



## FRP 전단 보강 콘크리트 보의 전단강도 모델

최경규<sup>1)\*</sup> · 강수민<sup>2)</sup> · 심우창<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup>숭실대학교 건축학부 <sup>2)</sup>대림산업(주)

## Shear Strength Model for FRP Shear-Reinforced Concrete Beams

Kyoung-Kyu Choi<sup>1)\*</sup>, Su-Min Kang<sup>2)</sup>, and Woo-Chang Shim<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup>School of Architecture, Soongsil University, Seoul 156-743, Korea

<sup>2)</sup>Researcher at Daelim Industrial Co., Seoul 110-732, Korea

**ABSTRACT** In the present study, a unified shear design method was developed to evaluate the shear strength of concrete beams with and without FRP shear reinforcement. The contributions of FRP and concrete on shear strength were defined separately. By comparing the current design method calculated results with the existing test results, it was found that Triantafillou model shows a reliable prediction of FRP effective strain and FRP shear strength contributions. The concrete shear strength contribution was defined by the strain-based shear strength model developed in the previous study. The shear strength of concrete compression zone was evaluated based on the material failure criteria of the concrete subjected to the compressive normal and shear stresses. The proposed strength model was verified by comparing its prediction results to prior test results. The comparisons showed that the proposed method accurately predicts the strengths of the test specimens for both FRP shear reinforced and unreinforced concrete beams.

**Keywords :** concrete beams, FRP, shear strength, shear reinforcement, alternative design method

### 1. 서 론

최근 콘크리트 구조물의 구조 성능을 향상시키기 위하여 시공성과 경제성이 우수한 FRP(fiber reinforced polymer) 소재가 빈번하게 사용되고 있다. 특히 FRP 쉬트와 바를 이용하여 콘크리트 보의 휨 보강 또는 전단 보강을 위한 다양한 공법이 개발되었다.

이재훈 등<sup>1)</sup>은 FRP 휨 보강근을 사용하는 콘크리트 보의 파괴 특성과 구조 성능을 구명하기 위하여 실험 연구를 수행하였으며 그 결과를 바탕으로 현행 설계식의 정확성을 분석하고 보다 개선된 회귀 모델을 제안하였다. Adhikary 등<sup>2)</sup>은 FRP 부착 앵커를 이용한 전단 보강 공법을 개발하기 위하여 FRP 재료(AFRP: aramid fiber reinforced polymer, GFRP: glass fiber reinforced polymer), FRP 전단 보강 쉬트 배치 형태, 부착 앵커의 연장 길이에 따른 부착 파괴 메커니즘의 변화를 연구하였고, FRP 쉬트의 전단 보강 기여분을 산정하는 모델을 개발하였다. Qu 등<sup>3)</sup>은 FRP 전단 보강 콘크리트 보의 경사 균열 모델<sup>4)</sup>을 이용하는 비선형 유한 요소 해석 연구를 통하여 FRP 전단 보강 콘크리트

보의 크기 효과를 구명하였다. 이러한 이론 및 실험 연구에 의하면, FRP 전단 보강 콘크리트 구조물은 FRP 재료(유리, 탄소, 아라미드), FRP 부착강도, 보강 형태(쉬트/바, wrap/jacketing), 전단 스펜비, 부재 파괴 모드, 전단 철근 사용 여부 등 여러가지 재료 및 기하학적 변수에 영향을 받으므로, FRP 파단, 콘크리트 압괴, 콘크리트-FRP 접촉면 파괴 등 매우 복합적 방식으로 구조물이 파괴된다.<sup>5,9)</sup> 따라서 다양한 설계 변수와 조건에 대하여 구조물의 전단 강도를 일관되게 평가하기가 매우 어려운 실정이다.<sup>2,10)</sup>

최근 Alagusundaramoorthy,<sup>11)</sup> Guadagnini<sup>12)</sup>는 콘크리트 부재의 크기, FRP 부착 방향 등 주요 변수의 영향에 대한 분석을 바탕으로 FRP 전단 보강 콘크리트 보에 대한 현행 전단강도 평가 방법의 개선이 필요함을 주장하였다.

Iannituberto<sup>19)</sup>과 Pellegrino<sup>20)</sup>는 현행 전단강도 모델은 FRP의 파괴 변형률, FRP의 배치 방향 등 주요 변수의 영향을 정의하는데 있어서 많은 차이를 나타내고 있으며, FRP 전단 보강 콘크리트 보의 강도를 정확하게 추정하지 못하며 안전측이 아님을 밝혀내었다. 또한 현행 전단강도 모델(Tables 1, 2)에서 FRP 전단 보강재의 전단강도 기여분이 과대평가되고 있으며 반면 콘크리트의 전단강도 기여분이 과소평가되고 있음을 밝혀냈다. 따라서 이러한 연구 결과를 종합해 보면 FRP 전단 보강 콘크리트 보의 전단강도를 합리적으로 산정하기 위해서는 콘크리트

\*Corresponding author E-mail: kkchoi@ssu.ac.kr

Received October 8, 2010, Revised November 18, 2010,

Accepted December 13, 2010

©2011 by Korea Concrete Institute

**Table 1** Existing models for shear transfer contribution of FRP

Investigators	Shear transfer capacity of FRP ( $V_F$ ) (kN)
ACI 440 <sup>13)</sup>	$V_F = \frac{A_F \cdot E_F \cdot \varepsilon_{F,C} (\cot \theta + \cot \beta) \sin \beta \cdot d}{s_F}$ $\varepsilon_{F,C} = 0.006$ $A_F$ = area of FRP shear reinforcement $E_F$ = elastic modulus of FRP $\theta$ = shear crack inclination, $\beta$ = fiber inclination $s_F$ = FRP spacing
Tom et al. <sup>5)</sup>	$V_F = f_{F,u} \cdot t_F \cdot d$ $f_{F,u}$ = FRP strength, $t_F$ = FRP thickness
Triantafillou <sup>6)</sup>	$V_F = \rho_F \cdot E_F \frac{0.9}{\gamma_F} b \cdot d \cdot \varepsilon_{F,e} \cdot (1 + \cot \beta) \sin \beta$ for $0 \leq \rho_F \cdot E_F \leq 1$ $\varepsilon_{F,e} = 0.0119 - 0.0205(\rho_F \cdot E_F) + 0.0104(\rho_F \cdot E_F)^2$ for $1 \leq \rho_F \cdot E_F$ $\varepsilon_{F,e} = -0.00065(\rho_F \cdot E_F) + 0.00245$ $\rho_F$ = FRP shear reinforcement ratio $\gamma_F$ = coefficient accounting for FRP type
Khalifa and Nanni <sup>7)</sup>	$V_F = \frac{A_F \cdot f_{F,e} (\sin \beta + \cos \beta) d_F}{s_F}$ $f_{F,e} = R \cdot f_{F,u}$ $d_F$ = FRP effective height $R$ = coefficient accounting for failure mechanisms of reinforced beams
Chen and Teng <sup>8,9)</sup>	$V_F = 2f_{F,e} t_F b_F \frac{d_F (\cot \varphi + \cot \beta) \sin \beta}{s_F}$ $f_{F,e} = D_F \cdot f_{F,u}$ $D_F$ = coefficient accounting for failure pattern, the strain distribution along the shear crack and FRP reinforcement details

**Table 2** Existing models for shear transfer contribution of concrete

Investigators	Shear transfer capacity of concrete ( $v_c$ ) (MPa)
ACI 318-08 <sup>14)</sup>	$v_c = 0.167 \sqrt{f'_c}$ $f'_c$ in MPa
Eurocode 2 <sup>15)</sup>	$v_c = \tau_{Rd} k (1.2 + 40 \rho_l)$ $\tau_{Rd} = 0.25 f_t$ , $k = \lfloor (1.6 - d) \geq 1 \rfloor$ $\rho_l$ = longitudinal steel ratio $f_t$ = tensile strength of concrete
Zsutty <sup>16)</sup>	$v_c = 2.2 \left( f'_c \rho \frac{d}{a} \right)^{1/3}$ $f'_c$ in MPa $\rho$ = steel ratio
Choi et al. <sup>17,18)</sup>	$v_c = \lambda_s \sqrt{f_t} [f_t + \bar{\sigma}] \times c_u / d$ $\lambda_s = 1.2 - 0.2(a/d) \geq 0.65$ $c_u$ = depth of compression zone $d$ in meters

트, FRP, 전단 철근의 전단강도 기여분을 각각 정확하게 평가하여야 한다.

선행 연구<sup>17,18)</sup>에서는 콘크리트 재료 파괴 기준을 이용하여 전단 보강 및 무보강 콘크리트 보의 전단 메커니

즘을 구명하였다. 이를 바탕으로 콘크리트 보 단면의 휨 변형(휨 손상)의 정도를 고려하여 콘크리트 보의 전단강도를 정의하는 변형도 기반 전단설계 방법을 개발하였다.

이 연구에서는 선행 연구에서 개발된 변형도 기반 전단설계 방법의 적용성을 높일 수 있는 단순화된 전단강도 평가 방법을 제안하였으며 이를 바탕으로 FRP 전단 보강 콘크리트 보와 일반 콘크리트 보에 함께 적용될 수 있는 통합 전단설계 방법을 개발하였다. 이를 위하여, 기존의 실험 결과와의 비교를 통하여 FRP 전단강도 기여분에 대한 현행 강도 모델들을 분석하였다. 또한 제안된 설계 방법을 기존 실험 연구 결과와 현행 ACI 440 설계 기준과 비교하여 그 유효성을 검증하였다.

## 2. FRP 전단강도 기여분

ACI 440<sup>13)</sup>와 Eurocode 2<sup>15)</sup> 등 현행 설계기준에서는 일반적으로 FRP 전단 보강 콘크리트 보의 전단강도( $V_n$ )를 콘크리트( $V_c$ ), 전단 철근( $V_s$ ), FRP의 전단강도 기여분( $V_F$ )의 합으로 정의한다.

$$V_n = V_c + V_s + V_F \tag{1}$$

현행 설계기준에서 전단 철근의 기여분은 철근의 항복을 가정하여 대체로 식 (2)로 정의한다.<sup>13-15)</sup>

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \tag{2}$$

여기서,  $A_v$  = 전단 철근량,  $f_y$  = 전단 철근의 항복강도,  $d$  = 보의 유효깊이,  $s$  = 전단 철근의 배근 간격

한편 Tables 1과 2는 FRP의 전단강도 기여분( $V_F$ )과 콘크리트의 전단강도 기여분( $V_c$ )을 평가하는 여러 전단강도 모델을 제시하고 있다. 표에 나타나듯이 현행 설계기준들은 콘크리트와 FRP의 전단강도 기여분을 산정하는데 있어서 큰 편차를 보인다.

이 장에서는 FRP 전단강도 기여분에 대한 현행 전단강도 모델의 유효성을 평가하기 위하여 기존 실험 연구 결과와 예측 강도를 비교 분석하였다. Table 3에는 비교에 사용된 FRP 전단 보강 콘크리트 실험체의 재료 특성, 부재 형상 및 치수가 제시되어 있다. 대부분의 시험체에는 탄소섬유보강폴리머(CFRP)가 사용되었으며 Iannituberto<sup>19)</sup>는 유리섬유보강폴리머(GFRP), Adhikary 등<sup>2)</sup>은 일부 시험체에 아라미드섬유보강폴리머(AFRP)를 사용하였다. 또한 대부분의 시험체에서 FRP 보강재는 보를 감싸는 랩핑 방식으로(wrapping) 설치되었으나 Pellegrino<sup>20,21)</sup>는 FRP 보강재를 측면 부착하였고(side bonding), Adhikary 등<sup>2)</sup>은 일부 시험체에서 FRP를 U형으로 부착 보강하였다(U-jacking). 비교에 사용된 시험체는 대체로 콘크리트 부재축에 직교 방향으로 FRP를 설치하였으며 Alagusundaramoorthy<sup>11)</sup>의 일부 시험체에서는 45도 각도로 FRP를 설치하였다.

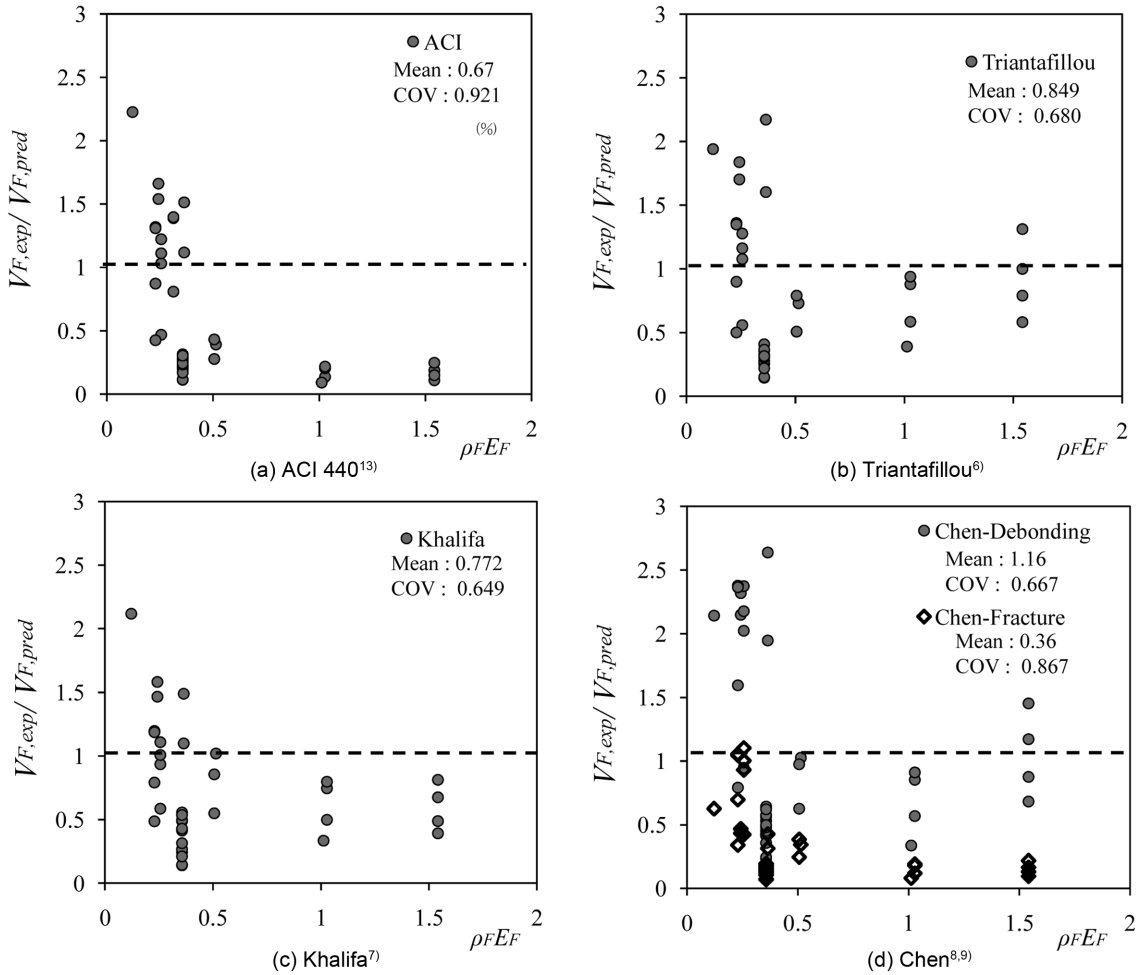


Fig. 1 Predictions of FRP shear strength contribution by existing shear strength models

Fig. 1에는 기존 FRP 전단강도 기여분 평가 모델(Table 1)을 이용한 예측 강도( $V_{F,pred}$ )와 실험 결과( $V_{F,exp}$ )를 비교하였다.  $V_{F,exp}$ 는 FRP 보강 시험체의 전단강도에서 FRP 무보강 시험체의 전단강도를 감하여 산정하였다. 여기서 FRP 보강 여부를 제외하고 FRP 보강 시험체와 무보강 시험체의 다른 설계 변수는 동일하다. 그림에서  $\rho_F (= A_F / bs_F)$ 는 FRP의 보강 부피비,  $E_F$ 는 FRP의 탄성계수를 나타낸다. 여기서,  $A_F$ ,  $s_F$ 는 FRP 전단 보강 단면적, FRP 전단 보강재의 배치 간격 그리고  $b$ 는 콘크리트 보의 너비를 나타낸다. Fig. 1에 나타난 바에 의하면 현행 FRP 전단강도 모델은 실험 강도를 추정하는데 있어서 편차가 크다. 그 이유는 FRP의 전단강도가 FRP 설치 상세, 파괴 형태, 보의 세장비, 보의 크기 등 다양한 설계 변수와 실험 조건에 영향을 받기 때문이다.

Triantafillou<sup>6)</sup>의 강도 모델에서는 FRP의 유효 변형률을  $\rho_F E_F$ 의 함수로써 제안하고 있으며 Khalifa<sup>7)</sup>는 파괴 형태를 고려하여 FRP의 유효 강도를 정의하고 있다(Table 1 참조). Fig. 1(b), (c)에 의하면 Triantafillou<sup>6)</sup>와 Khalifa<sup>7)</sup>의 강도 모델이 실험 결과를 비교적 정확하게 평가하고 있다. Chen과 Teng<sup>8,9)</sup>은 FRP의 파단과 콘크리트/FRP의 부착 파괴 모드를 각각 고려하여 전단강도를 정의하고 있는데, Fig. 1(d)에 나타난 바와 같이 FRP의 파단을 가

정하는 강도식은 실험값을 지나치게 과대평가하며 반면 부착 파괴를 가정하는 강도식은 실험값을 과소평가하는 문제점을 가지고 있다. Chen과 Teng<sup>8,9)</sup>은 FRP 부착 방식이 랩핑 방식(wrapping)일 경우는 FRP 파단에 의한 강도식을 추천하고 FRP 부착 방식이 측면 부착(side bonding) 또는 U형 부착(U-jacking)일 경우는 부착 파괴에 의한 강도식을 추천하는데, 이 연구에서 분석된 실험 결과는 대부분 랩핑 방식(wrapping)임으로 실험 결과를 과대평가하게 된다. 또한 응력 분포 계수, 부착 길이 등을 별도로 산정하여야 하므로 실무에서 사용하기에 어려움이 있다.

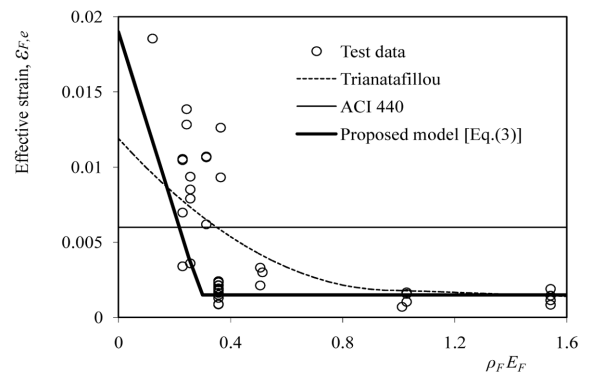


Fig. 2 FRP effective strain evaluated based on test results

**Table 3** Experimental characteristics of FRP shear-reinforced concrete beams

Investigators	Specimens	Width b (m)	Depth h (m)	Effective depth d (m)	Shear span depth ratio a/d	Steel shear reinforcement ratio $\rho_s$	$f'_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	Fiber bonding configuration <sup>(1)</sup> / fiber type <sup>(2)</sup>	Fiber thickness $t_f$ (mm)	Width of fiber $w_f$ (m)	Spacing of fiber $s_f$ (m)	Elasticity of fiber $E_f$ (GPa)	Strength of fiber $f_F$ (MPa)	Angle of fiber $\beta$ (degree)	Shear strength $V_{exp}$ (kN)	$\frac{V_{exp}}{V_{pred}}$ by ACI 440 (2002)	$\frac{V_{exp}}{V_{pred}}$ by proposed method
Ianniruberto and Imbimbo <sup>(9)</sup>	Una	0.15	0.35	0.3	3	0.0038	28.9	494.5	- <sup>(3)</sup>	-	-	-	-	-	-	152	1.223	1.061
	Unb	0.15	0.35	0.3	3	0.0038	28.9	494.5	-	-	-	-	-	-	-	186	1.497	1.298
	ST1a	0.15	0.35	0.3	3	0.0038	28.9	494.5	W/G	0.12	0.35	0.35	75.9	3600	90	242	1.541	1.278
	ST1b	0.15	0.35	0.3	3	0.0038	28.9	494.5	W/G	0.12	0.35	0.35	75.9	3600	90	242	1.541	1.278
	ST2a	0.15	0.35	0.3	3	0.0038	28.9	494.5	W/G	0.24	0.35	0.35	75.9	3600	90	278	1.464	1.561
	ST2b	0.15	0.35	0.3	3	0.0038	28.9	494.5	W/G	0.24	0.35	0.35	75.9	3600	90	270	1.422	1.516
	ST3a	0.15	0.35	0.3	3	0.0038	28.9	494.5	W/G	0.36	0.35	0.35	75.9	3600	90	318	1.428	1.975
	ST3b	0.15	0.35	0.3	3	0.0038	28.9	494.5	W/G	0.36	0.35	0.35	75.9	3600	90	279	1.253	1.733
Pellegrino and Modena <sup>(20)</sup>	TR30C1	0.15	0.3	0.25	3	-	27.5	-	-	-	-	-	-	-	-	74.7	2.279	1.558
	TR30C2	0.15	0.3	0.25	3	-	27.5	-	S/C	0.165	0.25	0.25	233.6	3550	90	120	0.808	1.701
	TR30C3	0.15	0.3	0.25	3	-	27.5	-	S/C	0.495	0.25	0.25	233.6	3550	90	112.8	0.297	0.974
	TR30C4	0.15	0.3	0.25	3	-	27.5	-	S/C	0.495	0.25	0.25	233.6	3550	90	140.2	0.369	1.211
	TR30D1	0.15	0.3	0.25	3	0.0035	31.4	548	-	-	-	-	-	-	-	161.5	1.554	1.392
	TR30D10	0.15	0.3	0.25	3	0.0035	31.4	548	S/C	0.33	0.25	0.25	233.6	3550	90	193	0.575	1.197
	TR30D2	0.15	0.3	0.25	3	0.0035	31.4	548	S/C	0.495	0.25	0.25	233.6	3550	90	213.3	0.473	1.160
	TR30D20	0.15	0.3	0.25	3	0.0035	31.4	548	S/C	0.495	0.25	0.25	233.6	3550	90	247.5	0.549	1.346
	TR30D3	0.15	0.3	0.25	3	0.0035	31.4	548	S/C	0.165	0.25	0.25	233.6	3550	90	161.4	0.735	1.164
	TR30D4	0.15	0.3	0.25	3	0.0035	31.4	548	S/C	0.33	0.25	0.25	233.6	3550	90	208.8	0.623	1.295
Pellegrino and Modena <sup>(21)</sup>	TR30D40	0.15	0.3	0.25	3	0.0035	31.4	548	S/C	0.33	0.25	0.25	233.6	3550	90	212	0.632	1.315
	AUoS-17	0.15	0.3	0.25	5	0.00392	41.4	534	-	-	-	-	-	-	-	198.1	1.668	1.583
	Auos-20	0.15	0.3	0.25	5	0.00335	41.4	534	-	-	-	-	-	-	-	203.5	1.896	1.789
	Au1-s-17	0.15	0.3	0.25	5	0.00392	41.4	534	S/C	1.65	0.25	0.25	230	3450	90	247.3	1.063	1.678
	Au1-s-20	0.15	0.3	0.25	5	0.00335	41.4	534	S/C	1.65	0.25	0.25	230	3450	90	235.1	1.063	1.729
Adhikary et al. <sup>(2)</sup>	Au2-s-17	0.15	0.3	0.25	5	0.00392	41.4	534	S/C	3.3	0.25	0.25	230	3450	90	218.9	0.631	1.290
	B1	0.3	0.3	0.245	4.08	-	38	-	-	-	-	-	-	-	-	112	1.483	1.137
	C1	0.3	0.3	0.245	4.08	-	37.2	-	U/C	0.167	0.245	0.245	230	3400	90	165	0.879	1.138
	C2	0.3	0.3	0.245	4.08	-	41	-	W/C	0.167	0.245	0.245	230	3400	90	228.5	1.194	1.487
	C3	0.3	0.3	0.245	4.08	-	41.1	-	W/C	0.167	0.245	0.245	230	3400	90	237.5	1.240	1.545
	C4	0.3	0.3	0.245	4.08	-	42.4	-	W/C	0.167	0.245	0.245	230	3400	90	250	1.297	1.619
	A1	0.3	0.3	0.245	4.08	-	39.6	-	U/A	0.286	0.245	0.245	120	2000	90	155	0.871	0.983
	A2	0.3	0.3	0.245	4.08	-	41.8	-	W/A	0.286	0.245	0.245	120	2000	90	200	1.110	1.197
	A3	0.3	0.3	0.245	4.08	-	43.9	-	W/A	0.286	0.245	0.245	120	2000	90	245	1.346	1.457
Alagusundaramoorthy et al. <sup>(11)</sup>	A4	0.3	0.3	0.245	4.08	-	43.5	-	W/A	0.286	0.245	0.245	120	2000	90	244	1.343	1.453
	sb1	0.23	0.38	0.342	2.68	0.001843	31	414	-	-	-	-	-	-	-	189	1.420	1.410
	sb2	0.23	0.38	0.342	2.68	0.001843	31	414	-	-	-	-	-	-	-	208	1.563	1.551
	sb3-90	0.23	0.38	0.342	2.68	0.001843	31	414	W/C	0.00018	0.342	0.342	228	4900	90	231.5	0.767	1.386
	sb4-90	0.23	0.38	0.342	2.68	0.001843	31	414	W/C	0.00018	0.342	0.342	228	4900	90	217.5	0.721	1.302
	sb5-90	0.23	0.38	0.342	2.68	0.001843	31	414	W/C	0.00018	0.342	0.342	228	4900	90	234.5	0.777	1.404
	sb6-90	0.23	0.38	0.342	2.68	0.001843	31	414	W/C	0.00018	0.342	0.342	228	4900	90	218	0.723	1.305
	sb7-90-0	0.23	0.38	0.342	2.68	0.001843	31	414	W/C	0.00018	0.342	0.342	228	4900	90	241	0.799	1.443
	sb8-90-0	0.23	0.38	0.342	2.68	0.001843	31	414	W/C	0.00018	0.342	0.342	228	4900	90	227	0.752	1.359
	sb9-45	0.23	0.38	0.342	2.68	0.001843	31	414	W/C	0.00018	0.342	0.342	228	4900	45	264.5	0.712	1.464
	sb10-45	0.23	0.38	0.342	2.68	0.001843	31	414	W/C	0.00018	0.342	0.342	228	4900	45	273.5	0.736	1.514
	sb11-45	0.23	0.38	0.342	2.68	0.001843	31	414	W/C	0.00018	0.342	0.342	228	4900	45	254.5	0.685	1.408
	sb12-45	0.23	0.38	0.342	2.68	0.001843	31	414	W/C	0.00018	0.342	0.342	228	4900	45	265.5	0.715	1.469
	sb13-45-0	0.23	0.38	0.342	2.68	0.001843	31	414	W/C	0.00018	0.342	0.342	228	4900	45	256.5	0.690	1.420
	sb14-45-0	0.23	0.38	0.342	2.68	0.001843	31	414	W/C	0.00018	0.342	0.342	228	4900	45	271	0.729	1.500

<sup>(1)</sup> Fiber bonding configuration : W - wrapping, U - U jacking, and S - side bonding

<sup>(2)</sup> Fiber type : A - aramid FRP, C - carbon FRP, and G - glass FRP

<sup>(3)</sup> Not applicable

한편 Fig. 2는 Table 3에 제시된 실험 결과를 이용하여 FRP 전단 보강 콘크리트 보의 전단 파괴 순간의 FRP 유효 변형률( $\epsilon_{f,e}$ )을 역산한 결과를 보여 주고 있다.<sup>6)</sup> Fig. 2에서 실험에 사용된 FRP의 유효 변형률은  $\rho_f E_f$ 에 반비

례하며 그 변화가 매우 심한 것을 볼 수 있다. 따라서 FRP의 전단 기여분을 정확하게 평가하기 위해서는 FRP의 유효 변형률의 변화를 고려하여야 한다. 그러나 ACI 440<sup>(13)</sup>의 FRP 전단강도 모델은 FRP의 유효 변형률( $\epsilon_{f,e}$ )

을 0.006으로 일정하게 정의하고 있다. 따라서 FRP의  $\rho_F E_F$ 가 작은 경우에는 유효 변형률을 과소평가하여 FRP의 전단강도를 과소평가하며, 반면 FRP의  $\rho_F E_F$ 가 큰 경우에는 FRP의 유효 변형률과 FRP 전단 기여도를 과대평가한다(Fig. 1(a), Fig. 2). 또한 실험 강도와 예측 강도의 평균비율이 0.67로서 FRP의 전단 기여도를 안전 측으로 평가하지 못한다.

이상에서 언급한 바와 같이 기존의 FRP 전단강도 모델 중에서 Triantafillou<sup>6)</sup>의 강도 모델은 FRP의 유효 변형률을  $\rho_F E_F$ 의 함수로 정의하고 있어서 유효 변형률과 전단강도를 비교적 정확하게 예측하며 계산이 편리하다. 따라서 이 연구에서는 Triantafillou<sup>6)</sup>의 FRP 전단강도식을 사용하여 FRP의 전단강도( $V_F$ , Table 1)를 산정하고자 한다. 여기서 FRP의 유효 변형률은 Fig. 2에 제시된 실험 결과를 바탕으로 식 (3)으로 단순화하여 재정의하였다.

$$\varepsilon_{F,e} = 0.018 - 0.06(\rho_F \cdot E_F) \geq 0.0015 \quad (3)$$

### 3. 콘크리트 균열 단면의 전단강도 기여분

선행 연구에서는<sup>17,18)</sup> 일반 콘크리트 보의 전단 성능 평가를 위해 변형도 기반 전단강도 모델이 개발되었으며 개발된 모델은 다른 강도 모델에 비하여 강도 예측의 정확성이 매우 뛰어난 것으로 알려지고 있다. 이 연구에서는 변형도 기반 전단강도 모델을 바탕으로 FRP 전단 보강 콘크리트 보에서 콘크리트의 전단강도 기여분을 간편하게 정의하는 설계 방법을 개발하였다.

대부분의 RC 보는 전단 파괴 이전에 휨 변형이 발생하므로 인장대에 큰 휨 인장 균열이 발생한다. Kotsvos,<sup>22)</sup> Zararis,<sup>23)</sup> Jelic<sup>24)</sup>의 연구 결과에 의하면 큰 휨 손상을 받은 이후 콘크리트 부재의 단면에는 골재 맞물림이나 주철근의 다우얼 효과가 크게 감소하며 따라서 콘크리트 압축대가 대부분의 전단 저항을 발휘한다.<sup>22,25)</sup> 이러한 가정을 바탕으로 Choi 등<sup>17,18)</sup>은 압축대의 전단 저항만을 고려하여 변형률 기반 전단강도 모델을 개발하였다(Fig. 3). 이 모델에서는 콘크리트 압축대의 전단강도를 정확하게 산정하기 위하여 압축대의 콘크리트에 작용하는 압축응력과 전단응력의 조합 응력을 고려하였다. 두 조합 응력에 대한 콘크리트 재료 파괴 기준으로서 Rankine<sup>26)</sup>의 파괴 기준을 사용하였다. 이 파괴 기준에서는 주응력이 콘크리트의 재료 강도에 도달하면 재료 파괴가 발생하는 것으로 가정하였다. 즉 압축대의 각 지점에 작용하는 주 압축응력이 압축강도  $f'_c$ 에 도달하면 압축 지배 전단 파괴가 발생하며, 인장강도  $f'_t$ 에 도달하면 인장 지배 전단 파괴가 발생한다(Fig. 3). 이 재료 파괴 기준으로 부터 전단응력 성능(최대 허용 전단응력)들은 수직 응력  $\sigma_u$ 의 함수로 정의된다.

$$\text{압축 지배 전단응력 성능} \\ v_{nc}(z) = \sqrt{f'_c(f'_c - \sigma_u(z))} \quad (4a)$$

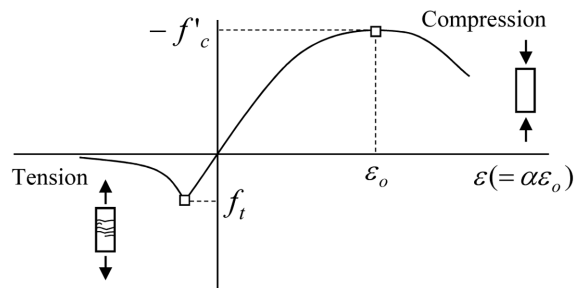
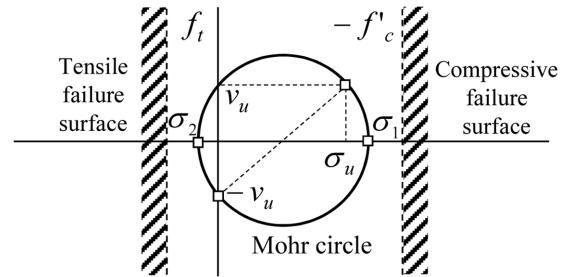
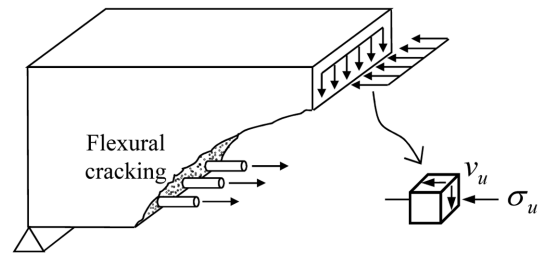


Fig. 3 Principal stress failure criteria of concrete subjected to shear-compression

인장 지배 전단응력 성능

$$v_{nt}(z) = \sqrt{f'_t(f'_t + \sigma_u(z))} \quad (4b)$$

여기서  $f'_t (=0.29\sqrt{f'_c}$  in MPa) = 직교 방향 압축응력에 의해서 저감된 인장강도<sup>27,29)</sup>

세장한 콘크리트 부재의 단면에서 압축 수직 응력은 휨 철근비와 함께 단면의 휨 변형 즉 곡률에 따라서 변화한다(식 (4)). 단면의 한 위치에서의 전단응력 성능  $v_c$ 는 압축 지배와 인장 지배 전단응력 성능 중에서 작은 값으로 결정된다. 콘크리트 단면에서 일반적으로 인장 지배 전단응력 성능이 더 작으므로, 전단응력 성능은 인장 지배 전단응력 성능으로 결정된다. 즉  $v_c \approx v_{nt}$ 이다. 인장 균열이 발생하기 이전에는, 일반적으로 중립축은 단면의 중심에 위치하며 단면 전체가 전단에 저항한다. 그러나 균열이 발생한 이후에는 인장균열이 중립축으로 전진되며 인장측에서의 전단 저항은 급격히 저하된다. 그 뒤 인장균열이 중립축에 도달한 이후에는 손상을 받지 않은 압축대 만이 전단 저항을 발휘하며, 이때 전단응력 성능의 크기와 분포는 압축응력의 크기와 분포에 영향을 받는다. 이때 단면의 전단 성능은 압축대 각 지점의 전단응력 성능의 합력  $V_c = b \int v_c(z) dz$ 로 정의하였다.  $b$  = 콘크리트 보의 너비,  $z$  = 콘크리트 단면의 각 위치에서 중립축에 이르는 거리이다. 따라서 콘크리트 단면의 전단 성능을 구하기 위해서는 압축대 단면의 모든 지점에서 압축

응력의 크기가 변화를 고려하여야 하므로 전단 성능의 계산 과정이 매우 복잡하다.

이 연구에서는 FRP 전단 보강된 보에서 콘크리트의 전단강도 기여분을 간편하게 정의하기 위하여, 인장균열이 발생한 직후 위험 단면의 압축대에 작용하는 평균 수직 응력  $\bar{\sigma}$  ( $=f_r = 0.63\sqrt{f'_c}$ , in MPa)을 도입하였다. 선행 연구<sup>17,18)</sup>에 의하면, 평균 수직 응력  $\bar{\sigma}$ 의 산정 과정은 복잡하며 일반적으로  $\bar{\sigma} \geq f_r$ 이다. 따라서 평균 수직 응력  $\bar{\sigma} = f_r$ 을 사용하게 되면, 콘크리트 보의 전단강도에 대한 계산 과정이 간편해지며 또한 강도 추정이 보다 안전측이 될 것으로 예측된다. 따라서 식 (4b)에  $\bar{\sigma} = f_r$ 을 도입하여 균열 단면의 평균 전단응력 성능을 다음과 같이 정의하였다.

$$V_c = \lambda_s \sqrt{f'_t(f'_t + \bar{\sigma})}bc \quad (5)$$

$$\lambda_s = 1.2 - 0.2(a/d)d \geq 0.65 \quad (6)$$

여기서,  $\lambda_s$  = 콘크리트 보의 크기 효과 계수,<sup>23)</sup>  $c$  = 콘크리트 압축대의 깊이

최종적으로 FRP 및 전단 철근으로 전단 보강된 콘크리트 보의 전단강도는 식 (1)로 정의된다. 여기서  $V_c$ ,  $V_s$ ,  $V_F$ 는 각각 식 (5), (2), Table 1의 Triantafillou<sup>6)</sup> 식으로 산정된다.

#### 4. 제안된 설계 방법의 검증

이 연구에서 제안한 전단강도 모델의 유효성을 평가하기 위하여 기존 실험 연구에서 보고된 508개의 전단 무보강 콘크리트 보와 510개의 전단 철근 보강 콘크리트 보에 대한 전단강도 실험 결과를 이용하였다. 검증에 사용된 실험체의 주요 변수와 실험 조건은 참고문헌<sup>17,18)</sup>에 자세히 제시되어 있다. Fig. 4에는 현행 설계 방법과 제안한 설계 방법에 의한 예측 강도와 실험 강도의 비가 제시되어 있다. 그림에 나타나듯이 ACI 318과 Eurocode 2 설계기준은 콘크리트 보의 전단강도를 정확하게 추정하지 못하고 편차가 매우 크다. 일부 시험체에서는 실험 결과를 과대평가하므로 안전측의 설계를 보장하지 못한다. 반면 Zsutty<sup>16)</sup>와 Choi 등<sup>17,18)</sup>의 전단강도 모델은 ACI 318,<sup>14)</sup> Eurocode 2<sup>15)</sup> 등 현행 설계기준 보다 실험 결과를 정확하게 추정하고 있다. 특히 이 연구에서 제안한 전단강도 모델은 다른 평가 모델에 비하여 강도 예측의 편차가 가장 적어서 실험 결과를 가장 안정적으로 예측하는 것으로 나타났다.

또한 FRP 또는 전단 철근으로 보강된 콘크리트 보에 대한 제안 모델의 강도 추정 결과를 평가하기 위하여 Table 3에 제시된 실험 결과를 사용하였다. Fig. 5(a), (b)에서는 각각 FRP 무보강 시험체와 FRP 보강 시험체가 사용되었으며, Fig. 5(c)에는 Table 3에 제시된 모든 시험체가 사용되었다. 단 Fig. 5(b)에서  $V_{F,exp}$ 는 Fig. 1에서 설명된 바와 같이, FRP 보강 시험체의 전단강도에서 FRP 무보강

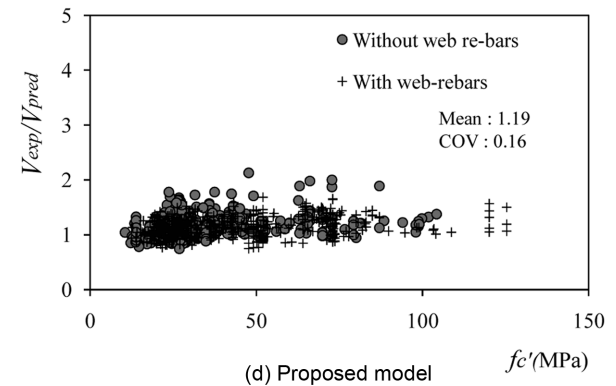
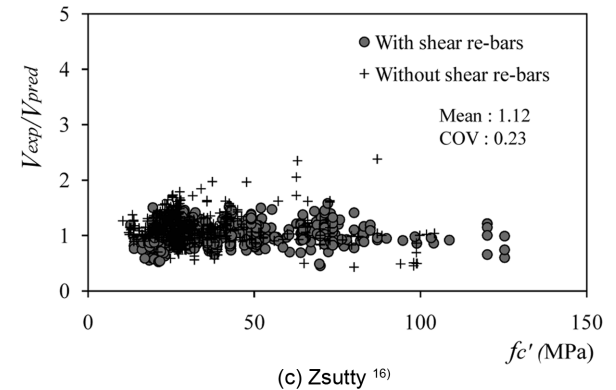
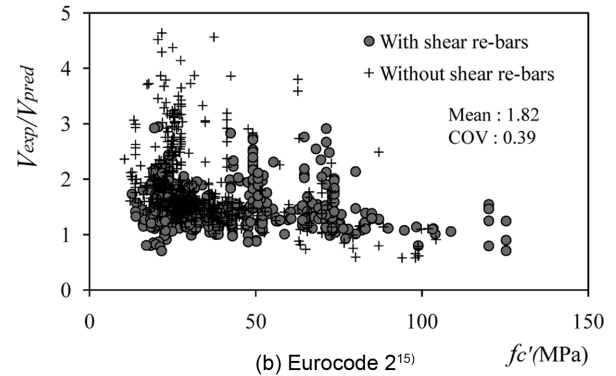
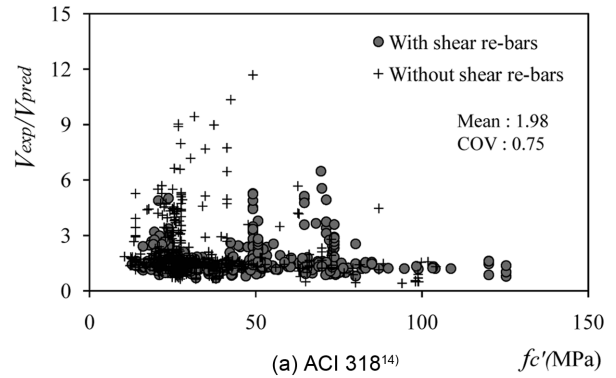


Fig. 4 Strength predictions for concrete beams with/without steel shear reinforcement by existing shear strength models and proposed model

시험체의 전단강도를 감하여 산정하였다. 따라서 Fig. 5를 이용하여 전단강도 기여분( $V_c + V_s$ ,  $V_F$ ,  $V_c + V_s + V_F$ )에 대한 ACI 설계 방법의 전단강도 추정 결과를 간접적으로 평가할 수 있다. Fig. 5(a)에서 ACI 설계 방법은  $V_c + V_s$ 의

전단 기여도를 대체로 과소평가하고 있으며, Fig. 5(b)에서 ACI 440 설계 방법은 FRP의  $\rho_F E_F$ 가 증가할수록 FRP의 전단 기여분을 과대평가한다. Fig. 5(c)에는 콘크리트, 전단 철근 그리고 FRP의 전단강도 기여분을 모두 반영하여 ACI 440 설계 방법으로 실험 결과를 예측한 결과를 보여주고 있다. 그림에서 실험 강도 대비 산정 강도 평균이 1.046, COV는 0.417로써 강도 추정의 편차가 매우 크다고 할 수 있다. 또한 FRP의  $\rho_F E_F$ 가 증가함에 따라 실험 결과를 과대평가하여 안전측의 설계를 보장하지 못하는 것으로 나타났다.

Fig. 6에는 전단강도 기여분( $V_c + V_s$ ,  $V_F$ ,  $V_c + V_s + V_F$ )에 대한 제안된 설계 방법의 전단강도 추정 결과를 제시하고 있다. 그림에서 제안한 설계 방법은 현행 ACI 440 설계 방법에 비하여 각 전단강도 기여분을 비교적 정확하게 평가하고 있다. 제안한 설계 방법은 실험 강도 대비 산정

강도의 평균이 1.405, COV는 0.150으로써 실험 결과를 큰 편차없이 정확하게 추정하고 있음을 알 수 있다.

Fig. 7은 주요 설계 변수(콘크리트 강도, 전단 경간비, FRP 부피비)에 대하여 제안 설계 방법의 강도 추정 결과를 보여주고 있다. 그림에 나타나듯이 제안 설계 방법은 설계 변수의 변화에 따라서 강도 추정이 민감하게 변화하지 않으며, 따라서 FRP 전단 보강 콘크리트 보의 전단강도를 안정적이고 정확하게 추정할 수 있다.

## 5. 결 론

FRP 전단 보강 콘크리트 보의 전단강도를 정확하게 평가하기 위해서는 FRP의 전단강도 기여분과 콘크리트의 전단강도 기여분 각각의 정확한 평가가 우선되어야 한다. 이 연구에서는 현행 FRP의 전단강도 평가 모델의 추정

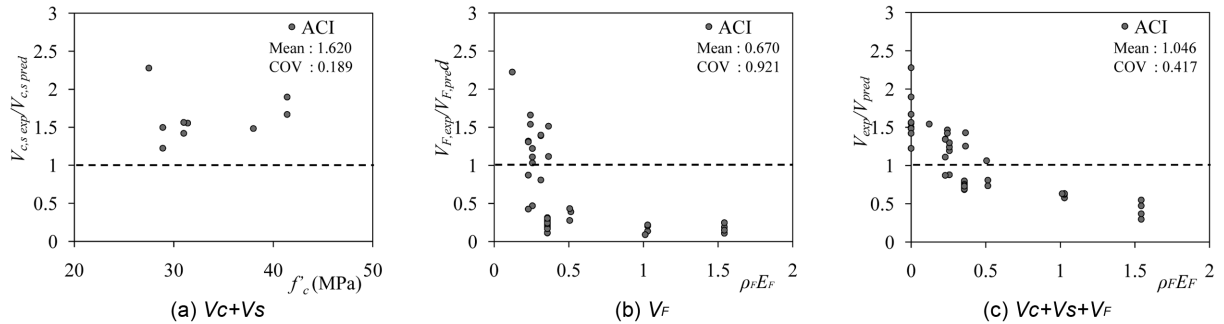


Fig. 5 Prediction of test results by ACI model

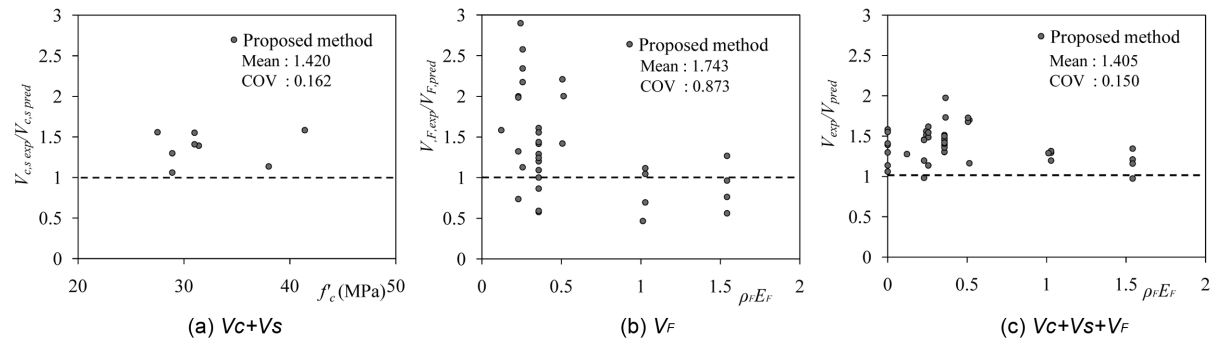


Fig. 6 Prediction of test results by proposed model

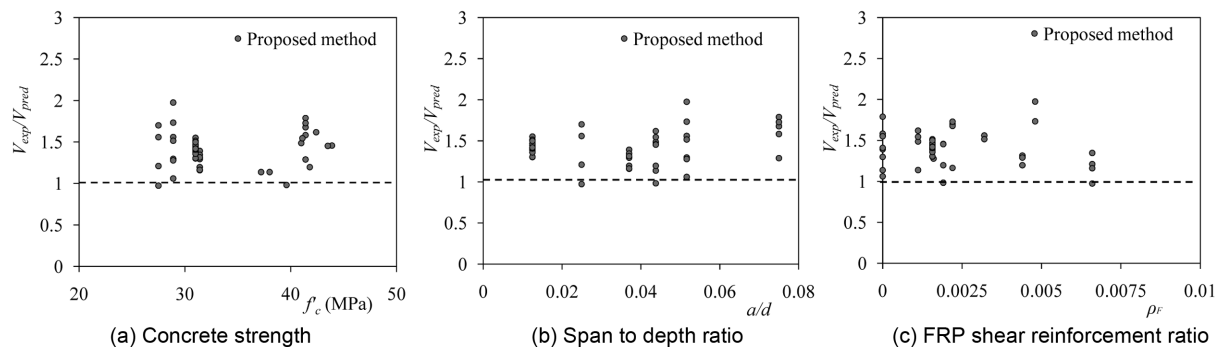


Fig. 7 Strength prediction by proposed method

결과를 기존 실험 결과와의 비교를 통하여 분석하였다. 분석 결과, 부재 파괴 순간 FRP의 유효 변형률은 FRP의 파괴비와 탄성계수에 반비례하는 것으로 나타났으며, 따라서 이 연구에서는 이러한 경향을 잘 모사하고 있는 Triantafillou<sup>6)</sup>의 모델을 이용하여 FRP 전단강도 기여분을 평가하였다. 콘크리트의 전단강도 기여분을 정의하기 위하여 선행 연구에서 개발된 변형도 기반 전단강도 모델을 사용하였다. 이 모델은 콘크리트 보 단면의 압축대에서 전단응력과 압축응력의 상호관계를 고려하기 위하여 콘크리트 재료 파괴 기준을 사용하였으며, 이를 바탕으로 콘크리트의 전단강도 기여분을 정의하였다. 제안된 평가 방법은 기존 실험 연구 결과와 현행 ACI 설계기준과의 비교를 통하여 유효성을 검증하였다. 검증 결과 이 연구에서 제안한 평가 방법은 다양한 설계 변수 조건에서 일반 콘크리트 보 뿐 아니라 FRP 전단 보강 콘크리트 보의 전단강도를 정확하게 평가하는 것으로 나타났다. 반면 ACI 설계기준은 예측 오차가 비교적 크며 많은 실험체에 대하여 강도 추정이 안전하지 못하다는 것이 밝혀졌다. 그러나 이 연구에서 검증에 사용한 실험 결과는  $\rho_F E_F \leq 2 \text{ MPa}$ 이므로, 추후 FRP의 전단 보강비가 높은 실험 연구 결과를 사용하여 추가 검증 연구가 필요하다.

## 감사의 글

이 논문은 2010년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 기초연구사업이다 (No. 2010-0020944).

## 참고문헌

1. 이재훈, 신성진, “전단 보강이 없는 FRP RC보의 전단강도 예측,” 콘크리트학회 논문집, 22권, 3호, 2010, pp. 313~324.
2. Adhikary, B. B., Mutsuyoshi, H., and Ashraf, M., “Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Fiber-Reinforced Polymer Sheets with Bonded Anchorage,” *ACI Struct. J.*, Vol. 101, No. 5, 2004, pp. 660~668.
3. Qu Z., Lu X. Z., and Ye L. P., “Size Effect of Shear Contribution of Externally Bonded FRP U-Jackets for RC Beams,” *Proc. International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005)*, Hong Kong, China, 2005, pp. 371~380.
4. Lu, X. Z., Chen J. F., Ye, L. P., Teng, J. G., and Rotter, J. M., “Theoretical Analysis of FRP Stress Distribution in U Jacketed RC Beams,” *Proc. 3rd Int. Conference on Composites in Construction (CCC2005)*, Lyon, France, 2005, pp. 541~548.
5. Tom, N., Hamid, S., and Ehsani, M. R., “Shear and Flexural Strengthening of R/C Beams with Carbon Fiber Sheets,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 7, 1997, pp. 903~911.
6. Triantafillou, T. C., “Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites,” *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 2, 1998, pp. 107~115.

7. Khalifa, A. and Nanni, A., “Improving Shear Capacity of Existing RC T Section Beams Using CFRP Composites,” *Cement Concrete Compos.*, Vol. 22, No. 3, 2000, pp. 165~174.
8. Chen, J. F. and Teng, J. G., “Shear Capacity of FRP Strengthened RC Beams: Fibre Reinforced Polymer Rupture,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 5, 2003, pp. 615~625.
9. Chen, J. F. and Teng, J. G., “Shear Capacity of FRP Strengthened RC Beams: FRP Debonding,” *Construction and Building Materials*, Vol. 17, No. 1, 2003, pp. 27~41.
10. Teng, J. G., Chen, J. F., Smith, S. T., and Lam, L., *FRP Strengthened RC Structures*, John Wiley & Son, Ltd., England, 2002, 245 pp.
11. Alagusundaramoorthy, P., Harik, I. E., and Choo, C. C., “Shear Strength of R/C Beams Wrapped with CFRP Fabric,” Research Report, KTC-02-14/SPR 200-99-2F, Kentucky Transportation Center, 2002.
12. Guadagnini, M., Pilakoutas, K., and Waldron, P., “Shear Resistance of FRP RC Beams: An Experimental Study,” *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol. 10, No. 6, 2006, pp. 464~473.
13. ACI 440, ACI 440. 2R-02 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, USA, 2002, 45 pp.
14. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08), USA, 2008, 473 pp.
15. European Committee for Standardization (CEN), Design of Concrete Structure, Part 1-6: General Rules and Rules for Building, EUROCODE 2, Brussels, Belgium, 2004, 225 pp.
16. Zsutty, T. C., “Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Tests,” *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 68, No. 2, 1971, pp. 138~143.
17. Choi, K., Park, H., and Wight, J. K., “Unified Shear Strength Model for Reinforced Concrete Beams-Part I: Development,” *ACI Struct. J.*, Vol. 104, No. 2, 2007, pp. 142~152.
18. Choi, K. and Park, H., “Unified Shear Strength Model for Reinforced Concrete Beams-Part : Verification and Simplified Method,” *ACI Struct., J.*, Vol. 104, No. 2, 2007, pp. 153~161.
19. Ianniruberto, U. and Imbimbo, M., “Role of Fiber Reinforced Plastic Sheets in Shear Response of Reinforced Concrete Beams: Experimental and Analytical Results,” *J. Compos. for Constr.*, Vol. 8, No. 5, 2004, pp. 415~424.
20. Pellegrino, C. and Modena, C., “Fiber Reinforced Polymer Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Transverse Steel Reinforcement,” *Journal of Composites for Construction*, Vol. 6, No. 2, 2002, pp. 104~111.
21. Pellegrino, C. and Modena, C., “Fiber-Reinforced Polymer Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams: Experimental Study and Analytical Modeling,” *ACI Struct. J.*, Vol. 103, No. 5, 2006, pp. 720~728.
22. Kotsovos, M. D. and Pavlovic, M. N., *Ultimate Limit-State Design of Concrete Structures: a New Approach*, Thomas Telford, London, 1998, 208 pp.
23. 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.
24. Jelic, I., Pavlovic, M. N., and Kotsovos, M. D., “A Study of Dowel Action in Reinforced Concrete Beams,” *Magazine of Concrete Research*, Vol. 51, No. 2, 1999, pp. 131~141.
  25. Tureyen, A. K. and Frosch, R. J., “Concrete Shear Strength: Another Perspective,” *ACI Struct. J.*, Vol. 100, No. 5, 2003, pp. 609~615.
  26. Chen, W. F., “Plasticity in Reinforced Concrete,” New York, McGraw-Hill, 1982, pp. 204~205.
  27. Antoine, E. N., *Prestressed Concrete Analysis and Design, Fundamentals*, USA, 2004, pp. 1~1072.
  28. ACI Committee 224, *Cracking of Concrete Members in Direct Tension (ACI 224.2R-92)*, USA, 1997, 12 pp.
  29. Ghaffar, A., Chaudhry, M. A., and Ali, M. k., “A New Approach for Measurement of Tensile Strength of Concrete,” *Journal of Research (Science)*, Bahauddin Zakariya University, Multan, Pakistan, Vol. 16, No. 1, 2005, pp. 1~9.

---

**요약** 이 연구에서는 FRP 전단보강 및 무보강 콘크리트 보의 전단강도를 정확하게 평가하기 위하여 통합전단설계방법을 개발하였다. 이를 위하여, FRP의 전단강도 기여분과 콘크리트의 전단강도 기여분을 각각 정의하였다. 기존의 FRP 전단강도 평가모델과 실험 결과를 비교 분석한 결과, Triantafillou의 FRP 전단강도 평가모델이 FRP의 유효변형률과 전단강도의 추정이 우수하므로 Triantafillou의 모델을 이용하여 FRP의 전단강도 기여분을 정의하였다. 콘크리트 전단강도 기여분은 선행 연구에서 제안된 변형도 기반 전단강도모델을 이용하여 정의하였다. 콘크리트 단면의 압축대에 작용하는 압축응력과 전단응력의 상관관계를 고려하기 위하여 콘크리트 재료파괴기준을 이용하여 콘크리트 전단강도 기여분을 산정하였다. 제안한 설계방법은 기존 실험 연구 결과와 비교하여 유효성을 검증하였다. 비교 결과 제안한 설계방법은 다양한 설계변수 범위에서 FRP 전단보강 및 무보강 콘크리트 보의 전단강도를 정확하게 평가하는 것으로 나타났다.

**핵심용어** : 콘크리트 보, FRP, 전단강도, 전단 보강, 대체 설계법