



섬유보강 콘크리트 보를 위한 변형 기반 전단강도모델

최경규¹⁾·박홍근^{2)*}·James K. Wight¹⁾

¹⁾University of Michigan ²⁾서울대학교 건축학과

(2005년 1월 31일 원고접수, 2005년 9월 20일 심사완료)

Strain-Based Shear Strength Model for Fiber Reinforced Concrete Beams

Kyoung-Kyu Choi¹⁾, Hong-Gun Park^{2)*}, and James K. Wight¹⁾

¹⁾Dept. of Civil and Env. Engrg., the University of Michigan, GG Brown, Ann Arbor, Michigan, 48109-2125 USA

²⁾Dept. of Architecture, Seoul National University, Seoul, 151-742 Korea

(Received January 31, 2005, Accepted September 20, 2005)

ABSTRACT

A theoretical study was performed to investigate the behavioral characteristics and shear strength of fiber reinforced concrete slender beams. In the fiber reinforced concrete beam, the shear force applied to a cross section of the beam was resisted by both compressive zone and tensile zone. The shear capacity of the compressive zone was defined addressing the interaction with the normal stresses developed by the flexural moment in the cross section. The shear capacity of the tensile zone was defined addressing the post-cracking tensile strength of fiber reinforced concrete. Since the magnitude and distribution of the normal stresses vary according to the flexural deformation of the beam, the shear capacity of the beam was defined as a function of the flexural deformation of the beam. The shear strength of the beam and the location of the critical section were determined at the intersection between the shear capacity and shear demand curves. The proposed method was developed as a unified shear design method which is applicable to conventional reinforced concrete as well as fiber reinforced concrete.

Keywords : shear design, shear strength, fiber reinforced concrete, deformation, failure criteria

1. 서 론

철근콘크리트 보의 전단파괴는, 일반적으로 주응력 방향에서 발생하는 경사인장균열에 의해 발생한다. 콘크리트의 낮은 인장강도로 인하여 인장균열이 발생한 이후, 균열면에서 인장강도가 급격히 저하되며 매우 취약적인 전단파괴가 일어난다.

기존의 연구에 의하면, 콘크리트에 소량의 보강섬유(fiber)를 첨가하면 철근콘크리트의 전단강도를 증대시키는데 매우 효과적이라는 것이 밝혀졌다^{1,2)}. 그 이유는 콘크리트에 인장균열이 발생한 이후에도 보강섬유가 인장균열면을 가로질러서 인장응력을 전달하기 때문이다. 이러한 섬유보강 콘크리트(fiber reinforced concrete, FRC)의 재료적 장점을 충분히 활용하기 위해서, Li¹⁾, Narayanan³⁾, Naaman⁴⁾ 등은 기존의 전단철근을 FRC로 대체하거나 내진설계에 FRC를 사용하기 위한 목적에서 많은 실험 및 이론연구를 수행하였다. Narayanan³⁾

과 Mansur⁵⁾에 의하면, FRC의 연성적 인장거동은 콘크리트 보의 전단강도를 증가시킬 뿐 아니라, 콘크리트의 파괴 유형을 연성적으로 유도할 수 있다는 것이 밝혀졌다.

또한 보강섬유는 경사인장균열의 폭이 크게 벌어지는 것을 억제하므로 인장손상이 국부적으로 집중되는 현상을 방지한다. 따라서 FRC를 사용하면, 일반 철근콘크리트에 비해서 인장균열이 발생한 이후에 부재의 유효강성이 증대되고 부재의 처짐이 감소되는 잇점이 있다. 한편 고강도 콘크리트를 사용하면, 압축강도의 증가에도 불구하고 재료의 취성이 오히려 증가되는 문제점이 발생하는데⁶⁾, 보강섬유를 첨가하면 고강도 콘크리트의 재료적 취성이 크게 완화되므로 고강도 콘크리트의 성능을 극대화시킬 수 있다.

Li¹⁾의 실험 연구에 의하면, FRC의 구조적 성능은 보강섬유의 부피비율, 형상비, 단부 형태에 크게 영향을 받는다. 한편, 기존의 실험 연구에 의하면, 일반 철근콘크리트 보와 마찬가지로 콘크리트 압축강도와 인장철근비가 증가함에 따라 FRC 보의 전단강도가 증가하며^{3,7)}, 또한 전단경간비가 증가함에 따라 전단강도가 감소한다^{8,9)}. 이러한 기존 실험 연구 결과들을

* Corresponding author

E-mail : parkhg@snu.ac.kr

©2005 by Korea Concrete Institute

반영하여, Li¹⁾, Khuntia⁶⁾ 등은 콘크리트의 압축강도, 인장철근비, 전단경간비와 보강섬유의 부피비율, 형상비, 단부 형태 등을 주요변수로 하는 다양한 전단강도식을 제안하였다(Table 1, Fig. 1). 하지만, 이들 설계식들은 대부분 강섬유 FRC에 대한 기존 실험 연구 결과에 근거하여 개발된 경험적 방법이므로, 다양한 재료의 보강섬유를 사용하는 FRC 또는 FRM (fiber reinforced mortar) 및 다양한 하중, 지지 조건에는 적용되지 못하는 한계를 보이고 있다. Khuntia⁶⁾에 의하면, 현행 설계 방법은 일반 콘크리트 FRC와 고강도 콘크리트 FRC에 함께 적용되지 못한다. 또한 현재 ACI Committee 544¹⁰⁾에서 Sharma¹¹⁾ 등의 설계 방법을 제안하고 있으나, 아직까지 공식적인 설계기준이 마련되어 있지 못한 실정이다.

한편, 선행 연구¹²⁾에서는 콘크리트 재료의 파괴 기준을 이용한 분석 연구를 통해서, 플랫 플레이트-기둥 접합부의 뚫림 전단강도를 규명하였다. 연구 결과, 휨모멘트와 전단력을 함께 재하 받는 구조물의 전단강도는, 휨변형으로 인한 휨손상 정도에 크게 영향을 받는다는 사실이 밝혀졌다.

본 연구에서는 경사인장균열에 의해서 전단파괴되는 전단보강되지 않은 축이 얇은($a/d > 2.5$) 섬유보강 철근콘크리트 보의 전단강도에 대한 이론적 연구를 수행하였다. 보의 전단강도를 정확하게 예측하기 위해서 힘의 평형 조건과 변형을 함께 고려하는 강도 모델을 개발하였다. 본 연구에서는 보강섬유의 첨가에 따른 FRC 보의 전단강도 변화를 고려함으로써, FRC 보 뿐 아니라 일반 철근콘크리트 보 등 다양한 재료와 설계 변수에 적용할 수 있는 통합 설계 방법을 개발하였다.

2. 섬유보강 콘크리트의 재료 강도

Table 1 Existing shear strength models for FRC beams without web reinforcement

| Investigator | Shear strength models (MPa) |
|-------------------------|--|
| Li ¹⁾ | $v_n = 1.25 + 4.68[(f_{fs} f_{sp})^{3/4} (\rho \frac{d}{a})^{1/3} d^{-1/3}]$ for FRC $v_n = 0.53 + 5.47[(f_{fs} f_{sp})^{3/4} (\rho \frac{d}{a})^{1/3} d^{-1/3}]$ for FRM |
| Khuntia ⁶⁾ | $v_n = (0.167 + 0.25F) \sqrt{f'_c}$ |
| Sharma ¹¹⁾ | $v_n = k f_t (\frac{d}{a})^{0.25}$ (ACI Committee 544) $k = 1$ if f_t is obtained by direct tension test, $k = 2/3$ if f_t is obtained by indirect tension test, $k = 4/9$ if f_t is obtained using modulus of rupture, or $f_t = 0.79 \sqrt{f'_c}$. |
| Narayanan ³⁾ | $v_n = e [0.24 f_{sp} + 80 \rho \frac{d}{a}] + 0.41 \tau F$ $e = 1$ for $a/d > 2.8$, $e = 2.8d/a$ for other case |
| Ashour ⁸⁾ | $v_n = (0.7 \sqrt{f'_c} + 7F) \frac{d}{a} + 17.2 \rho \frac{d}{a}$ |
| Kwak ³⁴⁾ | $v_n = 2.1 e f_{sp}^{0.7} (\rho \frac{d}{a})^{0.22} + 0.8 (0.41 \tau F)^{0.97}$ $e = 1$ for $a/d > 3.5$, e for other case |

f_f = modulus of rupture, f_{sp} = splitting tensile strength
 F = fiber factor, τ = average interfacial bond stress of fiber matrix

섬유보강 콘크리트의 재료 강도를 정의하기 위해서는 압축강도 f'_c , 인장강도 f_{cs} , 파괴계수 f_f , 균열 직후 인장강도 f_{pc} 를 정의해야 한다(Fig. 2). 섬유보강 콘크리트 (FRC)는 일반 콘크리트에 비해, 압축강도와 인장강도 등 여러가지 재료 성능에서 차이를 보인다(Fig. 2). Narayanan³⁾과 Khuntia⁶⁾에 의하면, 특히 FRC의 균열후 인장강도가 구조성능의 변화에 매우 큰 영향을 미치게 된다.

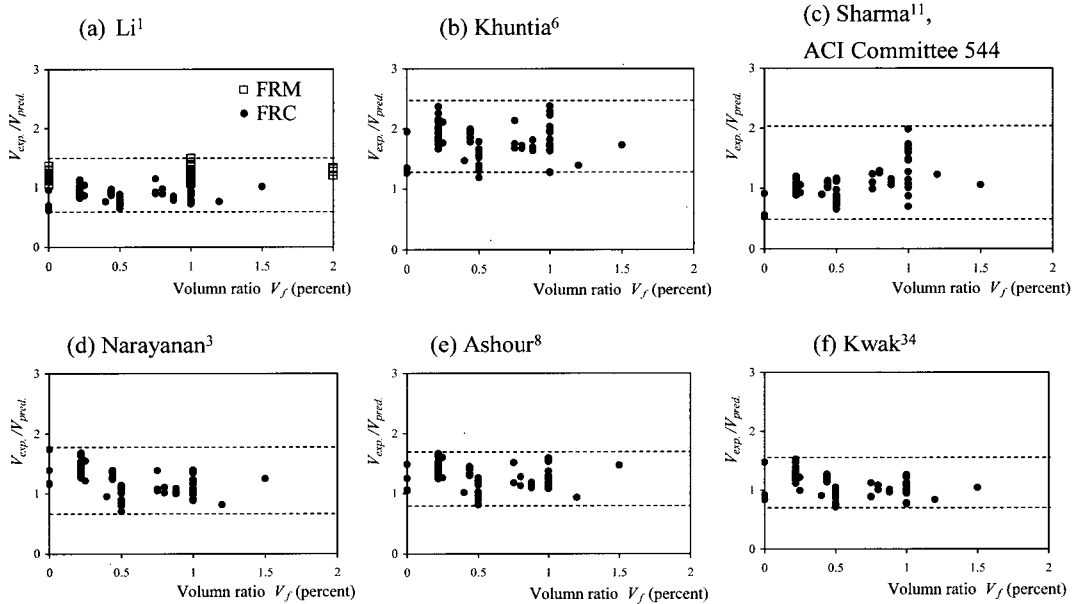


Fig. 1 Strength predictions by existing strength models

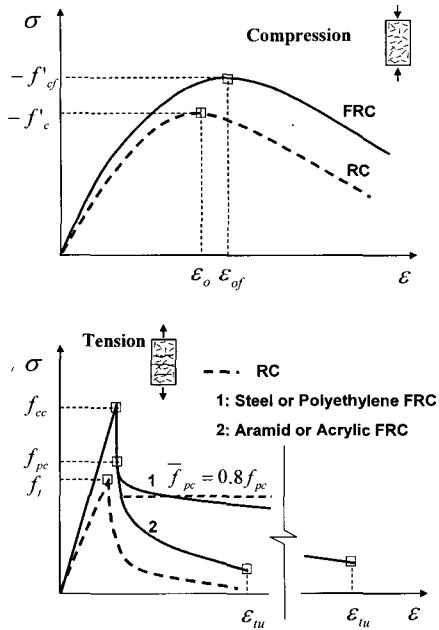


Fig. 2 Stress-strain relationship of FRC

FRC는 균열발생 이후의 인장응력의 연화여부에 따라 일반 FRC와 고성능 FRC로 분류되는데, 본 연구에서는 균열 발생 이후 연화거동을 보이는 일반 FRC를 대상으로 하였다.

Naaman¹³⁾, Narayanan³⁾과 Khuntia⁶⁾에 의하면, FRC의 재료 강도는 보강섬유의 부피비율, 형상비, 단부형태 등의 영향을 받게 된다. Fanella¹⁴⁾, Naaman¹³⁾은 강섬유로 보강된 FRC에 대한 실험 결과와 확률이론에 근거하여 압축강도 f'_{cf} , 인장강도 f_{cc} , 파괴계수 f_f , 균열직후 인장강도 f_{pc} 를 각각 정의하였다.

$$f'_{cf} = 1.9 V_f(L/D) + f'_c \quad (1a)$$

$$f_{cc} = f_t(1 - V_f) + \alpha_1 \alpha_2 \tau V_f(L/D) \quad (2a)$$

$$f_f = 13.2 V_f(L/D) + 0.12 f'_{cf} \quad (3a)$$

$$f_{pc} = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 V_f \frac{L}{D} \tau \quad (4a)$$

여기서, V_f = 보강섬유의 부피비, L = 보강섬유의 길이, D = 보강섬유의 지름, τ = 보강섬유의 평균 부착응력, α_1 = 콘크리트 또는 모르타르의 최초 균열 발생시 부착응력계수, α_2 = 균열발생 이전 보강섬유의 방향성의 영향을 고려한 유효계수, λ_1 = 보강섬유의 뿔힘 길이 계수, λ_2 = 균열발생 이후 보강섬유의 방향성의 영향을 고려한 유효계수, λ_3 = 단위면적당 보강섬유의 뿔침현상의 영향을 고려한 감소계수

Naaman¹³⁾에 의하면 α_1 (≈ 0.5), α_2 (≈ 0.1)의 계수가 크지 않으며, 따라서 강섬유를 사용하는 FRC에 대해서 $f_{cc} = f_t$ (콘크리트 인장강도)로 정의할 수 있다. 그리고 Naaman¹³⁾의 연구에서 사용된 $\lambda_1=1/4$, $\lambda_2=1.2$, $\lambda_3=1.0$ 의 근사값을 사용하였

다. 또한 보강섬유의 다양한 단부 형태의 영향을 고려하기 위해서 Khuntia⁶⁾가 제안한 변수 β 를 도입하여, 본 연구에서는 f'_{cf} , f_f , f_{pc} 를 다음과 같이 재 정의하였다.

$$f'_{cf} = 1.9 V_f(L/D)\beta + f'_c \quad (1b)$$

$$f_{cc} = f_t \quad (2b)$$

$$f_f = 13.2 V_f(L/D)\beta + 0.12 f'_{cf} \quad (3b)$$

$$f_{pc} = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 V_f \frac{L}{D} \tau \beta \quad (4b)$$

여기서, β = 보강섬유의 다양한 단부형태를 나타내는 계수: 후크(hooked) 또는 구부림(crimped) 있는 강섬유, $\beta = 1$; 일반 콘크리트에 사용된 직선형 강섬유, $\beta = 2/3$; 경량콘크리트에 사용된 후크(hooked) 또는 구부림(crimped) 있는 강섬유, $\beta = 3/4$

강섬유와 콘크리트 사이의 부착응력 τ 는 FRC 인장강도 f_{cc} 와 균열후 인장강도 f_{pc} 를 결정하는 매우 중요한 변수이며, 콘크리트의 압축강도, 보강섬유의 단부 형태 등에 영향을 받는다⁴⁶⁾. 하지만 부착응력의 전달메커니즘과 크기는 아직까지 이론적으로 명확하게 규명되어 있지 못하다. 본 연구에서는, 직선형 강섬유를 사용한 LaFraugh and Mustafa¹⁵⁾의 실험 결과에 근거하여 Swamy et al.¹⁶⁾, Narayanan³⁾, Ashour⁸⁾가 근사적으로 제안한 부착응력 $\tau = 4.15$ (MPa)를 사용하였다.

3. 휨변형에 따른 단면의 전단강도

전단경간비가 2.5 이상인 세장한 FRC 보에서는 일반적으로 전단파괴에 앞서 인장대에 휨인장균열이 먼저 발생한다. 일반 콘크리트 보의 경우, 균열이 발생한 이후 균열면에서의 전단미끄러짐(shear slip)이 압축대에 의해 억제되므로(Kotsovos¹⁷⁾, Zararis¹⁸⁾), 전단미끄러짐 과정에서 유발되는 골재맞물림(aggregate interlock)과 철근의 다우얼효과(dowel action)가 크게 발생하지 않는다. 또한 Jelić¹⁹⁾은 실험 연구 결과에 근거하여, 전단보강철근이 배근되지 않은 철근콘크리트 보에서 1단 배근된 철근의 다우얼효과(dowel action)는 무시할 수 있다고 보고하였다. 본 연구에서는 일반 철근콘크리트 보와 마찬가지로, 휨균열이 발생한 FRC보에서는 균열면에서의 골재맞물림과 철근의 다우얼효과 보다는 압축대의 콘크리트가 전단력에 저항하는 것으로 가정한다(Tureyen and Frosch²⁰⁾, Kotsovos¹⁷⁾).

그러나 FRC 보에서는 인장균열이 발생한 이후에도 보강섬유의 부착메커니즘에 의해 균열면을 따라 인장응력이 전달된다. 따라서 일반 철근콘크리트 보와 달리 FRC 보는 인장대에서도 균열후 인장강도에 의해서 전단저항을 발휘할 수 있다. 따라서 FRC 보의 전단강도는 압축대와 인장대에서의 전단강도 기여도의 합으로 정의된다. 이때 압축대의 콘크리트는 휨

에 의한 압축응력과 전단응력의 조합응력을 재하받으며, 따라서 압축대에서의 전단강도를 산정하기 위해서는 두 응력의 상호작용을 고려하여야 한다(Fig. 3).

본 연구에서는 조합응력에 대한 파괴 기준으로서 Rankine (Chen²¹⁾)의 파괴 기준을 사용한다. 이 파괴 기준에서는 주응력이 재료강도에 도달하면 재료파괴가 발생하는 것으로 정의한다. 즉 압축대의 섬유보강 콘크리트에 재하되는 주압축응력 (principal compressive stress)이 FRC의 압축강도 $-f'_{cf}$ 에 도달하면 압축지배 파괴가 일어나며, FRC의 인장강도 f_{cc} 에 도달하면 인장지배 파괴가 일어난다(Fig. 3). 압축대에 철근이 배치되어 있지 않는 경우, 주응력성분과 파괴기준은 식 (5)로 정의된다.

압축지배 전단파괴,

$$\sigma_1 = -\frac{\sigma_u}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_u}{2}\right)^2 + v_u^2} = -f'_{cf} \quad (5a)$$

인장지배 전단파괴

$$\sigma_2 = -\frac{\sigma_u}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_u}{2}\right)^2 + v_u^2} = f_{cc} \quad (5b)$$

여기서 σ_u , v_u = FRC의 압축응력, 전단응력

세장한 보에서 압축응력은 휨모멘트에 의하여 발생한다. 따라서 압축대에 작용하는 압축응력 σ_u 는 중립축으로부터의 거리 z 에 따라 변화하며, 압축응력 $\sigma_u(z)$ 을 재하받는 압축대의 각 지점에서의 최대허용전단응력은 식 (6)을 이용하여 중립축으로부터의 거리 z 의 함수로 정의된다.

압축지배 전단파괴

$$v_u(z) = \sqrt{f'_{cf}(f'_{cf} - \sigma_u(z))} \quad (6a)$$

인장지배 전단파괴

$$v_u(z) = \sqrt{f_{cc}(f_{cc} + \sigma_u(z))} \quad (6b)$$

식 (6)에서 압축대 각 지점의 최대허용전단응력은 압축응력과 관계가 있는데, 휨부재에서 압축응력 분포의 변화는 단면에 배치된 휨철근량 뿐만 아니라 단면의 변형 즉, 곡률과도 관계가 있다. Fig. 4는 부재의 한 단면에서 곡률의 변화에 따른 전단성능의 변화를 나타내고 있다. Fig. 4(a), (b)는 단면의 변형을 분포와 압축응력의 분포의 변화를 나타내고 있으며, Fig. 4(c)는 식 (6a)에 의한 압축지배 최대허용전단응력, Fig. 4(d)는 식 (6b)에 의한 인장지배 최대허용전단응력의 변화를 나타낸다. 그림에 나타난 바와 같이 단면의 전단성능은 단면의 변형과 관계가 있다. 본 연구에서는 휨손상의 정도를 나타내는 곡률 또는 최대압축변형률 $\alpha\epsilon_{cf}$ 의 증가에 따른 전단성능의 변화를 연구하였다. 여기서 ϵ_{cf} = 섬유보강 콘크리트 압축강도 f'_{cf} 에 해당하는 변형률이다.

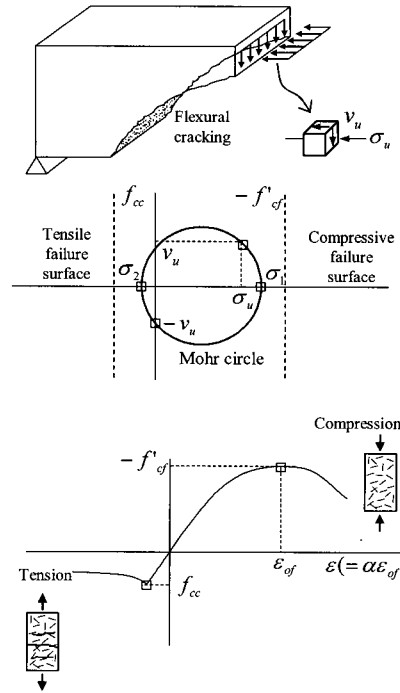


Fig. 3 Rankine's failure criteria for FRC

Fig. 4(e)는 휨변형의 증가에 따른 부재 단면의 인장지배 및 압축지배 전단성능의 변화를 나타내고 있다. 단면의 전단성능은 Fig. 4(c)와 (d)에 나타난 압축대 각 지점의 최대허용 전단응력의 합력 $V_u = b \int v_u(z) dz$ 으로 정의하였다(b = 보의 폭). 그림에 나타난 바와 같이, 일반적으로 FRC 보는 일반 콘크리트보와 마찬가지로 콘크리트의 압축지배 전단성능이 인장지배 전단성능 보다 매우 크므로, 콘크리트의 압축대는 대부분 재료의 압괴 (crushing)보다는 인장균열에 의하여 파괴가 일어난다^{17,22)}. 따라서 본 연구에서는 인장지배 파괴메커니즘을 고려하였다. 인장균열이 발생하기 이전에는 (Fig. 4, Stage A와 B사이), 인장손상이 거의 없으므로 단면 전체가 전단에 저항하고, 보는 외력에 대해 탄성거동을 하며, 중립축은 대략적으로 단면의 중심에 위치한다. 단면의 전단성능은 아래와 같이 산정된다.

$$V_{AB} = b \int_{-h/2}^{h/2} v_u(z) dz = b \int_{-h/2}^{h/2} \sqrt{f_{cc}(f_{cc} + \sigma_u(z))} dz \quad (7)$$

인장대에 균열이 발생한 이후에는 점차 휨인장균열이 중립축으로 진전되면서(Stage B와 C 사이) 인장균열손상을 받지 않은 단면이 감소하므로 단면의 전단성능은 점차 감소한다. 인장균열이 중립축에 도달한 이후에는(Stage C와 D사이) 단면의 전단성능은 압축대와 인장대의 기여도의 합으로 산정된다. 이때 압축응력의 분포가 선형인 영역에서 단면의 전단성

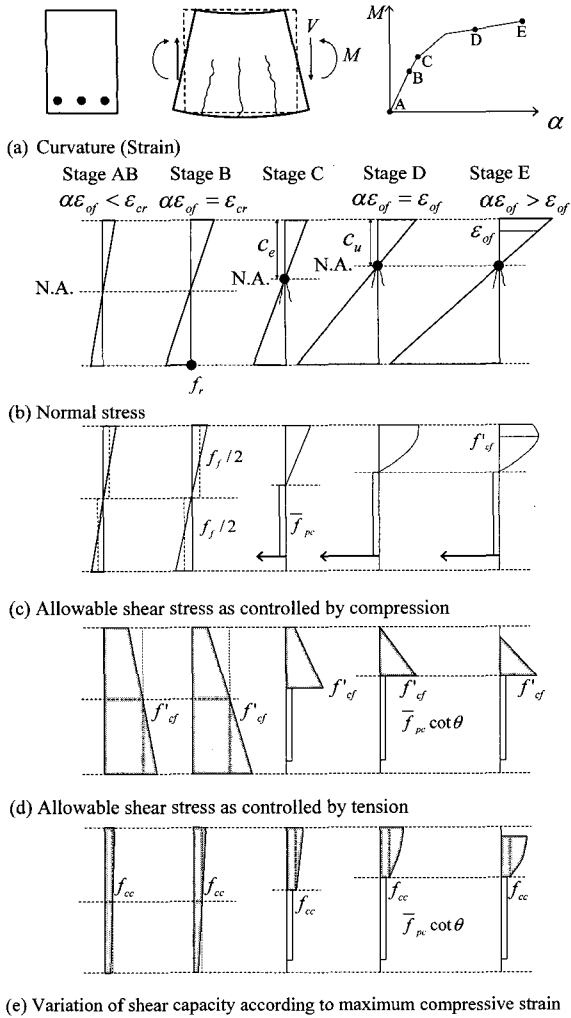


Fig. 4 Variations of normal stress and maximum allowable shear stress according to curvature at cross-section

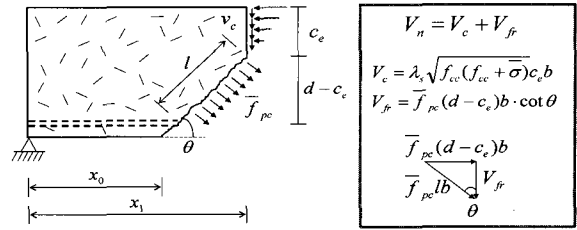


Fig. 5 Shear resistance of FRC

능 V_{CD} 는 압축대에 대한 평균수직응력($\alpha_{CD} f_c E_c / 2$)을 도입하여 다음과 같이 산정된다.

$$V_{CD} = \sqrt{f_{cc}(f_{cc} + \alpha_{CD} f_c E_c / 2)} b c_e + V_{fr} \quad (8)$$

여기서 c_e = 균열단면의 압축대의 층, V_{fr} = 인장균열후 인장대의 전단성능. V_{fr} 는 FRC의 균열후 인장강도 f_{pc} 와 인장균열방향 θ 에 의하여 정의된다(Fig. 5).

$$V_{fr} = \bar{f}_{pc} (d - c_e) b \cot \theta \quad (9)$$

본 연구에서는 계산의 편의를 위해서 인장대 전체에 걸쳐, 평균 균열후 인장강도 \bar{f}_{pc} 가 균일하게 발생한다고 가정한다(Fig. 5). 강섬유를 사용한 FRC의 경우, 균열 후 인장응력이 그다지 크게 연화되지 않으므로 간단하게 $\bar{f}_{pc} = 0.8 f_{pc}$ 를 사용하였다(Fig. 2). 인장균열방향 θ 는 보의 지지 조건과 응력분포에 의하여 결정된다.

Fig. 4(e)에 나타난 바와 같이, 전단성능은 인장균열이 발생하기 이전에는 대략 $f_{cc} b d$ 로 일정하다가, 인장균열이 발생하게 되면 균열의 진전에 따라 점차 감소하게 된다(Stage C). 그 이유는 인장균열에 의해 손상된 인장대에서는 인장강도가 연화되므로 인장균열손상 이전보다 전단성능이 감소하기 때문이다. 그러나 인장균열이 중립축에 도달한 이후에는 압축대에 압축응력이 존재하므로 인장균열이 압축대로 발전하지 못한다. 이후 휨변형이 증가하면 최대압축변형률($\alpha_{CD} > \alpha_C$)의 증가와 함께 콘크리트 압축대에 작용하는 압축응력이 증가하므로 균열면에서 인장지배 전단성능이 다시 증가한다(Fig. 4(e)의 Stage C와 D사이, Eq. (6)). 따라서 보의 전단성능은 일반적으로 Stage C에서 최소값을 나타낸다.

4. 집중하중을 재하받는 단순지지 보의 전단강도

보의 변형은 보에 재하되는 하중의 형태와 지지 조건에 따라 달라진다. 본 연구에서는 기존 연구들의 대상이었던 중앙부 집중하중을 받는 단순지지 보에 대해 전단강도를 예측하

고자 한다.

Fig. 4(e)는 한 단면에서 휨변형에 대한 전단성능의 변화를 나타내는 성능곡선이다. 하중에 의하여 단면에 작용하는 전단력이 단면의 성능곡선에 도달하면 단면에서 전단파괴가 발생한다. 실제 보에서는 보의 각 위치에서 휨변형이 다르므로 모든 위치의 단면에서 전단파괴가 검토되어야 한다. 가장 먼저 전단력이 성능곡선에 도달하는 단면이 위험단면이 되며, 이 전단력에 의하여 부재의 전단강도가 결정된다. Fig. 4(e)에 의하면, 보의 전단성능이 일반적으로 인장균열이 중립축에 도달하는 순간 (Stage C)에 최소값을 나타낸다. 따라서 본 연구에서는 Stage C의 전단성능에 대한 포락곡선을 이용해서 보의 성능곡선을 정의하였다. 또한 위험단면을 결정하기 위하여 중앙부의 최대변형률 $\alpha_m \epsilon_{of}$ 의 함수로서 전단성능곡선을 정의하였다. 일반적으로 보의 중앙부에서는 상대적으로 큰 휨변형이 발생하므로, 보의 중앙부에서 발생하는 수직응력의 분포는 포물선 형태로 가정하였다.

$$\sigma_u(\epsilon) = f'_{cf} \left[2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{of}} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{of}} \right)^2 \right] \quad (10a)$$

$$\sigma_u(z) = f'_{cf} \left[2 \left(\frac{\alpha_m z}{c_u} \right) - \left(\frac{\alpha_m z}{c_u} \right)^2 \right] \quad (10b)$$

여기서, c_u = 중앙부에서의 압축대의 춤으로써, 본 연구에서는 균열후 인장강도의 영향을 고려하여 c_u 를 단면의 휨변형의 함수로써 정의하였으며, 구체적인 산정과정은 부록에 자세히 제시되어 있다. 이때 중앙부에서의 모멘트 M_m 는 α_m 의 함수로 다음과 같이 정의된다.

$$M_m = \left(\alpha_m - \frac{\alpha_m^2}{3} \right) c_u f'_{cf} b (jd) \quad (11)$$

여기서, $jd = jd_c + jd_u$ (Fig. A-1, Eq. A-3a, A-3b),
 jd = 하중이 작용하는 위치 a 에서의 모멘트 팔길이

임의의 x_o 위치에서, 휨균열이 발생하는 순간 [Fig. 6(b)의 Stage B]의 모멘트 M_{x_o} 와 보 중앙부에서의 모멘트 M_m 의 관계는 다음과 같다.

$$\frac{M_{x_o}}{x_o} = \frac{M_m}{a} = V_B \quad (12)$$

x_o 위치에서의 모멘트는 다음과 같다.

$$M_{x_o} = \frac{\alpha_{x_o} \epsilon_{of} E_c (h/2)}{2} \left(\frac{2}{3} h \right) b \quad (13)$$

여기서, $\alpha_{x_o} \epsilon_{of}$ = 휨균열이 발생하는 순간 x_o 위치에서의 최대압축변형률, c_e = 압축대의 춤, $\alpha_{x_o} \epsilon_{of} = f_f / E_c$, $M_{x_o} = M_{cr}$

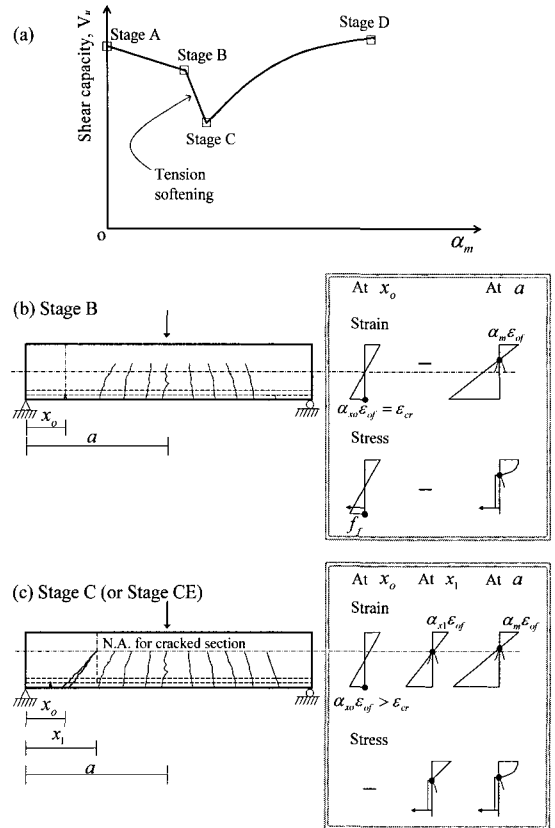


Fig. 6 Variation of shear strength according to crack propagation

Fig. 6(c)는 x_o 위치에서 발생한 균열 (Stage B)이 x_1 위치의 중립축에 까지 발전된 형태 (Stage C)를 보여주고 있다. 집중하중을 재하받는 단순보에서는 휨모멘트와 전단력의 조합력을 재하받기 때문에 인장대 최단부에 인장균열이 발생하기 이후에는, 크지 않은 추가하중이 작용하더라도 인장응력의 연화가 쉽게 진행되며 인장균열이 중립축에 까지 급격히 발전한다(Amara²³). MacGregor²⁴)의 일반 콘크리트 보에 대한 실험연구결과에 근거하여, 본 연구에서는 인장균열이 발생한 후에 $0.05 \sqrt{f'_{cf}} bd$ (MPa)의 전단력이 추가로 재하되면 인장균열이 중립축에 까지 발전된다고 가정하였다.

휨균열이 중립축에 까지 진행된 상태 (Stage C)에서 x_o , x_1 위치에서의 모멘트 M_{x_o} , M_{x_1} 과 보 중앙부에서의 모멘트 M_m 의 관계는 각각 다음과 같다.

$$\frac{M_{x_o}}{x_o} \left(= \frac{M_{cr}}{x_o} + 0.05 \sqrt{f'_{cf}} bd \right) = \frac{M_{x_1}}{x_1} = \frac{M_m}{a} = V_C \quad (14)$$

이때 Fig. 6(c)에서 x_o , x_1 의 위치에서의 모멘트는 다음과 같다.

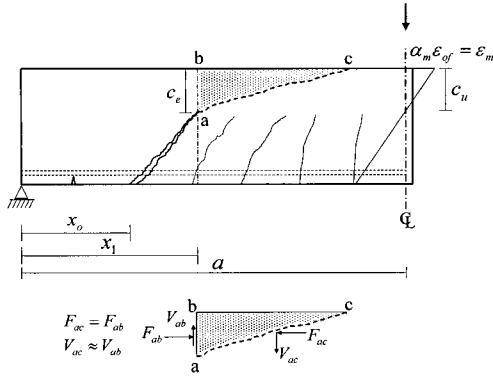


Fig. 7 Resultant forces at compressive zone

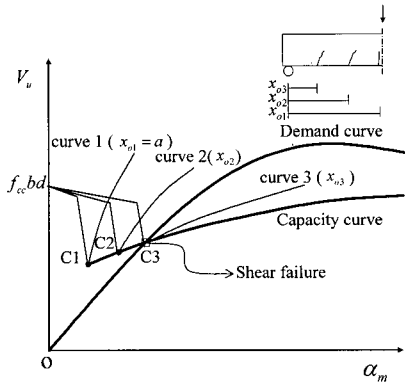


Fig. 8 Determination of shear strength of beam

$$M_{x_o} = M_{cr} + 0.05 \sqrt{f'_{cf}} b d x_o \quad (15a)$$

$$M_{x_1} = \frac{\alpha_{x_1} \epsilon_{of} E_c c_e b}{2} j d_{x_1} \quad (15b)$$

여기서, $j d_{x_1} = j d_{x_{1c}} + j d_{x_{1t}}$ (Fig. A-1, Eq. A-3a, A-3b), c_e = 균열단면의 압축대의 춤, $\alpha_{x_1} \epsilon_{of}$ = 중립축의 위치 x_1 에서의 최대압축변형률, $j d_{x_1} = x_1$ 위치에서의 모멘트 팔길이. 본 연구에서는 계산의 편의를 위해서, 일반 콘크리트 보와 마찬가지로, 인장대의 평균인장균열각을 45도로 가정하였다 (Mörsch²²). $x_1 = x_o + h - c_e$ (Fig. 6(c))

이때 식 (11), (13), (14), (15)로부터 x_1 위치에서의 최대압축변형률 $\alpha_{x_1} \epsilon_{of}$ 이 정의된다.

$$\alpha_{x_1} \epsilon_{of} = \frac{2[\alpha_{cr} \epsilon_{of} E_c h^2 / (6x_o) + 0.05 \sqrt{f'_{cf}} d](x_o + h - c_e)}{E_c c_e \cdot j d_{x_1}} \quad (16)$$

인장균열이 발생하는 위치, x_o 는 α_m 의 함수로 정의된다.

$$x_o = \frac{10 a f_j h^2}{60(\alpha_m - 1/3\alpha_m^2) c_u f'_{cf} \cdot j d - 3 \sqrt{f'_{cf}} a d} \leq a \quad (17)$$

Stage C의 전단성능에 대한 포락곡선, 즉 보의 성능곡선은 보 중앙부에서 발생하는 최대압축변형률 α_m 의 함수로 정의된다($\alpha_{CD} = \alpha_{x_1}$).

$$V_n = V_c + V_{fr} \quad (18a)$$

$$= \sqrt{f_{cc} [f_{cc} + \alpha_{x_1} \epsilon_{of} E_c / 2]} b c_e + \bar{f}_{pc} (d - c_e) b \quad (18b)$$

Fig. 7에 나타난 바와 같이, CD구간에서 콘크리트 보의 실제 전단성능은 전단파괴면 a-c에서 산정되어야 한다. 본 연구에서는 압축대에서의 전단성능을 간단히 산정하기 위해서, 단면 a-c와 a-b에서 전단성능이 동일하다고 가정하였다.

Fig. 8는 보의 서로 다른 위치, x_{o1} , x_{o2} , x_{o3} 에서의 전단성능을 $\alpha_m \epsilon_{of}$ 의 함수로 나타내고 있다. 또한 Fig. 8은 요구전단곡선을 나타내고 있다. 하중과 그에 따른 휨변형이 증가하면서 전단력이 증가하는데, 전단력이 최초로 전단성능과 만나는 위치에서 전단파괴가 일어난다. 집중하중을 재하받는 단순보의 단면에 요구되는 전단요구곡선(전단력-변형률 관계)은 다음과 같이 정의된다.

$$V_d = \frac{M_m}{a} = \frac{(\alpha_m - \alpha_m^2/3) c_u f'_{cf} b \cdot j d}{a} \quad (19)$$

Fig. 8에서, 성능곡선과 요구곡선이 만나지 않는 경우에는, 부재가 인장지배 전단파괴되지 않았음을 가리키며, 따라서 FRC 보의 강도는 휨강도에 의해서 결정된다. FRC 보의 휨강도에 대한 평가는 본 연구의 범위에서 벗어나므로 제외하였다. 한편 Bazant²⁵에 의하면, 철근콘크리트 보의 인장파괴강도는 실험체의 크기와 밀접한 연관을 가지고 있다. 따라서 크기효과(size effect)를 고려하기 위해서, 본 연구에서는 Zararis¹⁸과 Hasegawa et al.²⁶에 의해 제안된 크기효과계수 λ_s 를 도입하여 압축대의 전단성능을 재정의하였다.

$$V_n = \lambda_s \sqrt{f_{cc} [f_{cc} + \alpha_{x_1} \epsilon_{of} E_c / 2]} b c_e + \bar{f}_{pc} (d - c_e) b \quad (20)$$

$$\lambda_s = 1.2 - 0.2(a/d) d \geq 0.65 \quad (21)$$

인장대에서의 전단성능에 대해서는 식 (4)의 f_{pc} 에 크기효과가 반영될 수 있으며, 본 연구에서는 간단하게 $\lambda_2 = 1.2$ 를 사용하였다.

본 연구에서 제안된 전단강도모델에서는 인장균열 후 FRC 인장강도가 \bar{f}_{pc} 로 유지된다고 가정하였다. 그러나 인장변형률이 FRC의 최대인장변형률을 초과하는 경우에는 인장강도가 유지되기 힘들다. Maalej and Li²⁷의 실험 연구에 의하면 1% 강섬유를 사용한 FRC의 최대인장변형률 ϵ_{tu} 는 대략 0.015이다. 만약 위험단면에서 인장변형률 $\epsilon = \phi(d - c_e)$ 이 ϵ_{tu} 를 초

과하는 경우에는 FRC의 균열 후 인장강도 f_{pc} 를 무시하고 안전측으로 $V_n = V_c$ 로 정의된다. 그러나 일반적으로 위험단 면에서 곡률 ϕ 는 그다지 크지 않으며, 또한 보의 춤이 매우 크지 않는 경우에는 인장변형률이 ϵ_{tu} 를 초과하지 않는다. 따라서 대부분의 경우에는 FRC의 인장강도 \bar{f}_{pc} 를 고려할 수 있다.

5. 변수영향분석 및 검증

본 연구에서 제안된 전단강도 산정방법의 유효성을 검증하기 위하여 기존의 실험결과와 비교하였다. 비교를 위해, Li¹⁾, Mansur⁵⁾, Lim²⁸⁾, Narayanan³⁾, Ashour⁸⁾, Swamy¹⁶⁾, Shin²⁹⁾, Murty³⁰⁾, 그리고 Batson⁹⁾에 의해 수행된 강섬유 보강콘크리트 보에 대한 71개의 실험 결과가 사용되었다. 모든 실험체는 1점 하중 또는 2점 하중을 재하받는 단순지지보이며, 사인장 균열에 의해서 전단파괴되었다. 실험체의 부재 특성과 재료 특성은 Table 2에 자세히 제시되어 있다. 비교에 사용된 실험 연구는 철근비, 콘크리트 압축강도, 전단경간비, 크기, 보강섬유의 부피비율, 형상비 및 단부형태 등 다양한 설계변수를 포괄하고 있다. 주요 실험변수의 범위는 다음과 같다. $1.1 \leq \rho < 5.72$ (%), $2.5 \leq a/d \leq 5.0$, $17.8 \leq f'_c \leq 94.0$ (MPa), $102 \leq d \leq 221$ (mm), $0 \leq V_f \leq 1.5$ (%), $28.5 \leq L/D \leq 133$ 아치작용이 우세한 깊은 보($a/d < 2.5$)에 대한 실험 결과는 비교에서 제외하였다.

Fig. 9와 Table 2에는 제안된 방법에 의해 추정된 전단강도와 실험 결과가 비교되어 있다. 제안식에 의해 추정된 전단강도는 평균이 0.97, 표준편차가 11.6%로써 실험 결과를 정확하게 추정하고 있다. 제안된 설계 방법은 일반적인 콘크리트 강도 뿐 아니라 50MPa를 넘는 고강도 콘크리트에서도 실험 결과를 비교적 정확하게 예측하고 있다.

제안된 설계 방법에서는 강섬유를 사용하는 FRC에 대한 실험 결과에 근거하여 개발된 인장강도식 (1b), (2b), (3b), (4b)를 사용하고 있다. 이때 인장강도식을 수정하면 강섬유 이외의 다양한 재료에도 제안된 설계 방법을 적용할 수 있다. 비교를 위해서, 전단파괴로 보고된 Li¹⁾의 37개의 실험 결과가 사용되었다. Li의 실험체에는 강섬유와 폴리에틸렌섬유(polyethylene fiber)로 보강된 FRC 뿐 아니라 FRM을 포함하고 있다. 실험체의 전단강도를 추정하기 위해서, 인장 실험을 통해 구한 파괴계수 f_f 를 직접 이용하였다. 그러나 직접인장 실험 결과가 명확히 제시되어 있지 않으므로 인장강도 f_{∞} 는 쪼갬인장실험(split test)의 실험강도 f_{sp} 를 이용해서 근사적으로 $f_{\infty} = (2/3)f_{sp}$ (Sharma¹¹⁾)로 추정하였다. 강섬유를 사용하는 FRM의 부착응력으로는 강섬유를 사용하는 FRC의 부착응력 ($\tau = 4.15$ MPa, Narayanan³⁾)을 그대로 사용하였으며, 폴리

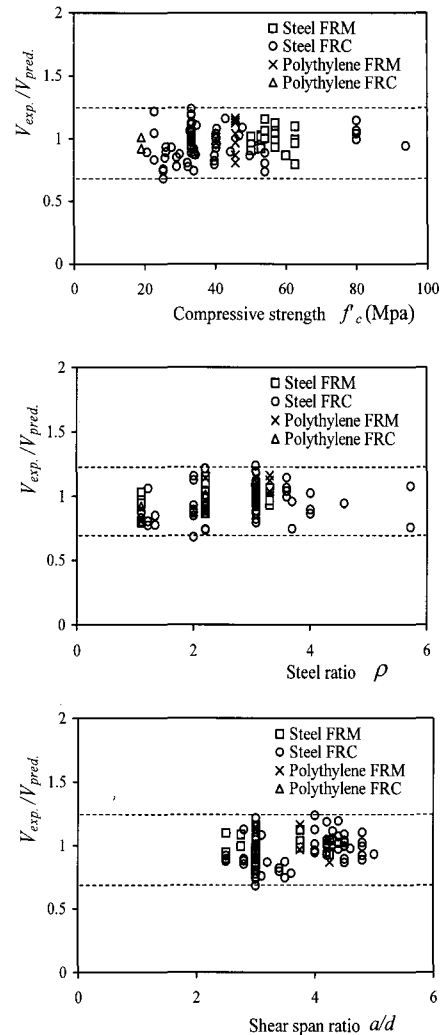


Fig. 9 Strength predictions by proposed method

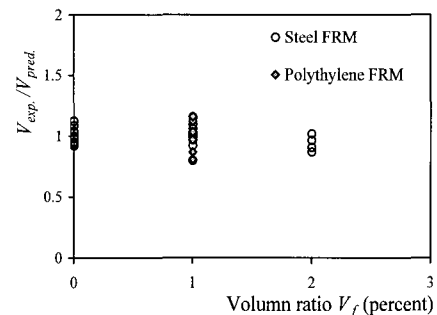


Fig. 10 Strength prediction for experimental specimens (FRM)

에틸렌 섬유의 부착응력은 $\tau = 1.02$ MPa (Li³⁰⁾)를 사용하였다. Figs. 9과 10, 그리고 Table 2에 의하면, FRM에 대한 Li의 실험체에 대해서 제안식에 의해 추정된 전단강도는 평균이 0.98, 표준편차가 8.4%로써 실험 결과를 정확하게 추정하고 있다. 이러한 결과는 제안된 설계 방법이 강섬유를 사용하

Table 2 Dimensions and properties of FRC or FRM specimens

| Investigator | No. of specimens | V_f (%) | Aspect ratio of fiber L/D | f'_c (MPa) | d (mm) | a/d | Reinforcement ratio (%) | $\frac{V_{exp}}{V_{pred}^{(1)}}$ | $\frac{V_{exp}}{V_{pred}^{(2)}}$ | |
|-------------------------|---|-----------|-----------------------------|--------------|---------|----------|-------------------------|----------------------------------|----------------------------------|--------------------------|
| Li ¹⁾ | 15 (mortar), 15 (steel FRM), 7 (polyethylene FRM) | 0-2 | 334 | 33-62.6 | 102-204 | 2.5-4.25 | 1.1-3.3 | 0.98 | 1.03 | |
| | 3 (concrete), 5 (steel FRC) 2 (polyethylene FRC) | 0-1 | 28.5-57 | 17.8-26 | 102-204 | 3.0 | 1.1-3.3 | 0.98 | 0.98 | |
| Mansur ⁵⁾ | 5 (steel FRC) | 0.5-0.75 | 60 | 20.6-33.4 | 197 | 2.8 | 1.34-2.0 | 0.93 | 0.95 | |
| Lim ²⁸⁾ | 4 (steel FRC) | 0.5-1 | 60 | 34 | 221 | 2.5-3.5 | 1.1-2.2 | 0.89 | 0.90 | |
| Narayanan ³⁾ | 9 (steel FRC) | 0.25-1 | 100-133 | 25.3-43.0 | 130 | 3.0-3.5 | 2.0-5.72 | 0.91 | 0.92 | |
| Ashour ⁸⁾ | 1 (steel FRC) | 1 | 75 | 94 | 215 | 4.0 | 4.58 | 0.95 | 0.95 | |
| Swamy ¹⁶⁾ | 4 (steel FRC) | 0.4-1.2 | 100 | 44.4-49.8 | 150 | 4.5 | 3.05-4.0 | 0.98 | 0.97 | |
| Shin ²⁹⁾ | 4 (steel FRC) | 0.5-1 | 100 | 80 | 175 | 3.0-4.5 | 3.59 | 1.07 | 1.07 | |
| Murty ³⁰⁾ | 3 (steel FRC) | 1-1.5 | 50-100 | 31.1-32.8 | 186 | 3.0 | 1.25 | 0.91 | 0.91 | |
| Batson ⁹⁾ | 31 (steel FRC) | 0-0.88 | 67-100 | 33.2-40.2 | 127 | 3.2-5.0 | 3.07 | 0.98 | 1.02 | |
| Total | 108 | FRM 37 | 0-2 | 334 | 33-62.6 | 102-204 | 2.5-4.25 | 1.1-3.3 | Mean: 0.98 S.V: 0.084 | Mean: 0.99 S.V: 0.088 |
| | | FRC 71 | 0-1.5 | 28.5-133 | 17.8-94 | 102-221 | 2.5-5.0 | 1.1-5.72 | Mean: 0.97 S.V: 11.6 | Mean: 0.97 S.V: 12.5 |

⁽¹⁾ Mean value of strength predicted by Eq. (16), (17), (19), and (20)

⁽²⁾ Mean value of strength predicted by the simplified method Eq. (16), (20), and (22)

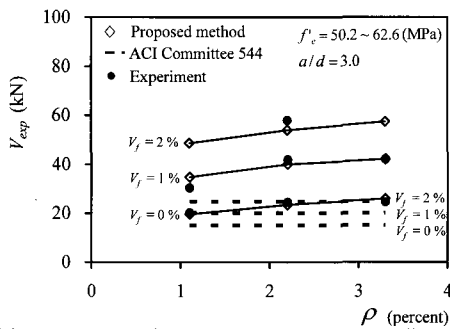


Fig. 11 Variation of shear strength according to volume ratio of fiber

는 FRC 뿐 아니라 다양한 종류의 FRC, FRM에도 적용가능하다는 사실을 보여주고 있다. 반면, Li¹⁾의 설계식을 제외하면, 기존의 설계 방법들은 실험 결과에 근거한 경험식으로서 강섬유를 사용하는 FRC 이외의 경우에는 적용되지 못한다.

한편, 균열후 인장강도곡선이 강섬유와 달리 급격히 저하되는 아라미드 섬유(aramid fiber)와 아크릴릭 섬유(acrylic fiber)(Ward³²⁾, Fig. 1)에 대한 Li¹⁾의 실험 결과는 본 비교 연구에서 제외하였다. 그 이유는 fiber의 재료에 따라 균열 후 인장강도(식 4(b))를 정의하는데 사용되는 설계계수 λ_1 , λ_2 가 달라지기 때문이다(Naaman¹³⁾). 추후 아라미드 섬유와 아크릴릭 섬유 등 각종 재료에 대한 설계계수 λ_1 , λ_2 가 개발된다면, 제안된 설계법은 다양한 재료의 섬유보강 콘크리트와 섬유보강 모르타르에 일관되게 사용될 수 있을 것이다.

Fig. 11에는 제안된 설계 방법을 이용해서 인장철근비, 보강섬유의 부피비에 따른 전단강도의 변화를 분석하였다. 분석에는 Li¹⁾의 시험체가 사용되었으며, 각 시험체들은 인장철근비와 보강섬유의 부피비를 제외한 다른 재료적 기하학적 특

성은 거의 동일하다. 그림에 나타나 있듯이, 인장철근비가 증가하게 되면 전단강도가 함께 증가한다. 제안된 설계 방법에서 전단강도는 압축대의 춤과 관계가 있는데, 철근비가 증가함에 따라 콘크리트 압축대의 춤이 증가하기 때문이다. 또한 보강섬유의 부피비가 증가할수록 보의 전단강도는 증가한다. 그 이유는 보강섬유의 부피비가 증가함에 따라 섬유보강 콘크리트의 균열 후 인장강도가 증가하기 때문이다. Fig. 11에 나타난 바와 같이, 본 연구에서 제안한 설계 방법은 인장철근비와 보강섬유의 부피비에 따른 전단강도의 증가를 비교적 정확하게 예측하는 것을 알 수 있다. 반면 ACI Committee 544¹⁰⁾에서 제안하는 Sharma¹¹⁾의 설계 방법은 보강섬유의 부피비 및 인장철근비의 증가에 따른 전단강도의 변화를 정확하게 설명하지 못한다.

6. 전단강도 설계식

제안된 설계식에서 단순보의 전단강도는 식 (19)의 요구곡선과 식 (20)의 성능곡선의 교점에서 결정된다. 이 교점은 다양한 설계변수에 영향을 받지만, 일반 콘크리트 단순보에 대하여 Krefeld³³⁾은 위험단면의 위치 x_1 을 다음과 같이 식(22)로 제안하였다.

$$x_1 = 0.6a, \text{ for } 2 \leq a/d \leq 5 \quad (22a)$$

$$x_1 = a - 2d \text{ for } a/d > 5 \quad (22b)$$

이를 이용하면 인장균열이 발생하는 위치인 (식 17)의 x_o 도 $x_o = x_1 - h + c_e$ 의 관계를 이용해서 산정할 수 있으며, 따라서 요구곡선과 성능곡선을 구하지 않고서도 식 (16), (20)로부터

전단강도를 직접 산정할 수 있다. 제안된 설계식의 유효성을 검증하기 위해서, Table 2에 제시된 실험 결과와 제안된 설계식에 의해 예측된 전단강도를 비교하였다. Table 2와 Fig. 3에 의하면, 설계식은 강섬유와 폴리에틸렌섬유로 보강된 FRC, FRM에 대한 108개의 실험체에 대하여, 평균 0.98, 표준편차 11.3%로써 비교적 실험결과를 정확하게 추정하는 것으로 나타났다. 반면, Li¹⁾, Khuntia⁶⁾, Sharma¹¹⁾, Narayanan³⁾, Ashour⁸⁾ 그리고 Kwak³⁴⁾의 설계 방법은 각각 평균이 1.01, 1.69, 1.07, 1.22, 1.29, 1.08이며 표준편차가 20.0%, 27.5%, 26.4%, 23.6%, 19.8%, 21.0%이다(Fig. 1).

7. 결 론

일반 콘크리트 보는 인장균열에 의해 손상되지 않은 압축대가 주로 전단력을 지지하는 반면, 섬유보강 콘크리트 보는 균열 후에도 인장응력이 유지되므로 인장대도 전단저항에 기여하게 된다. 본 연구에서는 압축대와 인장대의 전단강도의 합으로서 FRC 보의 전단강도를 정의하였다. 휨에 의하여 발생하는 압축응력과 상호작용을 고려하여 압축대의 전단강도를 평가하였으며, FRC의 균열 후 인장강도를 고려하여 인장대의 전단강도를 산정하였다. 압축대의 압축응력의 분포 및 크기는 휨변형에 의하여 변화하며, 이에 따라서 단면의 전단강도가 변화한다. 본 연구에서는 휨변형의 함수로 단면의 전단성능을 정의하였으며, 이를 이용하여 FRC 보의 위험단면의 위치와 전단강도를 결정할 수 있는 설계방법을 제안하였다. 제안된 설계방법은 단순지지보에 대한 기존의 실험결과와 비교에 의하여 검증되었으며, 설계의 편의를 위하여 단순화된 설계식을 개발하였다.

제안된 설계 방법은 일반콘크리트 뿐 아니라 고강도 콘크리트에도 적용될 수 있으며, 강섬유 FRC, 폴리에틸렌 FRC를 비롯해서 그 외 다양한 준취성(Quasi brittle) 재료의 전단강도의 통합 모델로 사용될 수 있다.

감사의 글

이 논문은 한국학술진흥재단의 해외 Post-doc. 연수지원에 의하여 연구되었으며 이에 관계자 여러분께 감사드립니다.

참고문헌

1. Li, V., Ward, R., and Hamza, A. M., "Steel and Synthetic Fibers as Shear Reinforcement", *ACI Material. J.*, Vol.89, No.5, 1992, pp.499~508.
2. Naaman A. E., Moavenzadeh F., and McGarry, F. J., "Probabilistic Analysis of Fiber-Reinforced Concrete",

- Struct. Div., *J. Engrg. Mechanics Division*, ASCE, Vol. 100, No.EM2, Apr. 1974, pp.397~413.
3. Narayanan, R. and Darwish, I. Y. S., "Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement", *ACI Struct. J.*, Vol.84, No.3, 1987, pp.216~227.
4. Naaman A. E. and Najm, H., "Bond-Slip Mechanisms of Steel Fibers in Concrete", *ACI Materials J.*, Vol.88, No.2, 1991, pp.135~145.
5. Mansur, M. A., Ong, K. C. G., and Paramasivam, P., "Shear Strength of Fibrous Concrete Beams without Stirrups", *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.112, No.9, 1986, pp.2066~2079.
6. Khuntia, M., Stojadinovic, B., and Goel, S. C., "Shear Strength of Normal and High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrups", *ACI Struct. J.*, Vol.96, No.2, 1999, pp.282~289.
7. Noghabai, K., "Beams of Fibrous Concrete in Shear and Bending: Experiment and Model", *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.126, No.2, 2000, pp.243~251.
8. Ashour, S. A., Hasanain, G. S., and Wafa, F. F., "Shear Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams", *ACI Struct. J.*, Vol.89, No.2, 1992, pp.176~184.
9. Batson, G. Jenkins, E., and Spatney, R., "Steel Fibers as Shear Reinforcement in Beams", *ACI J.*, Vol.69, No. 10, 1972, pp.640~644.
10. ACI Committee 544, "Design Consideration for Steel Fiber Reinforced Concrete (ACI 544.4R-88)", *ACI Struct. J.*, Vol.85, No.5, 1988, pp.563~580.
11. Sharma, A. K., "Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams", *ACI J.*, Vol.83, No.4, 1986, pp.624~628.
12. 최경규, 박홍근, "플랫플레이트-기둥 접합부의 풀립전단강도", 콘크리트학회 논문집, 16권 2호, 2004, pp.163~174.
13. Naaman A. E. and Reinhardt, H. W., "High Performance Fiber Reinforced Cement Composites: HPFRCC 4", *RILEM, Proceedings Pro 30*, RILEM Publications S.A.R.L., 2003, pp.95~114.
14. LaFraugh, R. W. and Moustafa, S. E., *Experimental Investigation of the Use of Steel Fibers for Shear Reinforcement*, Technical Report, Concrete Technology Associates, Tacoma, Wash., Jan. 1975, 52pp.
15. Fanella, D. A. and Naaman A. E., "Stress-Strain Properties of Fiber Reinforced Mortar in Compression", *ACI J.*, Vol.82, No.3, 1985, pp.475~482.
16. Swamy, R. N. and Bahia, H. M., "Effectiveness of Steel Fibers as Shear Reinforcement", *Concrete International: Design and Construction*, Vol.7, No.3, 1985, pp.35~40.
17. Kotsovos, M. D. and Newman, J. B., "Effect of

boundary conditions upon the behaviour of concrete under concentrations of load”, *Magazine of Concrete Research*, Vol.33, No.116, 1981, pp.161~170.

18. Zararis, P. D. and Papadakis, G. C., “Diagonal shear failure and size effect in RC beams without web reinforcement”, *J Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.127, No.7, 2001, pp.733~742.

19. Jelić, I., Pavlović, M. N., and Kotsosovos, M. D., “A study of dowel action in reinforced concrete beams”, *Magazine of Concrete Research*, April, 1999.

20. Tureyen, A. K. and Frosch, R. J., “Concrete Shear Strength: Another Perspective”, *ACI Struct. J.*, Vol.100, No.5, 2003, 609pp.

21. Chen, W. F., *Plasticity in reinforced concrete*, McGraw-Hill, New York, 1982, pp.204~205.

22. Mörsch, E., *Der Eisenbetonbau, Seine Anwendung und Theorie*, 1th Edition, Im Selbstverlag der Firma, Neustadt, 1902, 119pp.

23. Amara, K. B., “Griffith energy balance model crack-growth prediction in reinforced concrete”, *J. Engrg. Mech.*, ASCE, Vol.122, No.7, 1996, pp.683~689.

24. MacGregor, J. G., Sozen, M. A., and Siess, C. P., *Strength and Behavior of Prestressed Concrete Beams with Web Reinforcement*, University of Illinois Civil Engineering Studies, Structural Research Series 210, Urbana, August, 1960.

25. Bažant, Z. P., “Fracturing Truss Model: Size Effect in Shear Failure of Reinforced Concrete”, *J. Engrg. Mech.*, ASCE, Vol.123, No.12, 1997, pp.1276~1288.

26. Hasegawa, T., Shioya, T., and Okada, T., “Size Effect on Splitting Tensile Strength of Concrete”, *Proc., Japan Concrete Inst. 7th Conf.*, 1985, pp.309~312.

27. Maalej M. and Li, V. C., “Flexural/Tensile-strength ratio in engineered cementitious composites”, *J. Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol.6, No.4, 1994, pp.513~528.

28. Lim, T.Y., Paramshivam, P., and Lee, S. L., “Shear and Moment Capacity of Reinforced Steel-Fiber-Concrete Beams”, *Magazine of Concrete Research*, Vol.39, No. 140, 1987, pp.148~160.

29. Shin, S. W., Oh, J., and Ghosh, S. K., *Shear Behavior of Laboratory-Sized High-Strength Concrete Beams Reinforced with Bars and Steel Fibers*, Fiber Reinforced Concrete Developments and Innovations, SP-142, ACI, Farmington Hills, 1994, pp.181~200.

30. Murty, D.S.R. and Venkatacharyulu, T., “Fiber Reinforced Concrete Beams subjected to Shear Force”, *Proceedings of the International Symposium on Fiber Reinforced Concrete*, 1987, pp.286~298.

31. Li, V., Wang, Y., and Backer, S., “Effect of inclining angle, bundling and surface treatment on synthetic Fibre pull-out from cement matrix”, *Composites*, Vol.21, No.2, 1990, pp.132~140.

32. Ward, R. J. and Li, V., “Dependence of Flexural Behavior of Fiber Reinforced Mortar on Material Fracture Resistance and Beam Size”, *ACI Material J.*, Vol.87, No.6, 1990, pp.627~637.

33. Krefeld, W. J. and Thurston, C. W., “Studies of the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams,” *ACI J.*, Vol.63, No.2, 1966, pp.451~476.

34. Kwak, Y., Eberhard, M. O., Kim W., and Kim, J., “Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups”, *ACI Struct. J.*, Vol.99, No.4, 2002, pp.530~538.

부 록

제안된 설계 방법(Eqs. (19), (20))에서 압축대의 춤은 보의 전단강도를 결정하는 매우 중요한 변수이다. 또한 압축대의 춤은 단면의 휨변형 또는 압축변형률에 따라 변화한다 (Fig. 4). 본 연구에서는 위험단면의 압축대에 발생하는 수직응력의 비선형분포를 고려하기 위해서 포물선 형태를 가정하였다 (Eq. (10)). Fig. A1에서 인장철근의 변형률 ϵ_s 는 변형률의 선형분포를 고려해서 $\epsilon_s = \epsilon_m(d - c_u)/c_u$ 으로 정의된다.

이때 하중이 작용하는 위치 a 에서 힘의 평형조건은 $\rho b d \epsilon_m (d - c_u) / c_u E_s + \overline{f_{pc}}(d - c_u)b = b \int_0^{c_u} \sigma(z) dz$ 이다.

압축대의 춤은 다음과 같이 정의된다.

$$\frac{c_u}{d} = \frac{(\overline{f_{pc}} - E_s \epsilon_{of} \rho \alpha_m)}{2[(\alpha_m - \alpha_m^2/3)f'_{cf} + \overline{f_{pc}}]} + \frac{\sqrt{(\overline{f_{pc}} - E_s \epsilon_{of} \rho \alpha_m)^2 + 4E_s \epsilon_{of} \rho \alpha_m [(\alpha_m - \alpha_m^2/3)f'_{cf} + \overline{f_{pc}}]}}{2[(\alpha_m - \alpha_m^2/3)f'_{cf} + \overline{f_{pc}}]} \quad (A-1)$$

Tureyen²⁰⁾과 MacGregor²⁴⁾에 의하면, 보의 전단파괴는 대체로 위험단면에 휨균열이 발생한 직후에 발생한다. 따라서 위험단면 x_1 에서의 압축대의 춤 c_e 는, 파괴계수 f_r 에 해당하는 압축변형률 $\alpha_{x1} \epsilon_{of}$ ($\approx f_r/E_c \approx 1.3 \times 10^{-4}$)를 식 (A-1)에 대입하여 근사적으로 산정할 수 있다($\alpha_m = \alpha_{x1}$).

Fig. A1에서 모멘트의 팔길이는 단면의 휨변형에 따라 변화한다. 본 연구에서는 포물선 형태의 수직응력의 분포를 이용하여 하중이 작용하는 위치 a 에서의 모멘트 팔길이 jd 를 단면의 휨변형 $\alpha_m \epsilon_{of}$ 의 함수로써 다음과 같이 정의하였다.

$$jd = jd_c + jd_t \quad (A-2)$$

$$jd_c = \frac{\int_0^{c_u} z\sigma(z)dz}{\int_0^{c_u} \sigma(z)dz} = \left(\frac{(2/3)\alpha_m - (1/4)\alpha_m^2}{\alpha_m - (1/3)\alpha_m^2} c_u \right) \quad (A-3a)$$

$$jd_t = \left(\frac{\bar{f}_{pc}(d-c_u)b \cdot (d-c_u)/2 + A_s \epsilon_s E_s \cdot (d-c_u)}{\bar{f}_{pc}(d-c_u)b + A_s \epsilon_s E_s} \right) \\ = \left(\frac{\bar{f}_{pc} \cdot (d-c_u)/2 + \rho d \alpha_m \epsilon_{of} E_s (d-c_u)/c_u}{\bar{f}_{pc} + \rho d \alpha_m \epsilon_{of} E_s / c_u} \right) \quad (A-3b)$$

여기서, jd_c = 중립축에서 압축반력의 무게중심에 이르는 거리,
 jd_t = 중립축에서 인장반력의 무게중심에 이르는 거리

위험단면 x_1 에서의 모멘트 팔길이 $jd_{x1} (= jd_{x1c} + jd_{x1t})$ 은 식 (A-3a)와 (A-3b)에 α_m 과 c_u 대신에 α_{x1} (Eq. (A-2))과 c_e 을 대입해서 산정할 수 있다. 계산의 편의를 위해 식 (A-3a)에서 $\alpha_{x1}^2 \ll \alpha_{x1}$ 이므로 중립축에서 압축반력의 무게중심에 이르는 거리 jd_{x1c} 는 근사적으로 $jd_{x1c} = 2/3c_e$ 로 산정된다.

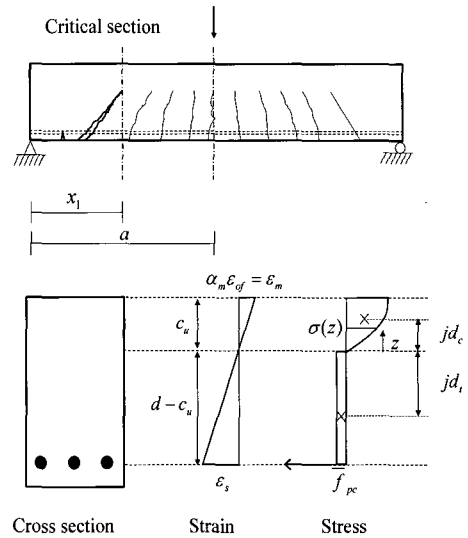


Fig. A1 Stress and strain distribution in the critical section

요 약

섬유보강 콘크리트 보의 전단강도와 거동 특성을 규명하기 위해서 이론적 연구를 수행하였다. 섬유보강 콘크리트 보의 단면에 작용하는 전단력은 압축대와 인장대에 의해서 지지된다. 압축대의 전단성능은 단면의 휨모멘트에 의해서 발생하는 수직응력과의 상관관계를 고려하여 정의하였으며, 인장대의 전단성능은 섬유보강 콘크리트의 균열 후 인장강도를 고려하여 정의하였다. 보의 휨변형에 따라서 수직응력의 크기와 분포가 변화하므로, 보의 전단성능은 휨변형의 함수로 정의하였다. 전단성능곡선과 전단요구곡선의 교점에서, 보의 전단강도와 위험단면의 위치가 결정된다. 제안된 설계 방법은 섬유보강 콘크리트와 일반 콘크리트 보를 위한 통합전단강도모델로 사용할 수 있다.

핵심용어 : 전단설계, 전단강도, 섬유보강콘크리트, 변형, 파괴기준