracked)에 더 빠르게 수렴하는 것을 알 수 있었다. 이는 철근비의 증가가 균열단면2차모멘트인 I_{cr} 값의 증가로 이어졌기 때문이다. BS 8110 모델의 경우 다른 Tension stiffening 모델에 비해 균열모멘트(M_{cr})를 더 낮게 예측하는 것으로 나타났다. 이는 콘크리트에서 허용되는 최대 인장강도(f_{ct}) 값을 다른 모델에서 사용하는 인장강도 값의 30% 수준으로 보기 때문인 것으로 판단된다. 또한 철근비가 낮은 경우 Tension stiffening 모델이 실험결과를 정확히 예측하지 못하는 것으로 나타났다. 가장 낮은 철근비를 가진 75-S500 시험체의 경우 모델별로 사용하중($0.6M_n$)에서 실험대 해석 결과의 비가 0.98~1.36으로 나타났으나, 철근비가 가장 큰 240-S500에서는 0.95~1.02로 그 차이가 감소함을 알 수 있었다. ACI 318과 Owen & Damjanic의 Tension stiffening 모델이 실험결과를 가장 정확히 예측하는 것으로 나타났다. 그러나 현행 설계기준을 포함한 Tension stiffening 모델의 해석결과, 철근비가 낮은 경우에 대해 처짐을 과대평가 하는 것으로 나타났다.

감사의 글

이 논문은 2010년도 정부(교육부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 기초연구사업임(NRF-2010-0024387).

참 고 문 헌

ACI Committee 318-11 (2011) Building Code Requirements for Reinforced Concrete(ACI 318-11)

and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills.

Branson, B.E. (1963) Instantaneous and Time-Dependent Deflections of Simple and Continuous Reinforced Concrete Beams, Alabama Highway Department, Bureau of public roads, HPR Publication 7, pp.1~78.

British Standard Committee (1997) British Standard Code: Design of Concrete Structures (BS 8110-1: 1997), British Standards.

Choi, B.S. (1998) Variability of Reinforced Concrete Beam Deflections, PhD Thesis, The Pennsylvania State University, USA.

Choi, S.W., Yang, J.H., Kim, W. (2010) Influence of Tension Stiffening Effect on Deflection and Crack Width in RC Members, *KCI Concrete Journal*, 22(6), pp.761~768.

Comite Euro-International du Beton (CEB) (1993) CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford, London.

Damjanic, F., Hinton, E., Owen, D.R.J., Bicanic, N., Simovic, V. (1984) Proceedings of the International Concrete on Computer-Aided Analysis and Design of Concrete Structures Part I. Pineridge Press, Swansea, U.K, pp.693~706.

Lee, B.H., Hong, C.W., Chang, D.I. (1998) Failure Behavior and Tension Stiffening of RC Tension Members, *J. Korean Soc. Civ. Eng.*, 18(3-3), pp.483~494.

Lee, J.C. (2003) Comparative Study of Tension Stiffening Models in Reinforced Concrete Beams, Thesis, The Pennsylvania State University, USA.

Lee, S.B., Jang, S.Y., Kim, S.S., Lee, J.S. (2005) Experimental Evaluation of Effective Flexural Rigidity in Reinforced Concrete Beams Considering Tension Stiffening Effect, *KCI Concrete Journal*, 17(6), pp.1033~1042.

Lin, C.S., Scordelis, A.C. (1975) Nonlinear Analysis of RC Shell of General Form, *Journal of the Structural Division, ASCE*, ST3, pp.523~538.

Murashev, V.E. (1940) Theory of Appearance and Opening of Cracks, Computation of Rigidity of Reinforced Concrete Members, *Stroitel'naya Promishlennost*, Moscow.

Noh, S.Y., Kim, Y.R., Jung, J.C. (2012) Effective Moment of Inertia in Reinforced Concrete Beams based on the Moment-deflection Relation, *Architec-*

tural Research, 28(10), pp.3~10.

Scanlon, A. (1972) Time Dependent Deflections of Reinforced Concrete Slabs, PhD Thesis, University of Alberta, Canada.

The Mathworks (2011) MATLAB Version 7.12(The

Language of Technical Computing) User's Manual, The Mathworks.

Yoon, S.H., Kim, J.S., Yum, H.S., Kim, W. (1998) Tension Stiffening Effect of High Strength Concrete, *KCI Concrete Journal*, 10(2), pp.495~500.

요 지

강도 한계상태 설계에서는 균열이 일어난 이후 철근콘크리트 부재의 인장영역에서 철근이 모든 인장력을 부담하는 것으로 가정한다. 그러나 균열 사이의 콘크리트가 실제 콘크리트 부재에서는 특히 사용하중 수준에서의 어느 정도의 인장 응력을 견디는데, 일조 하는 것으로 보고 있다. 이러한 효과를 Tension stiffening 효과라 한다. 본 연구에서는 Tension stiffening 모델과 고강도 철근 콘크리트 보의 휨 실험결과의 비교를 통해 해석모델의 유효성을 평가 하고자 한다. 이를 통해 선정 된 6가지의 Tension stiffening 모델과 실험에 의한 모멘트-곡률, 하중-처짐등을 관계를 평가하였다. 실험결과 설계기준에서는 ACI 318이 Tension stiffening 모델에서는 Owen & Damjanic이 실험 값과 가장 적은 오차율을 보이며 높은 신뢰도를 보였다.

핵심용어 : Tension stiffening 효과, Tension stiffening 모델, 모멘트-곡률, 고강도 콘크리트