Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection
Vol. 24, No. 5, October 2020, pp.1-8
https://doi.org/10.11112/jksmi.2020.24.5.1
pISSN 2234-6937
eISSN 2287-6979

철근콘크리트 부재의 전단강도 산정모델

이득행[1], 한선진[2], 김강수[3*]

Shear Strength Estimation Model for Reinforced Concrete Members

Deuckhang Lee[1], Sun-Jin Han[2], Kang Su Kim[2*]

Abstract: This study presents a shear strength estimation model, in which the shear failure of a reinforced concrete (RC) member is assumed to be governed by the flexure-shear mechanism. Two shear demand curves and corresponding potential capacity curves for cracked tension and uncracked compression zones are derived, for which the bond mechanism developed between reinforcing bars and surrounding concrete is considered in flexural analysis. The shear crack concentration factor is also addressed to consider the so-called size effect induced in large RC members. In addition,unlike exising methods, a new formulation was addressed to consider the interaction between the shear contributions of concrete and stirrup. To verify the proposed method, an extensive shear database was established, and it appeared that the proposed method can capture the shear strengths of the collected test specimens regardless of their material properties, geometrical features, presence of stirrups, and bond characteristics.

Keywords: shear crack, aggregate interlocking, compression zone, bond

1. 서 론

지난 50년 이상동안 철근콘크리트 부재의 복잡한 전단저항 메커니즘을 이론적으로 규명하기 위한 많은 연구들이 수행되었다(Joint ACI-ASCE Committee 445, 1998; Vecchio and Collins, 1986; Vecchio, 2000; Muttoni and Fernandez Ruiz, 2008; Vas Rodrigues et al., 2010; Park et al., 2006; Choi et al., 2007a,b; Kim and Jeong, 2011; Collins et al., 1996; Collins and Kuchma, 1999; Bentz et al., 2006; Reineck, 1991; Pang and Hsu, 1996; Hsu and Zhu, 2002). 특히, 회전각이론에 근거한 수정압축장이론(modified compression field theory, MCFT, by Vecchio and Collins, 1986)은 철근콘크리트 부재의 전단저항 메커니즘에 대한 이해를 높일 수 있는 계기를 제공하였으며, 이론적 합리성과 정확성을 인정받아 북미 및 유럽지역의 설계기준으로 채택되었다(Federation internationale du beton, 2010; CSA Committee A23.3, 2004; American Association of State Highway Transportation Officials 2004). 수정압축장이론에서는 콘크리트의 전단저항이 주로 균열된 콘크리트 복부에서 발휘된다고 설명하고 있다. 한편, 이와는 반대로 비손상된 압축측 콘크리트를 주요 전단저항 요소로 가정한 해석모델들이 제안되었으며(Park et al., 2006; Choi et al., 2007a,b; Trueyen and Frosch, 2003; Kotsovos, 1998; Kani, 1964; Lee et al., 2016), Tureyen and Frosch(2003), Kotsovos(1998), Park et al.(2006), and Choi et al.(2007a,b)은 휨손상을 경험한 중립축 하부의 균열된 콘크리트 웹의 전단저항(즉, 골재의 맞물림작용)은 무시할 수 있을 정도로 작다고 가정하였다. 또한, 철근콘크리트 부재의 전단저항 메커니즘들의 기여분을 단순히 누가하는 연구들도 있었다.

이 연구에서는 기존 연구들과 다르게, 특정 단면에 작용하는 전단력을 균열된 인장측에서 국부적으로 증가되는 철근의 응력에 의하여 유발되는 요구 골재맞물림력과 비손상된 압축측에서 저항 되어야 하는 요구전단력으로 구분한 이중잠재강도 개념을 도입하였으며, 작용하중의 크기에 따라 변화하는 각각의 요구전단력에 대응되는 잠재전단강도(파괴기준)를 정의하였다. 이와 더불어 단면의 높이가 큰 콘크리트 부재에서 나타나는 크기효과(size effect)를 설명하기 위하여 균열집중계수를 도입하였다. 제안모델에서는 두 개의 전단 요구곡선 중 먼저 잠재 전단강도에 도달하는 전단저항 메커니즘에 의하여 부재의 파괴모드가 결정된다. 또한, 제안모델은 전단철근이 배치된 철근콘크리트 부재의 전단거동과 전단철근이 배치되지 않은 부재의 전단거동 차이를 이론적으로 설명할 수 있다.

[1]정회원, 충북대학교 건축공학과, 조교수
[2]정회원, 서울시립대학교 건축학부, 박사후연구원
[3]정회원, 서울시립대학교 건축학부, 교수, 교신저자
***Corresponding author:** kangkim@uos.ac.kr
Department of Architecture, University of Seoul, Seoul, 02504, Korea
•본 논문에 대한 토의를 2020년 11월 30일까지 학회로 보내주시면 2020년 12월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

Copyright Ⓒ 2020 by The Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection. 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.

2. 이중잠재강도모델 (Dual Potential Capacity Model, DPCM)

2.1 전단요구곡선

Kani(1964)의 이론(tooth model)에서는 철근콘크리트 보의 휨-전단 균열을 바탕으로 전단거동 또는 전단파괴를 설명하고 있다. 이미 잘 알려진 것과 같이, 콘크리트 부재의 복부전단강도(web-shear strength)는 이론적으로 비교적 쉽게 결정될 수 있지만, 이에 비해 휨-전단 강도(flexural-shear strength)는 부착응력에 의한 보거동(beam action) 및 부착상실에 의한 아치거동(arch action) 등과 같은 복잡한 메커니즘으로 인하여 정확한 산정이 어렵다(Lee et al., 2016; Lee et al., 2017). 휨모멘트가 작용하는 콘크리트 단면에 발생되는 인장응력이 콘크리트의 인장강도 보다 크게 되면 휨균열이 발생되며, 이때 휨균열은 압축응력이 작용하고 있는 중립축 상부로는 발전하지 못한다고 가정할 수 있다. MCFT(Vecchio and Collins, 1986) 및 교란응력장모델(distrubded stress field model, DSFM)(Vecchio, 2000)에 따르면, 균열이 발생된 인장측에서 균열면 사이의 콘크리트에 발생되는 응력분포와 균열면에서의 응력분포는 평형을 이뤄야 하므로

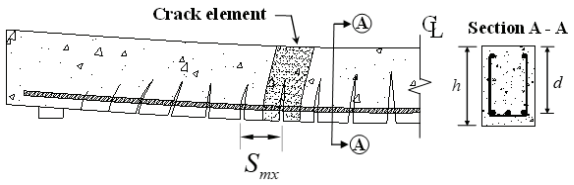
$$v_{ci,req} = (\rho_{sx}\Delta f_{sx} - \rho_{sy}f_{vy})\sin\theta\cos\theta \quad (1)$$

$$v_{ci,req}b_w(d_s - c) \quad (2)$$

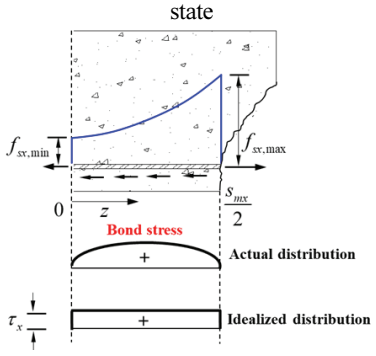
의 관계가 반드시 성립되어야 한다(Vecchio and Collins, 1986; Vecchio, 2000). 여기서, $\rho_{sx,eff}$ 와 ρ_{sy}는 각각 중립축 이하에서 산정된 유효 길이방향 철근비와 전단철근비로써 $A_s/[b_w(d_s-c)]$ 과 $A_v/(b_w s_v)$으로 계산될 수 있다. 또한, b_w는 단면의 폭, d_s는 단면의 유효깊이, c는 중립축의 깊이, s_v는 전단철근의 간격, A_s와 A_v는 각각 인장철근과 전단철근량, Δf_{sx}는 균열면에서 길이방향철근의 국부적인 응력증가분이고, f_{vy}는 전단철근의 항복강도, θ는 전단균열각도이다. Eq. (1)은 균열면에서 국부적으로 증가한 철근의 응력(Δf_{sx} 및 f_{vy})에 의하여 균열면에서 필요한 골재맞물림저항이 결정된다는 것을 의미하며, 이는 곧 인장측에서 반드시 저항되어야 하는 요구전단응력($v_{ci,req}$)이 된다(Cho, 1998). 즉, 균열면에서 길이방향 철근의 국부적인 응력증가분이 크면 골재맞물림에 의하여 저항되어야 하는 인장측 요구전단력이 증가되며, 이는 부착응력에 의하여 유발된다. 다음으로 압축측에서 저항되어야 하는 요구전단력($V_{cc,req}$)은 단면에 작용하는 총 전단력(V_{tot})에서 균열된 인장측에서의 요구전단력($V_{ci,req}$)을 제외하여

$$V_{cc,req} = V_{tot} - V_{ci,req} \quad (3)$$

으로 산정할 수 있다. 제안모델에서는 한 개의 전단저항 메커니즘(즉, 인장측 또는 비손상 압축측 콘크리트 측 메커니즘)이 전단력(V_{tot})에 저항하는 것이 아니라, 2개의 메커니즘이 모두 전단저항을 제공한다.



(a) Reinforced concrete flexural member in crack stabilized state



(b) Bond stress distribution in cracked element

Fig. 1 Bond mechanism-based flexural behavior estimation model

2.2 부착거동이 고려된 휨거동해석모델

Fig. 1(a)에는 철근콘크리트 부재에 발생하는 휨균열 양상 및 이상화된 균열분포를 나타내었다. 이 연구에서는 콘크리트 부재는 전단파괴 시 이미 균열안정화단계(crack stabilized state)에 도달한 것으로 가정하였으며(Park and Paulay, 1975; Maaddawy et al., 2005; Han et al., 2014), 이 때 휨 균열간격(S_{mx})은 CEB-FIP model code(1978)와 Collins and Mitchell (1991)이 제시한 바와 같이

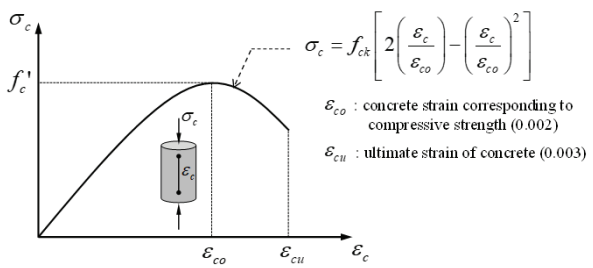
$$S_{mx} = 2(C_c + \frac{s_L}{10}) + 0.25k_1\frac{d_b}{\rho_s} \quad (4)$$

으로 산정하였다. 여기서, C_c는 순피복두께, s_L은 인장철근 사이 간격, k_1은 부착특성계수로써 이형과 원형철근에 대하여 각각 0.4 및 0.8을 사용하고, d_b는 철근의 직경, ρ_s는 휨인장철근비로써 $A_s/(b_w d_s)$ 으로 산정된다.

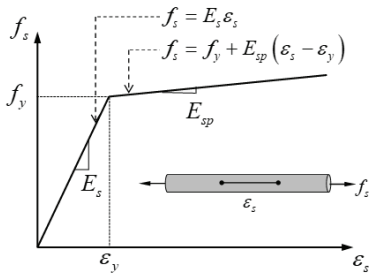
Fig. 1(b)에 나타낸 것과 같이, 철근과 콘크리트 사이에는 부착응력이 발달하기 때문에 균열면에서 인장철근에 국부적인 응력 증가가 발생하게 되며, 그 증가량(Δf_{sx})은 균열면에서 발생되는 최대응력($f_{sx,\max}$)과 균열면 사이에서 발생되는 최소응력($f_{sx,\min}$)의 차이로 정의할 수 있다. 철근과 콘크리트 사이에 유발되는 부착응력은 등가의 평균응력분포로 이상화될 수 있으며, 철근의 인장응력 증가량(Δf_{sx})과 이를 유발하는 평균부착응력(τ_x) 사이의 관계는

$$\Delta f_{sx} = f_{sx,\max} - f_{sx,\min} = \frac{2\tau_x}{d_b} S_{mx} \tag{5}$$

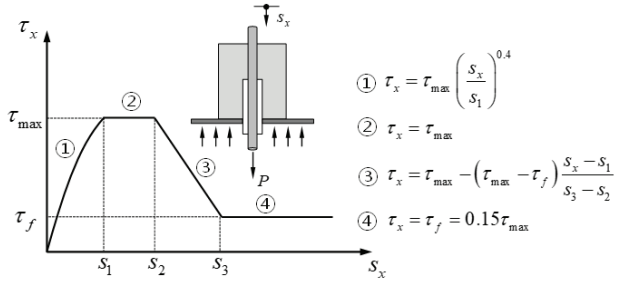
으로 나타낼 수 있다. 평균부착응력(τ_x)을 결정하기 위해서는 먼저 균열면에서의 휨해석이 선행되어야 한다. 주어진 최외단 압축측 콘크리트 변형률(ε_t)에 대하여 중립축 깊이(c)를 가정하면, 인장철근의 변형률(ε_s)과 압축철근의 변형률(ε_s')은 베르누이(Bernoulli)의 평면유지법칙을 적용하여 산정할



(a) Concrete in compression



(b) Steel reinforcement in tension



(c) Bond-slip relationship

Fig. 2 Constitutive model of materials

수 있다. 이를 기반으로, 압축측 콘크리트의 힘(C_c), 인장철근의 힘(T_s) 및 압축철근의 힘(C_s)을 계산할 수 있고, 힘의 평형을 만족하는 중립축깊이(c)가 결정될 때까지 반복계산을 수행한다. 여기서, 콘크리트의 재료구성모델은 Fig. 2(a)에 나타낸 비선형모델을 적용하였고(Collins and Mitchell, 1991), 길이방향철근은 Fig. 2(b)에 나타낸 변형률경화모델을 사용하였다(Lee et al., 2016). 위와 같은 방법을 통하여 단면의 휨거동을 산정할 수 있으며, 각 하중단계별로 균열면에서 철근의 응력($f_{sx,\max}$)과 국부응력증가분(Δf_{sx})을 결정할 수 있다. 해석모델의 핵심요소인 부착-미끌림(bond-slip) 관계는 Fig. 2(c)에 나타낸 CEB-FIP model code(Comite Euro-International du Beton, 1991) 모델을 사용하였으며, 여기서 최대 부착강도($\tau_{\max}$)는 이형철근과 원형철근에 대하여 각각 $2.5\sqrt{f_c'}$과 $0.3\sqrt{f_c'}$을 적용하였고, 여기서 f_c'는 콘크리트 압축강도이다. 균열면에서 철근과 콘크리트 사이의 미끌림(slip, s_x)은 철근과 콘크리트의 신장량 차이($e_s - e_c$)로 산정할 수 있다. 균열 안정화 단계에서 균열면 사이의 콘크리트의 평균변형률은 휨균열변형률($\varepsilon_r = f_r/E_c$)을 넘지 않을 것이므로 콘크리트의 신장량(e_c)을 $S_{mx}\varepsilon_r$이라고 가정할 수 있으며, 이에 따라 철근과 콘크리트사이의 미끌림(s_x)을

$$s_x = \frac{1}{2}(e_s - S_{mx}\varepsilon_r) = \frac{1}{2}\left(e_s - S_{mx}\frac{f_r}{E_c}\right) \tag{6}$$

으로 산정할 수 있다. 여기서, f_r은 콘크리트 휨인장강도로써 현행설계기준(ACI Committee 318, 2019)에 근거하여 $0.63\sqrt{f_c'}$를 적용하였다. 이를 바탕으로 인장철근위치에서 휨균열폭(w_f)은

$$w_f = e_s - e_c = \varepsilon_s S_{mx} - \varepsilon_r S_{mx} = 2s_x \tag{7}$$

으로 계산될 수 있다. 만약, 슬립량(s_x)을 가정한다면, Fig. 2(c)에 나타낸 부착-미끌림 관계식으로부터 슬립량(s_x)에 대응되는 부착응력(τ_{x1})을 산정할 수 있으며, Eq. (7)을 이용하여 철근의 신장량(e_s)을 산정한 후 이를 다시 Eq. (6)에 대입함으로써 부착응력(τ_{x2})을 얻을 수 있다. τ_{x1}이 τ_{x2}에 수렴할 때까지 반복계산을 수행하면, Eq. (5)를 통하여 균열면에서의 국부응력증가분(Δf_{sx})을 도출할 수 있다.

Specimen	Flexural crack width (w_f, mm)	Shear crack width (w_s, mm)	Observed shear crack concentration factor ($\eta_{test}, w_s/w_f$)	Estimated shear crack concentration factor by DPCM ($\eta_{cal} = S_{m\theta}/S_{mx}$)		
				$\theta = 60^o$	$\theta = 45^o$	$\theta = \theta_c$
S1	0.1	0.95	9.50	7.51	9.20	10.13
S2	0.15	1.0	6.67	5.87	7.19	7.90
S3	0.15	2.2	14.67	6.27	7.68	8.16
S4	0.25	3.7	14.80	6.27	7.68	7.86
S5	0.2	0.65	3.10	1.87	2.29	3.05
Average (η_{cal}/η_{exp})				0.625	0.766	0.865

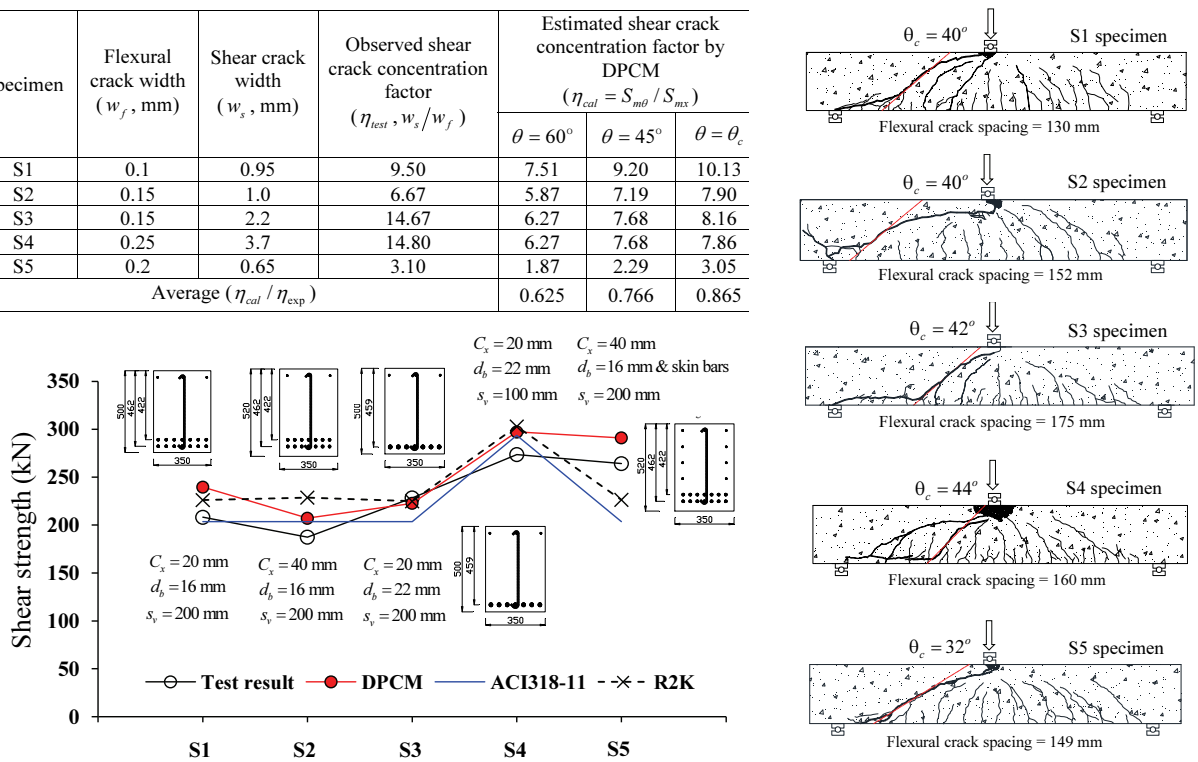


Fig. 3 Test results reported by Lee et al. (2020)

2.3 크기효과 (Size effect)

Fig. 3에는 Lee et al.(2020)이 보고한 전단 실험결과를 요약하여 나타내었다. 그들의 실험에서는 철근콘크리트 보에 휨균열 발생 이후 균열안정화 단계에 이르기 까지 휨 균열폭은 서서히 증가하는 양상을 보이다가 부재의 파괴를 유발하는 임계전단균열(critical shear crack)이 발생된 이후에는 휨 균열폭이 유지되거나 심지어 감소되는 양상을 나타내었다. 이는 곧 전단균열 발생이후에는 대부분의 변형이 임계전단균열에 집중되었음을 의미한다.

전단균열에서의 변형집중현상, 즉 균열폭의 집중현상을 바탕으로 이 연구에서는 일정한 간격을 갖는 전단균열 부근에 분포된 휨균열들의 변형이 전단균열에 집중된다고 가정하였다. 이러한 균열폭의 집중현상은 휨균열간격(S_{mx})과 전단균열간격($S_{m\theta}$)의 상대적 비율인 균열집중계수(crack concentration factor, η)를 도입함으로써 정량화 시킬 수 있으며, $S_{m\theta}/S_{mx}$으로 산정할 수 있다. 일반적으로 부재의 단면높이가 증가하면, 균열간격은 커지게 되며, 이는 균열폭의 증가로 이어져 크기효과(size effect)가 발생된다. 따라서, 이 연구에서는 부재 깊이의 영향을 반영하여 전단균열간격($S_{m\theta}$)을

$$S_{m\theta} = \left[2\left(C_y + \frac{s_L}{10}\right) + 0.25k_1\frac{d_b}{\rho_s}\right]/\sin\theta \tag{8}$$

으로 산정하였다. 여기서, C_y는 부재의 유효깊이(d_s)이며, 여러 층의 철근(skin reinforcement)이 배치된 경우에는 길이방향철근 사이의 거리로 취할 수 있다. 이 연구에서 제안된 DPCM에서는 균열집중계수를 통해 크기효과(size effect)를 해석에 반영하였다.

2.4 전단강도의 결정

앞서 설명된 바와 같이 DPCM에서는 인장측의 전단요구곡선과 강도곡선 및 압축측의 전단요구곡선과 강도곡선을 각각 결정해야 한다. 인장측의 전단강도곡선($v_{ci,cap}$)은 Vecchio and Collins(1986)가 제안한 골재맞물림 강도모델을 사용하여 다음과 같이 정의하였다.

$$v_{ci,cap} = \frac{0.18\lambda\sqrt{f_c'}}{0.31 + \dfrac{24w_s}{a_{g,\max}+16}} \tag{9}$$

여기서, λ는 일반중량콘크리트의 경우 1.0, 경량골재콘크리

트의 경우 0.75를 취하였다. 전단균열폭(w_s)은 앞서 휨해석을 통해 산정된 휨균열폭(w_f)의 전단균열방향 성분에 균열집중계수(η)를 곱하여 $\eta w_f \sin\theta$로 산정하였다. 또한, $a_{g,\max}$는 최대 골재치수로써, Bentz et al.(2006) 및 Sherwood et al.(2007)이 제시한 것과 같이 경량골재콘크리트의 경우에는 0을 취하였고, 일반적인 콘크리트의 경우에는 압축강도가 40 MPa이상이면 $a_{g,\max} - 0.16 f_c' \geq 0$를 취하였다. 이는 최근 수행된 Janaka Perera and Mutsuyoshi(2013)의 연구결과에 근거한 것이며, 이들은 콘크리트 압축강도가 38 MPa 에서 194 MPa로 제작된 철근콘크리트 보의 전단실험결과를 바탕으로 40 MPa 이상의 강도를 갖는 콘크리트에서는 최대골재 크기를 감소시킬 것을 제안하였다.

또한, 이 연구에서는 Park et al.(2006), Choi et al.(2007a,b), Kupfer et al.(1969) 및 Xie et al.(2011)의 연구에 기반하여 비균열 압축측의 잠재압축강도($V_{cc,cap}$)를 정의하였다. 휨모멘트에 의해 발생된 압축응력이 작용하는 압축측의 전단강도 $v_u(y)$는

$$v_u(y) = \frac{1}{1 + f_t / f_c'} \sqrt{f_t \left[f_t + \sigma_c(y) \right] \left[1 - \frac{\sigma_c(y)}{f_c'} \right]} \tag{10}$$

으로 산정할 수 있다. 여기서, $\sigma_c(y)$는 앞서 휨해석을 통해 얻어진 중립축으로부터 y만큼 떨어진 단면에서의 휨압축응력이며, f_t는 콘크리트 인장강도로써 $0.292\sqrt{f_c'}$을 사용하였다(Park et al., 2006). 단면 압축연단에서 중립축까지의 구간에 대하여 Eq. (10)을 적분하면 압축측의 잠재전단강도($V_{cc,cap}$)는

$$V_{cc,cap} = \int_0^c v_u(y) b dy \tag{11}$$

으로 나타낼 수 있으며, 여기서 압축강도 이후 나타나는 압축연화구간의 전단강도기여는 무시하였다.

부재의 전단강도는 원칙적으로 부재의 전 길이에 걸쳐서 검토해야 하지만, 편의상 휨모멘트가 큰 하중점에서 유효깊이(d)만큼 떨어진 단면과 전단력이 큰 단부 지지점으로부터 유효깊이(d)만큼 떨어진 단면 위치에서 검토하였다. 균열각은 휨모멘트가 작고 전단력이 큰 단순보의 지점 부근(즉, M_u / V)에서는 45°, 휨모멘트가 큰 단순보의 하중점 부근과 연속보의 내부지점 부근(즉, M_u / V)에서는 Reineck(1991)이 제시한 60°를 적용하였다. 여기서 M_u는 단면에 작용하는 휨모멘트의 크기이다.

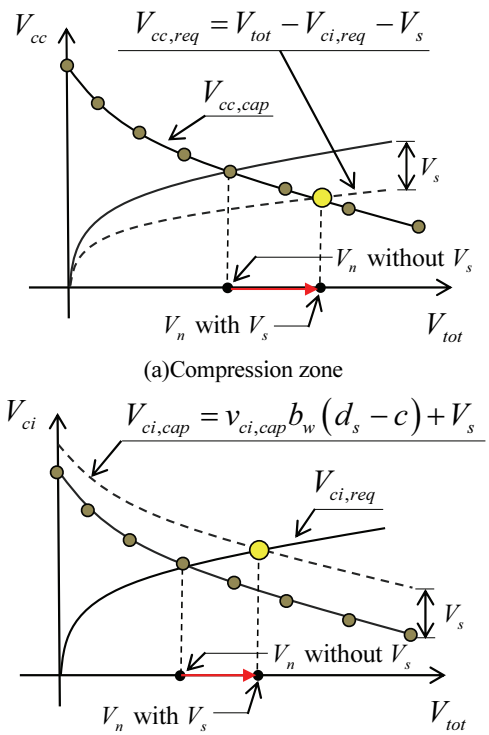
전단철근의 기여분(V_s)은 중립축 아래에서 저항하는 전단철근만이 전단기여 하는 것으로 가정하여(Frosch, 2000)

$$V_s = n_v A_v f_{vy} \tag{12}$$

으로 산정하였다. 여기서, n_v는 균열면을 가로지르는 전단철근의 개수로써 $(d_s - c)\cot\theta / s_v$으로 산정할 수 있으며, c는 중립축의 깊이, s_v는 전단철근의 간격이다. Fig. 4에 나타낸 것과 같이, DPCM에서는 전단철근이 균열이 발생된 인장측에서만 전단저항을 제공하는 것으로 가정하였다. 따라서, 압축측의 요구전단력($V_{cc,req}$)은

$$V_{cc,req} = V_{tot} - V_{ci,req} - V_s \tag{13}$$

으로 산정된다. 위 Eq. (13)은 전단철근의 기여가 압축측의 요구전단력을 감소시킨다는 것을 의미한다. 인장측의 전단강도($V_{ci,cap}$)는 앞서 Eq. (9)를 통해 산정된 골재 맞물림에 의하여 제공되는 전단기여분에 Eq. (12)를 통해 산정된 전단철근의 기여분(V_s)을 합하여



(a)Compression zone

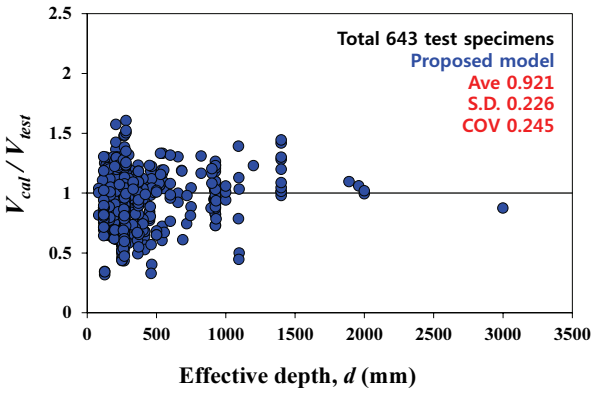
(b) Cracked tension zone

Fig. 4 Inter-relation approach for contribution of shear reinforcement

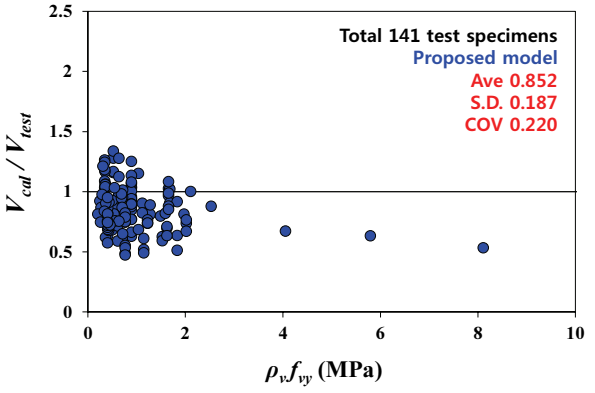
$$V_{ci,cap} = v_{ci,cap} b_w (d_s - c) + V_s \quad (14)$$

으로 산정할 수 있다.

Fig. 4는 DPCM의 해석개념을 정리하여 나타낸 것이다. 제안모델은 외부전단력(V_{tot})을 압축측과 인장측의 전단요구량으로 각각 나누고($V_{cc,req}$ 와 $V_{ci,req}$), 각각에 대응되는 강도곡선($V_{cc,cap}$ 와 $V_{ci,cap}$)과 만나는 점들 중에서 최소값을 전단강도로 결정한다. 제안모델과 기존 해석모델의 가장 큰 차이점은 제안모델에서는 인장측에서의 요구전단력($V_{ci,req}$)이 인장측 잠재전단강도($V_{ci,cap}$)를 초과하면, 압축측의 잠재전단강도($V_{cc,cap}$)가 아무리 여유 있게 남아 있더라도 부재가 더 이상 외력에 저항할 수 없는 것으로 간주된다. 반대의 경우도 마찬가지이다. 즉, 기존 연구들에서는 각 전단메커니즘의 상대적인 기여비율을 결정하는데 초점을 맞추었다면, 제안모델에서는 잠재강도에 먼저 도달하는 전단저항 메커니즘이 부재의 전단강도를 결정한다. 즉, Tureyen and Frosch(2003)의 연구에서 주장하고 있는 것과 같이, 대부분의 전단력을 압축측에서 저항한다고 하더라도 인장측에서 요구되는 전단력($V_{ci,req}$)을 수용하지 못하면 전단파괴가 발생되는 것으로 해석한 것이다.



(a) Specimens without shear reinforcement



(b) Specimens with shear reinforcement

Fig. 5 Verification of proposed model

3. 제안모델의 검증

Fig. 5에는 제안모델에 대한 검증결과를 나타내었다. Reineck et al.(2003, 2014) 및 Kim(2004)이 구축한 전단데이터베이스에 근거하여 해석을 수행하였으며, 최근 Collins et al.(2015)이 보고한 3.0 m 이상의 높이를 갖는 깊은 부재들에 대한 전단실험결과를 추가적으로 포함하였다. 수집된 실험체 데이터베이스의 상세한 정보는 저자들의 이전논문에서 찾을 수 있다(Lee et al., 2016; Lee et al., 2017). 검증결과, 제안모델은 수집된 실험체들의 전단강도를 부재의 유효깊이와 전단철근의 유무에 관계없이 상당히 우수한 정확도로 평가하는 것으로 나타났다.

4. 결 론

이 연구에서는 2개의 전단저항 메커니즘, 즉 인장측의 전단저항과 압축측의 전단저항을 고려하여 철근콘크리트 부재의 전단강도를 산정하는 해석모델을 제안하였다. 제안모델에서는 철근과 콘크리트 사이의 부착메커니즘을 고려한 휨해석을 통하여 철근의 국부응력증가분과 휨균열폭을 산정하였으며, 콘크리트부재의 크기효과에 대한 고려를 위하여 전단균열집중계수를 도입하였다. 제안모델은 전단강도에 영향을 미치는 주요변수들의 영향을 고려하였으며, 특히 인장철근의 부착특성 및 피복두께의 영향도 반영할 수 있다. 기존에 수행된 전단실험결과를 이용하여 제안모델을 검증한 결과, 제안모델은 수집된 실험체들의 전단강도를 상당히 우수한 정확도로 평가하였다.

감사의 글

이 논문은 2020학년도 충북대학교 학술연구지원사업의 연구비 지원에 의하여 연구되었음(과제번호 2020101758). 또한, 이 성과는 정부(과학기술정보통신부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 연구임 (No. 2020R1F1A 1048422)

References

1. Joint ACI-ASCE Committee 445 (1998), Recent Approaches to

Shear Design of Structural Concrete. State-of-the-Art Report by ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 124(12), 1375-1417.
2. Vecchio, F.J., and Collins, M.P. (1986), Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, *ACI Journal Proceedings*, 83(2), 219-231.
3. Vecchio, F.J. (2000), Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 126(9), 1070-1077.
4. Muttoni, A., and Fernandez Ruiz, M. (2008), Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as a Function of the Critical Shear Crack Width, *ACI Structural Journal*, 105(2), 163-172.
5. Vas Rodrigues, R.V., Muttoni, A., and Fernandez Ruiz, M. (2010), Influence of Shear on Rotation Capacity of Reinforced Concrete Members Without Shear Reinforcement, *ACI Structural Journal*, 107(5), 516-525.
6. Park, H.G., Choi, K.K., and Wight, J.K. (2006), Strain-Based Shear Strength Model for Slender Beams without Web Reinforcement, *ACI Structural Journal*, 103(6), 783-793.
7. Choi, K.K., Park, H.G., and Wight, J.K. (2007), Unified Shear Strength Model for Reinforced Concrete Beams—Part I: Development, *ACI Structural Journal*, 104(2), 142-152.
8. Choi, K.K., Park, H.G., and Wight, J.K. (2007), Shear Strength of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement, *ACI Structural Journal*, 104(1), 12-21.
9. Kim, W., and Jeong, J.P. (2011), Decoupling of Arch Action in Shear-Critical Reinforced Concrete Beams, *ACI Structural Journa*l, 108(4), 395-404.
10. Collins, M.P., Mitchell, D., Adebar, P., and Vecchio, F.J. (1996), A General Shear Design Method, *ACI Structural Journal*, 93(1), 36-45.
11. Collins, M.P. and Kuchma, D.A. (1999), How Safe Are Our Large, Lightly-Reinforced Concrete Beams, Slabs and Footings?, *ACI Structural Journal*, 96(4), 482-490.
12. Bentz, E.C., Vecchio, F.J., and Collins, M.P. (2006), The Simplified MCFT for Calculating the Shear Strength of Reinforced Concrete Elements, *ACI Structural Journal*, 103(4), 614-624.
13. Reineck, K.H. (1991), Ultimate Shear Force of Structural Concrete Members without Transverse Reinforcement Derived from Mechanical Model, ACI Structural Journal, 88(5), 592-602.
14. Pang, X.B. and Hsu, T.T.C. (1996), Fixed Angle Softened Truss Model for Reinforced Concrete, *ACI Structural Journal*, 93(2), 197-207.
15. Hsu, T.T.C. and Zhu, R.R.H. (2002), Softened Membrane Model for Reinforced Concrete Elements in Shear, *ACI Structural Journal*, 99(4), 460-469.
16. Federation internationale du beton (2010), fib Model Code 2010, final draft. Bulletin Nos. 65 and 66.
17. CSA Committee A23.3 (2004), Design of Concrete Structures (CSA A23.3-04), Canadian Standards Association, Mississauga, Canada.
18. AASHTO (2004), AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications and Commentary, 3rd Edition, American Association of State Highway Transportation Officials, Washington, D.C., USA.
19. Trueyen, A.K. and Frosch, R.J. (2003), Concrete Shear Strength: Another Perspective, ACI Structural Journal, 100(5), 609-615.
20. Kotsovos, M. D. (1998) Compressive Force Path Concept: Basis for Reinforced Concrete Ultimate Limit State Design, *ACI Structural Journal*, 85(1), 68-75.
21. Kani, G.N.J. (1964), The Riddle of Shear Failure and Its Solution, *ACI Journal Proceedings*, 61(4), 441-467.
22. Lee, D.H., Han, S.J., and Kim, K.S. (2016), Dual Potential Capacity Model for Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear, *Structural Concrete*, 17(3), 443-456.
23. Lee, D.H., Han, S.J., Hwang, J.H., Ju,H., and Kim, K.S. (2017), Simplification and Verification of Dual Potential Capacity Model for Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear, *Structural Concrete*, 18(2), 259-277.
24. Cho, S.H. (1998), CFT/MCFT from the Viewpoint of Strut-and-Tie Models, *Journal of Korea Concrete Institute*, 10(1), 40-48.
25. Park, R. and Paulay, T. (1975), Reinforced Concrete Structures, John Wiley and Sons, New York, USA.
26. Maaddawy, T.E., Soudki, K., and Topper, T. (2005), Analytical Model to Predict Nonlinear Flexural Behavior of Corroded Reinforced Concrete Beams, *ACI Structural Journal*, 102(4), 550-559.
27. Han, S.J., Lee, D.H., Kim, K.S., Seo, S.Y., Moon, J.H., and Monteiro, P.J.M. (2014), Degradation of Flexural Strength in Reinforced Concrete Members Caused by Steel Corrosion, *Construction and Building Materials*, 54(1), 572-583.
28. Comite Euro-International du Beton (CEB) (1978), CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, 3rd Edition, Paris, France.
29. Collins, M.P. and Mitchell, D. (1991), Prestressed Concrete Structures, Prentice-Hall.
30. Comite Euro-International du Beton (CEB) (1991), CEB-FIP Model Code, Thomas Telford, London, UK.
31. ACI Committee 318 (2019), Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-19), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., USA.
32. Lee, D.H., Han, S.J., Joo, H.E., Kim, K.S., Zhang, D., and Kim, J. (2020), Shear Crack Concentration in Reinforced Concrete Beam Subjected to Combined Shear and Flexure, *Advances in Structural Engineering*, doi.org /10.1177/1369433219895911.
33. Sherwood, E.G., Bentz, E.C., and Collins, M.P. (2007), Effect of Aggregate Size on Beam-Shear Strength of Thick Slabs, *ACI Structural Journal*, 104(2), 180-191.
34. Janaka Perera, S.V.T. and Mutsuyoshi, H. (2013), Shear Behavior of Reinforced High-Strength Concrete Beams, *ACI Structural Journal*, 110(1), 43-52.
35. Kupfer, H., Hilsdorf, H K., and Rusch, H. (1969), Behavior of Concrete under Biaxial Stresses, *ACI Journal Proceedings*, 66(8), 656-666.
36. Xie, L., Bentz, E.C., and Collins, M.P. (2011), Influence of Aixal Stress on Shear Response of Reinforced Concrete Elements, *ACI Structural Journal*, 108(6), 745-754.
37. Frosch, A.K. (2000), Behavior of Large-Scale Reinforced Concrete Beams with Minimum Shear Reinforcement, *ACI Structural Journal*, 97(6), 814-820.
38. Reineck, K.-H., Kuchma, D.A., Kim, K.S., and Marx, S. (2003), Shear Database for Reinforced Concrete Members without Shear

Reinforcement, *ACI Structural Journal*, 100(2), 240-249.
39. Reineck, K.H., Bentz, E., Birol, F., Kuchma, D., and Bayrak, O. (2014), ACI-DAfStb Databes for Shear Tests on Slender Reinforced Concrete Beams with Stirrups, *ACI Structural Journal*, 111(5), 1147-1156.
40. Kim, K. S. (2004), Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams and Prestressed Concrete Beams, Ph.D. Dissertation, University of Illinois at Urbana-Champaign, USA.
41. Collins, M.P., Bentz, E.C., Quach, P.T., and Proestos, G.T. (2015), The Challenge of Predicting the Shear Strength of Very Thick Slabs, *Concrete International*, 37(11), 29-37.

Received : 07/01/2020
Revised : 09/25/2020
Accepted : 09/25/2020

요 지 : 이 연구에서는 철근콘크리트 부재의 전단파괴가 휨-전단 메커니즘에 지배된다는 가정을 바탕으로 인장측과 압축측에 대한 2개의 전단요구곡선들과 이에 대응되는 잠재전단강도곡선들을 각각 도출하였으며, 이를 기반으로 전단강도 산정모델을 제안하였다. 제안모델에서는 철근과 콘크리트의 부착거동을 고려하여 휨균열폭과 철근의 국부응력증가분을 산정하였다. 또한, 휨균열로부터 발전되는 지배전단균열의 생성과 균열진전거동을 이론적으로 모사하기 위하여 균열집중계수를 도입하였으며, 이를 통해 단면높이가 큰 철근콘크리트 부재에서 관측되는 크기효과를 반영하였다. 또한, 기존의 해석모델과는 다르게 전단철근과 콘크리트의 전단기여분 사이의 상호작용을 고려할 수 있는 새로운 형태의 수식을 개발하였다. 제안모델의 검증을 위하여 방대한 전단실험체들을 기존문헌으로부터 수집하였으며, 이를 통해 해석모델을 검증한 결과는 제안모델이 실험체들의 재료, 크기 및 철근의 부착특성에 관계없이 실험결과를 정확하게 평가할 수 있음을 보여주었다.

핵심용어 : 전단균열, 골재 맞물림, 비손상 압축측, 전단기여, 부착, 균열폭