

یک روش تحلیلی برای برآورد ظرفیت برشی پانل‌های بتن مسلح و کاربرد آن در برآورد ظرفیت برشی تیرها

محمد ذاکری نژاد^۱، مسعود سلطانی محمدی^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

*msoltani@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۹/۱۰/۲۳]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۹/۰۷/۲۷]

چکیده

شکست برشی بتن مسلح در دسته‌بندی شکست‌های ترد و غیرمطلوب قرار گرفته و تا به حال باعث اتفاقات جبران‌ناپذیری در سازه‌ها و زیرساخت‌های بتنی در سراسر دنیا شده است. با توجه به ماهیت پیچیده رفتار برشی، با وجود مطالعات گسترده، اجماعی در این زمینه در بین پژوهشگران حاصل نشده است. در این مطالعه، ضمن بررسی پارامتریک ظرفیت برشی المان‌های بتن مسلح بر مبنای رویکرد تنش محلی، یک روش کارا برای تحلیل ظرفیت برشی اعضای بتن مسلح ارائه شده است. با استفاده از مجموعه داده‌های آزمایشگاهی گسترده از تیرها و همینطور پل‌های بتن مسلح نشان داده شد که روش پیشنهادی از دقت بالایی برای محاسبه ظرفیت برشی در مقایسه با روش‌های معتبر موجود برخوردار است. این روش همچنین قادر به محاسبه بهبود ظرفیت برشی در اعضای دارای دورپیچ مستطیلی می‌باشد.

واژگان کلیدی: رفتار برشی، ظرفیت برشی، تیر بتن مسلح، دورپیچ مستطیلی، رویکرد میدان تنش محلی

سازوکارهای درگیر در کاربردهای رایج می‌تواند خطرآفرین باشد. از جمله این موارد می‌توان به آسیب‌های به وجود آمده در رویداد زلزله کوبه، شکست برشی شاه‌تیرهای انبار نیروی هوایی امریکا، شکست فاجعه بار پل بزرگراه در لاوال کانادا و آسیب وارد شده به سازه سکوی دریایی اسلینر اشاره کرد. به دنبال این مشاهدات، تلاش‌های خوبی برای توسعه روش‌های تحلیلی مبتنی بر توصیف فیزیکی سازوکارهای موثر اصلی در رفتار اعضای بتن مسلح به ویژه پل‌های بتنی تحت تنش‌های درون صفحه صورت گرفت که منجر به توسعه روش‌هایی از جمله تئوری میدان

با وجود مطالعات فراوان صورت گرفته در یک سده گذشته، به علت ماهیت پیچیده رفتار برشی در بتن مسلح، کماکان اجماعی در مورد طراحی برشی اعضا و اتصالات بتن مسلح حاصل نشده است. ضوابط طراحی برش یک طرفه کلاسیک بر مبنای مدل خرپای ۴۵ درجه ریت‌ر شکل گرفت که بعداً با در نظر گرفتن سهم مشارکت بتن به آن تکمیل شد [1] که این پارامتر تجربی با توجه به نتایج تعدادی آزمایش موردی تیر دو سر ساده بتن مسلح تحت بار متمرکز انتخاب شد. مستندات و نمونه‌های مستندی وجود دارد که این رویکرد تجربی و تفاوت مبنای آزمایشگاهی آن با

تئوری روش میدان تنش محلی و در نظر گرفتن یک توصیف فیزیکی مناسب برای رفتار برشی تیرهای لاغر بتن مسلح، و با کمک ابزار رگرسیون غیرخطی، مدلی تئوری برای محاسبه ظرفیت برشی تیرهای بتن مسلح ارائه شود که علاوه بر پیش‌بینی ایمن و اقتصادی ظرفیت برشی تیرهای فاقد تسلیح عرضی و تیرهای دارای خاموت متداول، قادر به پیش‌بینی بهبود ظرفیت در اعضای دارای دورپیچ مستطیلی نیز باشد.

۱- برش در پنل‌های بتن مسلح

به منظور تحلیل رفتار پساترک خوردگی پنل‌های بتن مسلح تحت بارگذاری درون صفحه، سلطانی و همکاران [8, 9] رویکرد میدان تنش محلی را ارائه نمودند. این روش که در ادامه مطالعات گسترده و مدون صورت گرفته در دانشگاه توکیو معرفی شد رفتار فضایی متوسط بتن و میلگرد را هنگام فرایند توسعه و پایدار شدن ترک‌ها مورد بررسی و پیش‌بینی قرار می‌دهد. در این روش، پدیده‌های مختلف موثر در توزیع تنش من جمله انتقال تنش محلی در میلگردها، انتقال تنش برشی و اتساعی ناشی از قفل شدگی بین دانه‌ای در صفحه ترک، تنش اتصالی ترک، اثر میخ پرچی و تاب خوردگی میلگردها در ناحیه ترک، انتقال تنش بتن موازی با ترک، رفتار نرم‌شونده بتن فشاری ناشی از وجود کشش در راستای اصلی کششی و همچنین آسیب فشاری در ناحیه ترک، در تحلیل رفتار کلی پنل منظور می‌شود. شکل (۱) پنل بتن مسلح را تحت تنش‌های اعمالی و تنش‌های اصلی به همراه پارامترهای مرتبط با ترک نشان می‌دهد. برای توضیحات بیشتر درباره الگوریتم حل LSFA خواننده به [8-10] ارجاع داده می‌شود. بر مبنای این روش تحلیلی، برنامه MPLANE در دانشگاه توکیو تهیه شده است [8, 9] که به عنوان یک آزمایشگاه مجازی قادر به مدل‌سازی و تحلیل با دقت بالای رفتار پنل‌های بتن مسلح تحت تنش‌های درون صفحه است. شکل (۲) دقت خروجی این برنامه را با نتایج آزمایشگاهی برای تعدادی از پنل‌های بتن مسلح موجود در ادبیات فنی مقایسه می‌کند که هماهنگی مطلوبی مشاهده می‌شود. برای انجام این پژوهش،

فشاری اصلاح شده (MCFT^۱) [2]، مدل خربای نرم‌شونده (STM^۲) [3] و تئوری ترک بحرانی (CCT^۳) [4] شد. این روش‌ها باعث ایجاد تحولی اساسی در بحث تحلیل غیرخطی سازه‌های بتن مسلح شدند و مبنای طراحی برشی در آیین‌نامه‌های مترقی چون AASHTO LRFD [5]، fib model code [6] و CSA [7] شدند. در تلاشی موازی با سایر پژوهشگران، سلطانی و همکاران [8, 9] با توسعه رویکرد میدان تنش محلی (LSFA^۴) روشی با دقت بالا برای تحلیل رفتار پساترک خوردگی پنل‌های بتن مسلح ارائه دادند. غیائی و سلطانی [10] بر اساس این روش، روابطی را برای طراحی برش یک طرفه اعضای بتن مسلح ارائه دادند که برای بیشتر کاربردهای موجود از دقت مناسبی برخوردار است. همان‌گونه که عنوان شد، آزمایش‌های برشی موجود روی تیرهای بتن مسلح با وجود تعداد قابل ملاحظه، محدود به شرایط بارگذاری و تکیه‌گاهی خاص با هندسه‌های محدود بوده و روش‌های طراحی مبتنی بر توصیف فیزیکی باید قادر به پیش‌بینی شرایط حاکم بر کاربردهای مختلف باشد. یکی از این کاربردهای خاص مربوط به رفتار برشی اعضای دارای دورپیچ و به ویژه دورپیچ مستطیلی است که به تازگی با توجه به توسعه دستگاه‌های تولید آن، جایگاه ویژه‌ای در اجرای اعضای بتن مسلح در بخش‌هایی از دنیا پیدا کرده است. تسلیح عرضی پیوسته به شکل مستطیلی یا چندضلعی، یک نوع تکنیک نسبتاً جدید محسوب شده که به منظور تسریع و تسهیل ساخت بتن مسلح معرفی شده است.

مطالعات جدید نشان داده است که دورپیچ مستطیلی منجر به بهبود نسبی عملکرد سازه‌ای اعضا و اتصالات بتن مسلح شده، مصرف میلگرد را کاهش داده و سرعت ساخت اعضا را افزایش می‌دهد [11-15]. با توجه به مطالعات موجود در ادبیات فنی، استفاده از دورپیچ مستطیلی منجر به بهبود مقاومت برشی تیرهای بتن مسلح در مقایسه با خاموت معمولی می‌شود و ضوابط طراحی موجود، حتی پیشرفته‌ترین آن‌ها، به سبب ضعف توصیف فیزیکی آن‌ها از مسئله برش قادر به پیش‌بینی این تمایز نیستند. در این مطالعه سعی شده است که با مطالعه پارامتریک بر اساس

3 CCT: Critical Crack Theory
4 LSFA: Local Stress Field Approach

1 MCFT: Modified Compression Field Theory
2 STM: Softened Truss Model

شکل ۲. مقایسه نمودار تنش- کرنش محاسباتی و آزمایشگاهی برای نمونه- های (a) A2 و A3 از پنگ و سو [16] و (b) PV1 و PV3 از وکیو و کالینز [17]

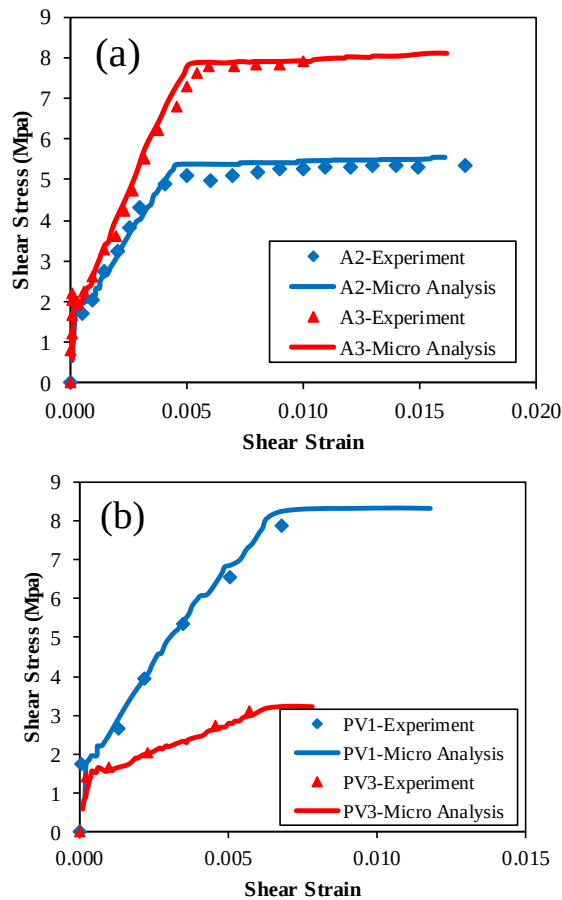


Fig. 2. Comparison of computed shear stress-strain relationship with experimental results of (a) A2, A3 by Pang and Hsu [16] and, (b) PV1, PV3 by Vecchio and Collins [17]

شکل ۳. اثر نسبت تنش طولی به برشی بر زاویه ترک در مجموعه داده مصنوعی

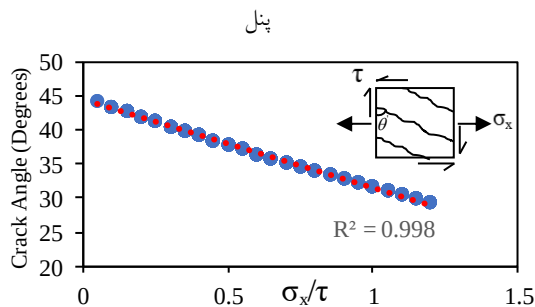


Fig. 3. Effect of longitudinal to shear stress ratio on crack angle in synthetic panel database

ضمن بررسی روند تغییرات خروجی‌های اصلی نسبت به پارامترهای ورودی، با استفاده از ابزار رگرسیون غیرخطی دقت مدل‌های برشی مختلفی بررسی شد و از بین آن‌ها مدلی که در

الگوریتم برنامه MPLANE به نحوی ارتقا یافت که قادر به مدل سازی سه راستای مستقل آرماتور باشد (برای در نظر گرفتن زاویه خاموت‌ها و توزیع آن‌ها در دورپیچ مستطیلی، همان‌گونه که در بخش چهارم این مقاله توضیح داده شده است). پایگاه داده‌ای بالغ بر ۳۶۰۰ نمونه پنل که پارامترهای ورودی آن‌ها به صورت تصادفی در یک دامنه معقول انتخاب شده است، در آزمایشگاه مجازی MPLANE تحت ترکیب بارگذاری برشی و تنش در راستای طولی (با نسبت تنش‌های مختلف) مورد تحلیل قرار گرفت و خروجی رفتار برشی درون صفحه این مجموعه داده به عنوان مبنای ارائه روابط استخراج شد. پارامترهای موثر مساله که مقادیر آن‌ها در فضای π بعدی متغیرها به صورت تصادفی انتخاب شد عبارتند از: نسبت تنش طولی به تنش برشی، نسبت میلگرد طولی، تنش تسلیم میلگرد طولی، مقاومت فشاری بتن، اندازه بزرگترین سنگ‌دانه، مقدار میلگرد عرضی و تنش تسلیم میلگرد عرضی. سایر پارامترهای موثر با توجه به پارامترهای اصلی به صورت منطقی انتخاب شده‌اند. خروجی‌های اصلی مطالعه شده در این قسمت که اثر پارامترهای ورودی روی آن‌ها مورد بررسی و مطالعه قرار گرفت عبارتند از ظرفیت برشی پنل و زاویه ترک‌های اصلی. به عنوان نمونه شکل (۳) چگونگی تغییرات زاویه ترک را در برابر نسبت تنش بارگذاری نشان می‌دهد.

شکل ۱. المان دو بعدی بتن مسلح (a) تنش‌های اعمالی (b) تنش‌های اصلی (c) فاصله مشخصه ترک در راستاهای طولی و عرضی

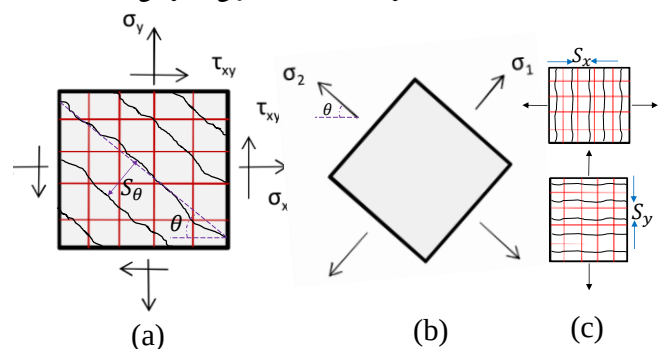


Fig. 1. 2D RC element (a) Applied stresses (b) Principal stresses (c) Characteristic crack spacing in x and y directions

و در رابطه اخیر ρ_x نسبت تسلیح طولی، E_s مدول ارتجاعی فولاد است.

همان‌گونه که در مراجع مختلف از جمله [10, 18] عنوان شده است، افزایش سهم برشی بتن به ازای افزایش مقاومت بتن محدود بوده و با توجه به نتایج مطالعه پارامتریک حاضر، حد بالای 8.8MPa برای $\sqrt{f'_c}$ در رابطه ۲ مناسب تشخیص داده شد. توضیحات مربوط به حد بالای ظرفیت برشی کل (موجود در رابطه ۱)، در بخش بعد ارائه شده است.

پارامتر η ضریب اصلاح فاصله ترک ناشی از حضور میلگردهای عرضی است و برای برآورد آن به صورت زیر عمل می‌شود:

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{d_x}{d_y} \sqrt{\frac{\rho_y}{\rho_x}}}, \eta = 1 \text{ for } \rho_y = 0 \quad (7)$$

برای زمانی که میلگرد عرضی نداریم فاصله ترک‌ها به صورت زیر تقریب زده می‌شود:

$$S_\theta = \frac{S_x}{\sin \theta} \quad (8)$$

در حالت وجود تسلیح عرضی:

$$S_\theta = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{S_x} + \frac{\cos \theta}{S_y}} \quad (9)$$

پس داریم:

$$S_\theta = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{S_x} + \frac{\cos \theta}{S_y}} = \left(\frac{1}{1 + \frac{S_x}{S_y} \cot \theta} \right) \left(\frac{S_x}{\sin \theta} \right)$$

S_x و S_y فاصله ترک در راستای طولی و عرضی است (شکل ۱(c)). سالم [19] فاصله ترک‌ها را در بتن مسلح به صورت زیر برآورد می‌کند:

$$l_e = 1.76 \rho^{-0.5} f_y^{0.1} f'_c^{-0.4} d (1 + f_t) \quad (10)$$

که l_e فاصله ترک بر حسب mm، d ، ρ و f_y قطر (mm) درصد و تنش تسلیم میلگرد در راستای مورد نظر و f_t و f'_c مقاومت کششی و فشاری بتن (MPa) است. با فرض ساده کننده $\theta = 45^\circ$ و اعمال در روابط فوق به رابطه ۷ خواهیم

عین سادگی دقت قابل قبولی را در پیش‌بینی ظرفیت برشی مجموعه داده پیل دارا بود به عنوان مبنای روش محاسبه ظرفیت برشی انتخاب شد. در فرم کلی رابطه مقاومت برشی، مانند اغلب روابط موجود، از اصل روی هم گذاری دو عبارت مشارکت فولاد و مشارکت بتن در ظرفیت برشی استفاده شده است. مشارکت فولاد، مانند بیشتر روابط معتبر موجود، با فرض تسلیم فولاد عرضی نوشته شده و البته حد بالای ظرفیت برشی نیز برای حالتی که خردشدگی دستک فشاری بتن مقدم بر تسلیم میلگرد عرضی است، اعمال شده است. در انتخاب فرم کلی عبارت مشارکت بتن از رابطه موتانی [4] الهام گرفته شده است که البته این کار با اعمال اصلاحات اساسی همراه بوده است. روابط زیر فرمولاسیون مدل پیشنهادی را در پیش‌بینی ظرفیت برشی پیل نشان می‌دهد.

$$v_r = v_c + v_s < \frac{2 \sin^2 \theta}{1 + 340 \varepsilon_x} f'_c \sin \theta \cos \theta \quad (1)$$

که در آن v_r ظرفیت تنش برشی پیل بوده و v_c و v_s به ترتیب مشارکت بتن و مشارکت میلگرد عرضی هستند و به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$v_c = \beta \sqrt{f'_c}, \sqrt{f'_c} \leq 8.8\text{MPa} \quad (2)$$

$$v_s = \rho_y f_{yv} \cot \theta \quad (3)$$

که f'_c مقاومت مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال، ρ_y نسبت میلگرد عرضی، f_{yv} تنش تسلیم میلگرد عرضی بر حسب مگاپاسکال و θ زاویه ترک هست و در آن

$$\beta = \frac{0.36}{1 + \frac{100 \eta \varepsilon_x S_x}{16 + a_g}} \quad (4)$$

$$\theta = 0.5 \arctan \left(\frac{-2\tau}{\sigma_x} \right) \quad (5)$$

که S_x بیانگر مشخصه کنترل ترک در راستای طولی است و با هدف ساده سازی روش برابر فاصله قائم بین میلگردهای طولی فرض می‌شود، a_g اندازه بیشینه سنگدانه بتن بر حسب میلی متر τ/σ_x نسبت تنش برشی به تنش طولی و ε_x کرنش طولی معادل بوده که عبارتست از:

$$\varepsilon_x = \frac{\tau(\sigma_x / \tau + \cot \theta)}{E_s \rho_x} \quad (6)$$

مطالعه صورت گرفته توسط رینک و همکاران [24, 25] از قابلیت اعتماد قابل ملاحظه‌ای برخوردار بوده و به عنوان مبنای ارائه روابط آیین‌نامه‌های جدید به ویژه ACI318-19 [21] مدنظر قرار گرفته است.

جدول ۱. مقایسه ظرفیت بتن مسلح

	Panel	f_c (MPa)	V_{exp}/f_c	Full MCFT	Simplified MCFT	ACI 318-19	Proposed Method
Zhang and Hsu [22]	VA1	95.1	0.068	1.04	1.20	0.95	0.92
	VA2	98.2	0.103	1.03	1.03	0.87	0.86
	VA3	94.6	0.163	0.94	0.94	0.84	0.84
	VA4	103.1	0.22	1.00	0.91	0.84	0.88
	VB1	98.2	0.08	1.01	1.07	1.16	1.13
	VB2	97.6	0.097	0.95	1.13	1.25	1.24
	VB3	102.3	0.099	0.90	1.08	1.28	1.31
	VB4	96.9	0.052	0.97	1.12	1.13	1.14
Vecchio and Chan [23]	PA1	49.9	0.126	0.94	1.03	1.15	0.99
	PA2	43	0.145	0.94	1.02	1.16	1.00
	PHS1	72.2	0.037	1.07	1.08	1.49	0.99
	PHS2	66.1	0.093	1.13	1.25	1.59	1.31
	PHS3	58.4	0.14	0.99	1.13	1.39	1.23
	PHS8	55.9	0.193	1.02	1.15	1.34	1.23
Pang and Hsu [16]	A2	41.3	0.136	1.01	1.01	0.87	0.84
	A3	41.6	0.19	0.98	0.99	0.87	0.86
	A4	42.5	0.28	0.97	1.11	0.78	1.12
	B1	45.2	0.092	1.01	1.08	1.13	0.90
	B2	44.1	0.146	0.96	0.96	0.96	0.86
	B3	44.9	0.102	0.94	1.05	1.19	0.97
	B4	44.8	0.119	0.92	1.00	1.32	1.10
	B5	42.8	0.177	0.89	0.96	1.10	1.00
Vecchio and Collins [17]	B6	42.8	0.23	0.95	0.96	1.05	0.99
	PV1	34.5	0.23	0.93	0.96	0.87	0.92
	PV2	23.5	0.049	1.41	1.41	0.77	0.56
	PV3	26.6	0.115	0.95	0.96	0.81	0.70
	PV4	26.6	0.109	1.12	1.13	0.88	0.71
	PV5	28.3	0.15	0.91	0.92	0.80	0.76
	PV6	29.8	0.153	0.95	0.95	0.80	0.72
	PV10	14.5	0.27	1.06	1.10	1.14	1.08
	PV11	15.6	0.23	0.98	0.98	0.95	0.92
	PV12	16	0.196	1.09	1.19	1.64	1.24
	PV16	21.7	0.099	1.12	1.12	0.86	0.67
	PV18	19.5	0.156	1.08	1.08	1.48	1.13
	PV19	19	0.21	0.95	1.06	1.39	1.15
	PV20	19.6	0.22	0.93	1.00	1.27	1.09
	PV21	19.5	0.26	0.91	1.03	1.08	1.04
	PV22	19.6	0.31	0.98	1.24	0.85	1.24
	PV26	21.3	0.25	0.88	1.02	0.98	1.00
	PV27	20.5	0.31	0.96	1.24	0.73	1.24
	PV30	19.1	0.27	0.88	1.07	0.93	1.08
Mean				0.99	1.07	1.07	1.00
Standard Deviation				0.09	0.10	0.24	0.18

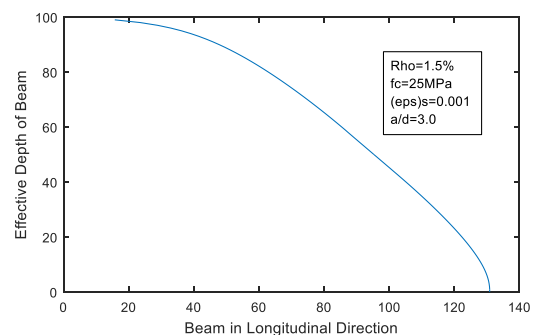
Table 1. Panel capacity comparison

با عنایت به اینکه روش LSFA به نوعی یک روش ارتقا یافته ترک‌پخشی با زاویه ترک ثابت است، و با توجه به مجموعه داده پنل ساخته شده، از رابطه ۵ برای محاسبه زاویه ترک پنل استفاده شد که در نهایت ظرفیت باربری پنل‌ها را با دقت مناسبی

رسید که در آن d_x ، d_y ، ρ_x و ρ_y به ترتیب قطر میلگرد و نسبت تسلیح در راستاهای طولی و عرضی هستند.

جدول (۱) به مقایسه توانایی روش پیشنهادی و تعدادی از روش‌های موجود در برآورد ظرفیت آزمایشگاهی تعدادی از پنل‌های آزمایش شده موجود در ادبیات فنی می‌پردازد.

در این جدول، مقایسه دقت روش در پیش‌بینی ظرفیت برشی پنل‌ها با روش‌های MCFT [2]، MCFT ساده‌سازی شده [20] (مبنای تئوری روش آیین‌نامه کانادا CSA) و رابطه برش یک طرفه ACI318-19 [21] صورت گرفته است. از بین این روش‌ها بهترین نتیجه متعلق به MFCT کامل بوده است که البته با اختلاف بیشترین هزینه محاسباتی را نیز دارد و برای اهداف طراحی کمتر قابل استفاده است. روش پیشنهادی نتیجه به مراتب مناسب‌تری را در مقایسه با ACI318-19 داشته و با توجه به هزینه محاسباتی نسبتاً کم‌تر در مقایسه با روش MCFT ساده-سازی شده در مجموع عملکرد قابل قبولی در پیش‌بینی رفتار آزمایشگاهی پنل‌ها داشته است.

شکل ۴. شکل ترک خمشی-برشی یک تیر نمونه ($\theta = 36$)Fig. 4. Shear-flexural crack for a sample beam ($\theta = 36$)

۲- ظرفیت برشی تیرهای لاغر بتن مسلح

به منظور بررسی دقت روابط پیشنهادی و روابط موجود در محاسبه ظرفیت برشی تیرهای لاغر بتن مسلح، از مجموعه داده تیرهای بدون خاموت و تیرهای دارای تسلیح عرضی کمیته مشترک برش آمریکا و اروپا (ACI-DAfStb) استفاده شده است که پس از جداکردن تیرهای دارای مقطع مستطیلی شامل به ترتیب ۷۲۰ و ۱۱۳ تیر بتن مسلح استخراج شده از تعدادی زیادی از مقالات معتبر در سال‌های طولانی است که با توجه به

برشی، یک عدد صحیح بوده و استفاده از اعداد اعشاری نشأت گرفته از فرضیات ترک‌پخشی در محاسبه مشارکت فولاد منطبق بر واقعیت نیست. این مساله که در روش‌های موجود کمتر لحاظ می‌شود در تعدادی از مطالعات و روش‌ها از جمله روش دانشگاه هیوستون که توسط سو [3] توسعه یافته، به طور ضمنی مد نظر قرار گرفته است. مورد مهم دیگری که باید به آن دقت داشت اثر هم‌افزای وجود تسلیح عرضی روی مشارکت بتن در ظرفیت برشی است. شکل (۸) توزیع ترک‌های برشی را روی تیرهای بتن مسلح فاقد تسلیح عرضی، دارای خاموت و دارای دورپیچ نشان می‌دهد. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود استفاده از خاموت منجر به شکل‌گیری تعداد بیشتر ترک برشی شده که این خود پس از این باعث

شکل ۵. اثر پارامترهای اصلی بر زاویه ترک تیر محاسبه شده بر مبنای ترک ثابت

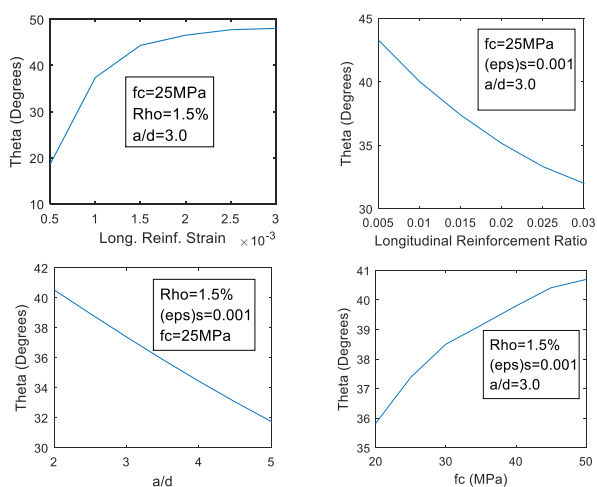


Fig. 5. Effects of main parameters on beam crack angle for fixed angle method

کاهش عرض ترک و تسهیل بازتوزیع تنش‌های برشی و نهایتاً افزایش مشارکت بتن در ظرفیت برشی می‌شود. این بهبود برای دورپیچ با توجه به ارتقای توزیع میلگرد و الگوی ترک مناسب‌تر مطابق شکل (۸)، انتظار می‌رود که قابل توجه‌تر باشد. آیین‌نامه‌های مرفقی بتن مسلح این اثر را به صورت ضمنی اما صفر و یکی در نظر می‌گیرند. به عنوان نمونه، ACI318-19 [21] و CSA [7] ضریب اثر اندازه را در صورت استفاده از حداقل خاموت در محاسبه مشارکت برشی بتن برابر $1/100$ منظور کرده

نتیجه می‌دهد. با این حال برای اعضای خمشی بتن مسلح، با توجه به تغییرات مقادیر تنش طولی و برشی در ترازهای مختلف مقطع و با عنایت به اینکه اصولاً ترک خمشی-برشی تیرهای لاغر به صورت گام به گام به وجود آمده تا به شکل نهایی می‌رسد، در این قسمت برنامه‌ای تهیه شد که با ورودی گرفتن مشخصات مقطع و بارگذاری عضو بتنی، با در نظر گرفتن رفتار دقیق فولاد و بتن و همچنین مد نظر قرار دادن توزیع سهمی برای برش، تقریبی از شکل ترک خمشی-برشی و همچنین زاویه ترک، البته با فرض بار متمرکز، خروجی می‌دهد. به عنوان نمونه شکل (۴) نمونه‌ای از خروجی شکل ترک را برای یک مقطع نمونه نشان می‌دهد. با استفاده از برنامه تهیه شده، مطالعه پارامتریکی روی تیرهای فاقد تسلیح عرضی انجام شد و پارامترهای اصلی موثر در زاویه ترک شناسایی شد. مطابق شکل (۵) مشاهده شد که علاوه بر کرنش طولی، مقدار تسلیح طولی، مقاومت بتن و نسبت a/d نیز مستقلاً در زاویه ترک نقش دارند. تحلیل تیرهای موجود مجموعه داده بزرگ تهیه شده و اعمال در برنامه تهیه شده برای زاویه ترک محاسباتی نشان می‌دهد که با وجود تاثیر قابل ملاحظه پارامترهای اصلی، محدوده این پارامترها برای تیرهای آزمایش شده (و البته طرح‌های اجرایی) به گونه‌ایست که زاویه ترک برشی مورد استفاده در محاسبات ظرفیت از پراکندگی زیادی برخوردار نبوده و برای مجموعه تیرهای مورد بررسی میانگین زاویه ترک $37/2^\circ$ و انحراف معیار آن $3/58^\circ$ بوده است. بنابراین فرض زاویه ترک ثابت برای تیرهای بتن مسلح لاغر ساده فاقد نیروی محوری و فاقد پیش‌تنیدگی، فرض ساده‌کننده‌ای منطقی به نظر می‌رسد. شکل (۶) به مقایسه این زاویه با زاویه محاسبه شده توسط روش MCFT اصلاح شده آیین‌نامه کانادا [7] (CSA)، که مبنای آن روش ترک‌پخشی دوار است، برای مجموعه داده تیرهای دارای خاموت (که زاویه ترک در محاسبات ظرفیت برشی آن‌ها اهمیت پیدا می‌کند) می‌پردازد و ملاحظه می‌شود که تفاوت و پراکندگی زاویه ترک فرضی محدود است. یکی از تفاوت‌های موجود بین رفتار برشی اعضای بتن مسلح و فرضیات موجود در روش ترک‌پخشی مورد استفاده برای تحلیل رفتار پنل-های مسلح اینست که در تیرهای بتن مسلح دارای تسلیح عرضی، مطابق شکل (۷) تعداد ساق‌های خاموت قطع شده توسط ترک

شکل ۸. الگوی ترک برشی در تیرهای دارای شرایط مختلف تسلیح عرضی [11]

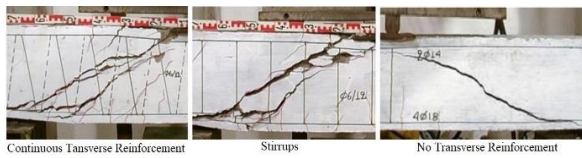


Fig. 8. Shear crack patterns for beams with different transverse reinforcement conditions [11]

شکل ۹. تعمیم پنل به تیر و نحوه محاسبه کرنش طولی معادل

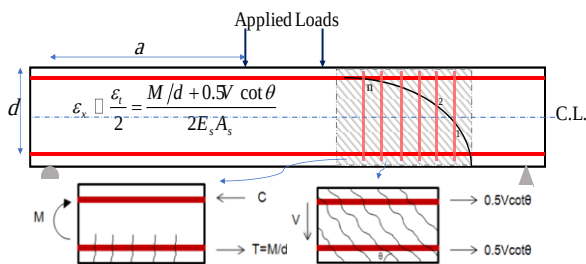


Fig. 9. Extension of RC panel to RC beams and equivalent longitudinal strain calculations

$$V_r = V_c + V_s \quad (11)$$

$$V_{r, \max} = \frac{0.33}{1 + 340\varepsilon_x} f_c' b d \quad (12)$$

$$V_c = \left(\frac{0.36}{1 + \frac{100\eta\varepsilon_x d}{16 + a_g}} \right) b d \sqrt{f_c'}, \sqrt{f_c'} \leq 8.8 \text{ MPa} \quad (13)$$

$$\varepsilon_x = \frac{M_u / d + 0.5V_u \cot \theta}{2E_s A_s} \quad (14)$$

$$\eta = \frac{1}{1 + \gamma \frac{d_{\text{long}}}{d_{tr}} \sqrt{\frac{\rho_{tr}}{2\rho_{\text{long}}}}}, \eta = 1 \text{ for } \rho_{tr} = 0 \quad (15)$$

$$\gamma = \begin{cases} 1: \text{Stirrups} \\ 2: \text{RCTR} \end{cases}$$

$$V_s = A_v f_{yv} \sin \alpha \cdot \text{Floor} \left[\frac{d}{s} (\cot \theta + \cot \alpha) \right]^2 \quad (16)$$

$$\cot \theta = 1.376 < \frac{a}{d} - 0.5 \quad (17)$$

روابط فوق محاسبات ظرفیت برشی اعضای تیر لاغر بتن مسلح را بر اساس روش پیشنهادی نشان می‌دهد، که در آن b و d عرض و عمق موثر مقطع (mm)، s فاصله خاموت‌ها و M_u و V_u لنگر موثر و برش اعمالی در مقطع مورد

(که البته مطالعات موجود از جمله مطالعه یو و بازانت [26] نشان می‌دهد که اثر اندازه در صورت استفاده از خاموت کاملاً مرتفع نمی‌شود) و آیین‌نامه AASHTO LRFD [5] از ضرایب متفاوتی در محاسبه ظرفیت برشی بتن در تیرهای فاقد و دارای خاموت استفاده کرده و البته تراز محاسبه کرنش طولی موثر را در این دو حالت متفاوت در نظر می‌گیرد. در روش پیشنهادی این مطالعه سعی شده است که این مسئله به صورت دقیقتری با اعمال ضریب η لحاظ شود.

اگر فرض کنیم که رفتار برشی بتن در خط مرکزی یک عضو تیر بتن مسلح، مطابق شکل (۹)، تقریب مناسبی از رفتار برشی کل مقطع باشد، با عنایت به نکات گفته شده، می‌توان روابط برشی پنل را برای تیر گسترش داد که این روابط در ادامه آمده است:

شکل ۶. زاویه ترک برشی فرضی در مجموعه داده تیرهای دارای خاموت

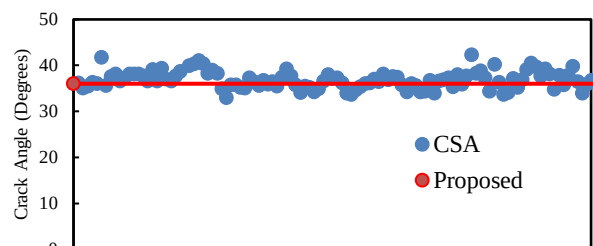


Fig. 6. Assumed crack angle for database of beams with transverse reinforcement

شکل ۷. ساق‌های خاموت فعال در برش برای تست‌های [12]

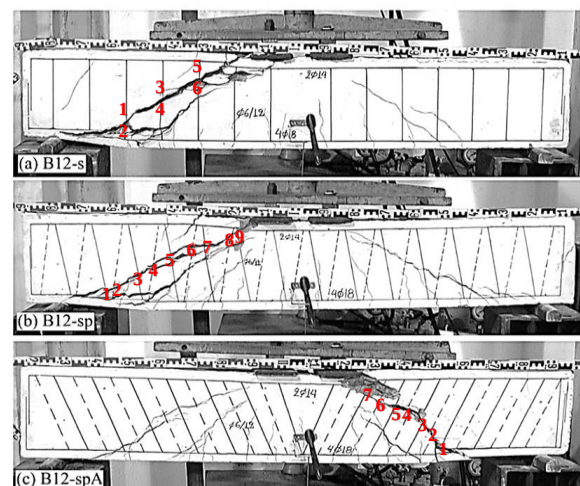


Fig. 7. Active shear reinforcement legs for beams of [12]

۱. فرم کلی رابطه مشارکت برشی بتن، دارای شباهت به رابطه ارائه شده توسط Muttoni [4] بوده اما ضرایب ثابت، پارامترهای ورودی، و ضرایب اصلاحی متفاوتی در دو روش وجود دارد.

۲. تابع Floor عمل گرد کردن به عدد صحیح پایین‌تر را انجام می‌دهد

رو به جلو محسوب می‌شود و در آن برای اولین بار اثر نسبت میلگردهای خمشی و مهم‌تر از آن اثر اندازه در ظرفیت برشی اعمال شده است. خلاصه روابط CSA و ACI318-19 به ترتیب در پیوست‌های ۱ و ۲ آمده است. جدول‌های (۲ و ۳) به مقایسه نتایج نسبت ظرفیت برشی آزمایشگاهی به ظرفیت اسمی مدل ۷۲۰ تیر مستطیلی فاقد خاموت و ۱۱۳ تیر دارای خاموت می‌پردازند. برای این منظور ظرفیت برشی تیرهای آزمایشگاهی با توجه به روش پیشنهادی و دو روش دیگر تک به تک محاسبه شده و سپس نسبت ظرفیت آزمایشگاهی به ظرفیت محاسباتی برای همه تیرها به دست آمده است.

جدول ۲. نتایج نسبت ظرفیت برشی آزمایشگاهی به ظرفیت اسمی مدل

تیرهای فاقد خاموت

Method	CSA	ACI 318-19	Proposed
Mean	1.36	1.40	1.06
Standard Deviation	0.25	0.28	0.17
<0.75 (%)	0.3	0.6	1.8
>1.5 (%)	22.5	31.3	2.5

Table 2. Experiment/model shear capacity for database of beams without stirrups

جدول ۳. نتایج نسبت ظرفیت برشی آزمایشگاهی به ظرفیت اسمی مدل

تیرهای دارای خاموت

Method	CSA	ACI 318-19	Proposed
Mean	1.33	1.28	1.06
Standard Deviation	0.24	0.24	0.17
<0.75 (%)	0.0	0.0	0.9
>1.5 (%)	15.9	14.2	2.5

Table 3. Experiment/model shear capacity for database of beams with stirrups

در این جداول میانگین و انحراف معیار این نسبت‌ها ملاحظه می‌شود. مشاهده می‌شود که بهترین میانگین و انحراف معیار، با اختلاف متعلق به روش پیشنهادی است. درصد تعداد نسبت‌های به دست آمده کوچک‌تر از ۰/۷۵ نیز برای هر روش گزارش شده است. این عدد بیانگر نسبتی از تیرهای آزمایشگاهی است که اگر با روش مذکور طراحی می‌شدند، ضمن اعمال یک ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۷۵، بعد از بارگذاری محکوم به فرو ریختنند. مشاهده می‌شود که هر سه روش عملکرد نسبتاً قابل قبولی از این نظر داشته‌اند و مقدار اندکی بیشتر این عدد در روش پیشنهادی، با اعمال تغییراتی در ضرایب روش برای اطمینان قابل بهبود است. باید دقت شود که ضرایب موجود در روش

نظر، A_s سطح مقطع میلگردهای خمشی، d_{tr} ، d_{long} ، ρ_{tr} و به ترتیب قطر و نسبت میلگردهای طولی و عرضی هستند. α زاویه تسلیج عرضی با محور طولی تیر است. $V_{r,max}$ بیشینه ظرفیت برشی بوده و به منظور جلوگیری از شکست دستک فشاری بتن قبل از تسلیم میلگردهای عرضی و همچنین تامین مقداری شکل‌پذیری در شکست برشی [3] در نظر گرفته شده و بر مبنای فرضیات زیر پیشنهاد شده است.

با نوشتن روابط تعادل برای پنل بتن مسلح حول محورهای اصلی تنش و به دنبال صرف نظر از ظرفیت کششی بتن خواهیم داشت:

$$v = v_c + v_s = (f_2 + \sigma_1) \sin \theta \cos \theta \quad (18)$$

$$\square f_{2,max} \sin \theta \cos \theta$$

که در آن σ_1 تنش کششی میانگین بتن در راستای اصلی کشش و f_2 تنش میانگین در راستای فشاری اصلی است. غیاثی و سلطانی [10] بیشینه تنش فشاری بتن را به صورت زیر برآورد کرده‌اند:

$$f_{2,max} \square \frac{2 \sin^2 \theta}{1 + 340 \varepsilon_x} f_c' \quad (19)$$

در نتیجه خواهیم داشت:

$$v_{r,max} = \frac{2 \sin^2 \theta}{1 + 340 \varepsilon_x} f_c' \sin \theta \cos \theta \quad (20)$$

$$\rightarrow V_{r,max} = \frac{0.33}{1 + 340 \varepsilon_x} f_c' b d \quad \text{و با فرض } \theta = 36^\circ \text{ داریم:}$$

در ادامه دقت و عملکرد روش پیشنهادی برای تیرهای موجود در مجموعه داده فاقد خاموت و مجموعه داده دارای خاموت بررسی و با روش‌های موجود مقایسه شده است. برای این مقایسه از روابط دو آیین‌نامه مرفقی موجود استفاده شده است؛ آیین‌نامه بتن کانادا [7] که روابط برش یک طرفه آن حاصل تلاش چندین دهه‌ای در دانشگاه تورنتو است که توسط کالینز، وکیو، بتز و همکارانشان [2, 18, 20] صورت گرفته است و به نوعی چکیده روش میدان تنش فشاری اصلاح شده است که برای استفاده در طراحی ساده‌سازی شده و برای اهداف طراحی اعضا گسترش داده شده است که این روش مبتنی بر یک توصیف فیزیکی مناسبی بوده و پارامترهای موثر متفاوتی را در رفتار برشی اعضا مد نظر قرار می‌دهد. مورد دوم آیین‌نامه [21] ACI318-19 است که نسبت به گذشتگان خود یک قدم بزرگ

پراکنده شده‌اند، رسم نمودار روند تغییرات نسبت‌های ظرفیت محاسبه شده در برابر پارامترهای اصلی درگیر در مساله اطلاعات قابل تفسیری را نتیجه می‌دهد. وجود هرگونه همبستگی در این نمودارها می‌تواند بیانگر ضعف روش در منظور کردن آثار آن پارامتر در ظرفیت باشد. شکل (۱۰) نمودار روند تغییرات نسبت ظرفیت در برابر عمق مؤثر مقطع را برای سه روش نشان می‌دهد. در فرمولاسیون هر سه روش سعی شده است که اثر اندازه لحاظ شود. با دقت در شکل می‌توان ملاحظه نمود که روش [7] CSA.

پیشنهادی حاصل رگرسیون غیرخطی مجموعه داده عظیم پیل بتن مسلح است. عدد بعدی که در جدول مشاهده می‌شود مربوط به درصد تیرهای دارای نسبت بالاتر از ۱/۵ است که به نوعی بیانگر شاخص طراحی غیر اقتصادی هر روش است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود روش پیشنهادی با اختلاف بسیار، عملکرد بهتری از این حیث داشته است. با توجه به وسعت مجموعه داده‌ها و با فرض اینکه پارامترهای اصلی مربوط به نمونه‌های آزمایشگاهی در یک محدوده معقولی تقریباً به صورت تصادفی

شکل ۱۰. اثر اندازه در روش‌های مختلف

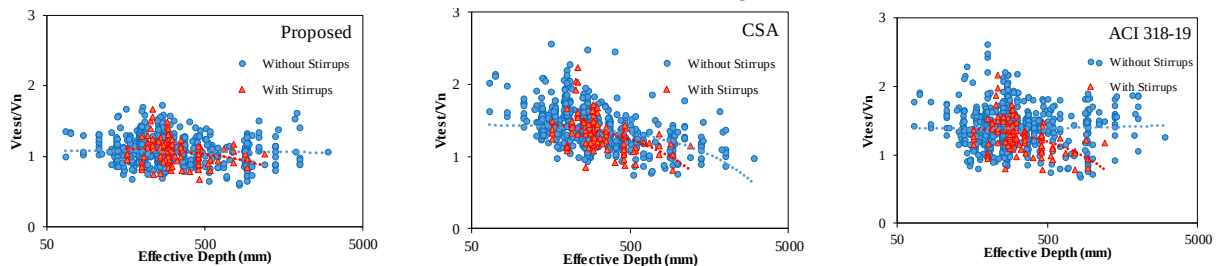


Fig. 10. Size effect on shear capacity of beams

شکل ۱۱. اثر نسبت a/d در روش‌های مختلف

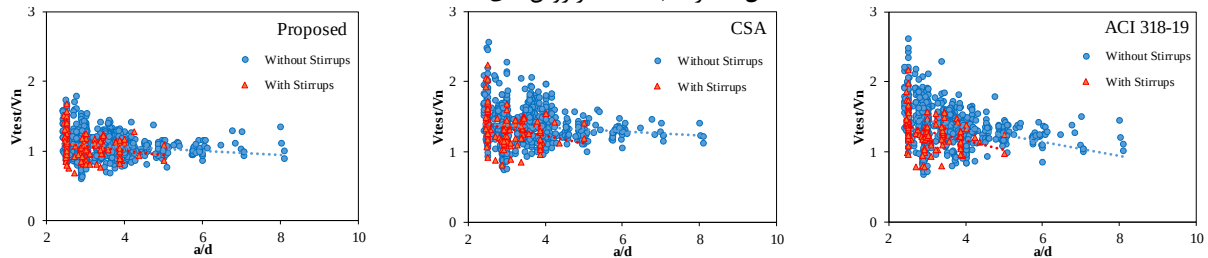


Fig. 11. Effect a/d ratio on shear capacity of beams

شکل ۱۲. اثر فاصله اعمال بار از تکیه‌گاه در روش‌های مختلف

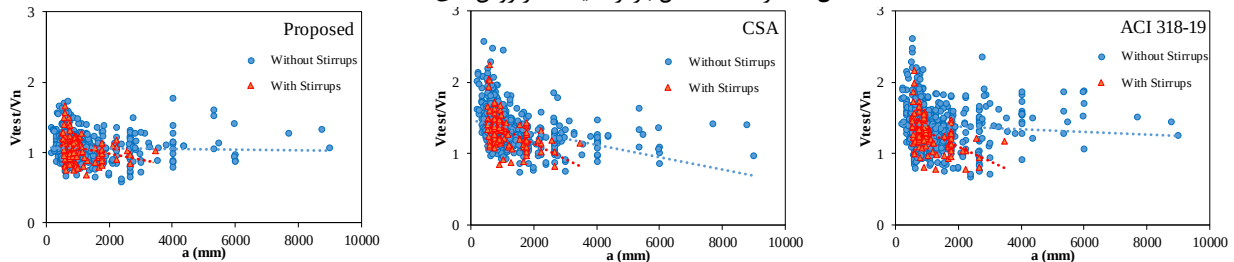


Fig. 12. Effect of loading distance (a) on shear capacity of beams

شکل ۱۳. اثر بیشینه اندازه سنگ دانه در روش‌های مختلف

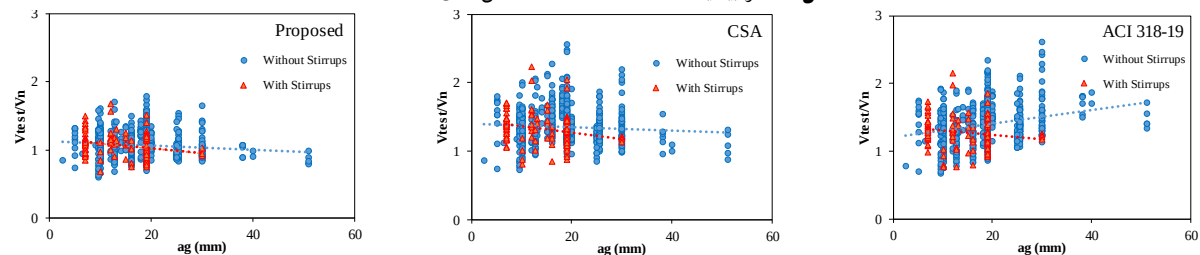


Fig. 13. Effect of max aggregate size on shear capacity of beams

شد، پژوهش‌ها نشان داده است که این نوع تسلیح باعث کاهش مصرف میلگرد و بهبود رفتار سازه‌ای اعضا و اتصالات نیز می‌شود.

پژوهشهای جدید [12, 13] نشان می‌دهد که استفاده از دورپیچ می‌تواند باعث بهبود ظرفیت برشی تیرهای بتن مسلح در مقایسه با خاموت معمولی شود، اما همان‌گونه که در ادامه نشان داده شده است، روش‌های موجود تحلیل و طراحی، قادر به پیش‌بینی این افزایش ظرفیت نیستند. در ادامه راجع به اینکه اساساً این بهبود ظرفیت از کجا نشأت می‌گیرد صحبت شده است و توانایی روش پیشنهادی از این نظر بررسی شده است.

در شکل (۷) ملاحظه شد که فرض محاسبه فولاد عرضی درگیر در روش ترک‌پخشی برای اعضای بتن مسلح کاملاً صادق نبوده و تعداد ساق‌های خاموت قطع شده توسط ترک برشی همواره یک عدد صحیح است و این مساله در رابطه ۱۶ نیز اعمال شد. بنابراین انتظار می‌رود که با یک زاویه ترک یکسان برای حالت دورپیچ مستطیلی مطابق شکل (۷) با توجه به اینکه فاصله خاموت‌ها معادل نصف می‌شود، تعداد ساق خاموت بیشتری در بسیاری از حالات توسط ترک برشی قطع شده و بنابراین مقدار مشارکت تسلیح عرضی برای دورپیچ در مقایسه با خاموت، در ظرفیت برشی عضو بیشتر باشد. از طرف دیگر در شکل (۸) مشاهده می‌شود که استفاده از تسلیح عرضی منجر به توزیع مناسب‌تر ترک در بتن شده و دورپیچ نیز با توجه به توزیع و پراکندگی همگن‌تر میلگرد در بتن (فاصله خاموت معادل نصف)، توزیع ترک را باز هم ارتقا داده، بنابراین مقدار مشارکت بتن برای دورپیچ مستطیلی مقداری بهتر از خاموت متداول است که این اثر در رابطه ۱۵ اعمال شده است.

شکل ۱۴. نمای شماتیک دورپیچ مستطیلی (مقطع مربعی)

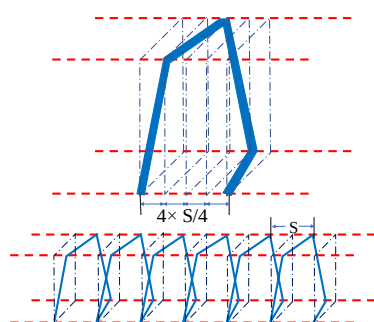


Fig. 14. Schematic of RCTR

هم برای تیرهای فاقد خاموت و هم برای تیرهای دارای خاموت اثر اندازه را کمتر از واقعیت در نظر گرفته است. روش [21] ACI318-19 نیز این اثر را در تیرهای دارای خاموت حذف کرده در صورتی که این مساله در شکل مشهود است. روش پیشنهادی برای هر دو مجموعه تیر بهترین عملکرد را در پیش بینی اثر اندازه داشته است و عملاً همبستگی‌ای در نمودار آن مشاهده نمی‌شود. نسبت فاصله اعمال بار از تکیه‌گاه بر عمق موثر مقطع (یا به عبارتی نسبت لنگر به برش در عمق)، در بسیاری از روابط به عنوان یک عامل موثر در ظرفیت برشی در نظر گرفته شده است. مطابق شکل (۱۱)، مشخص است که روش ACI 318-19 کاملاً از این اثر صرف نظر کرده است که این رویکرد برای مقادیر بالای a/d می‌تواند خطرآفرین باشد. از طرفی روش CSA و روش پیشنهادی با توجه به اعمال غیر مستقیم این پارامتر در محاسبه کرنش طولی معادل، عملکرد بهتری از خود به نمایش گذاشته‌اند. فاصله نقطه اعمال بار از تکیه‌گاه، پارامتری است که در روابطی همچون رابطه زاراریس [27] مستقلاً در ظرفیت برشی اثرگذار انگاشته شده است. شکل (۱۲) نشان می‌دهد که روش CSA اثر این پارامتر را دست کم گرفته ولیکن نتایج روش ACI319-19 و روش پیشنهادی هیچگونه همبستگی‌ای با این پارامتر نشان نمی‌دهند.

یکی از سازوکارهای موثر در مقاومت برشی بتن مسلح، پدیده قفل‌شدگی بین دانه‌ای در صفحه ترک بوده و روابط معتبر موجود از جمله رابطه والریون [28] اندازه بیشینه سنگ‌دانه مصرفی بتن را مستقیماً بر آن تاثیرگذار در نظر می‌گیرد. شکل (۱۳) آشکار می‌کند که ACI318-19 اثر این پارامتر را از روابط خود حذف کرده در صورتی که این اثر قابل توجه بوده است. روش پیشنهادی به خوبی آثار این مساله را پیش‌بینی نموده است.

۳- برش در تیرهای دارای دورپیچ مستطیلی

در سال‌های اخیر دستگاه‌هایی توسعه یافته‌اند که توانایی ساخت دورپیچ را به فرم مستطیلی و چند ضلعی با دقت بالا برخوردار هستند. شکل (۱۴) نمای شماتیک دورپیچ مستطیلی را نشان می‌دهد. این فرم از تسلیح با هدف تسریع و تسهیل ساخت اعضای بتن مسلح ساخته شد. همان‌گونه که در ادبیات فنی عنوان

جدول ۴. نتایج نسبت ظرفیت برشی آزمایشگاهی به ظرفیت اسمی مدل تیرهای دارای خاموت پیوسته

		$V_{u,exp}/V_{n,model}$						
	ID	Transverse Reinforce	θ	V_u (kN)	ACI 318-19	CSA	Zararis	Proposed
Karayannis et al 2013 [12]	ST120	Stirrups	33.0	107.50	1.28	1.30	1.00	0.95
	SP120	RCTR	29.0	123.50	1.47	1.32	1.15	0.94
	SPA120	RCTR	30.0	126.00	1.35	1.20	1.08	0.88
	ST80	Stirrups	36.0	125.50	1.25	1.05	0.99	0.89
	SP80	RCTR	32.0	144.00	1.43	1.08	1.14	0.86
	SPA80	RCTR	35.0	151.50	1.32	0.97	1.08	0.80
Shatat et al 2016 [29]	G1-C	Stirrups	28.0	82.61	1.05	0.95	0.80	0.72
	G1-76	RCTR	34.5	103.40	1.36	1.36	1.02	0.85
	G1-81	RCTR	35.0	120.00	1.55	1.40	1.17	1.00
	G1-85	RCTR	28.5	91.85	1.18	1.11	0.89	0.74
	G2-C	Stirrups	27.0	83.42	1.13	1.04	0.85	0.73
	G2-73	RCTR	27.0	94.84	1.34	1.31	1.00	0.83
	G2-79	RCTR	29.5	102.40	1.41	1.43	1.06	0.89
	G2-85	RCTR	28.5	85.62	1.17	1.10	0.88	0.73
	G3-C	Stirrups	22.5	82.90	1.23	1.15	0.91	0.83
	G3-62	RCTR	26.5	93.20	1.50	1.52	1.09	0.94
	G3-70	RCTR	36.0	106.70	1.65	1.75	1.21	1.02
	G3-75	RCTR	-	100.00	1.53	1.57	1.12	0.94
	G3-80	RCTR	22.5	134.30	2.03	1.75	1.50	1.24
	G3-85	RCTR	25.5	108.40	1.64	1.70	1.21	1.02
	G4-C	Stirrups	26.5	90.90	1.16	1.11	0.86	0.82
	G4-76	RCTR	30.0	107.60	1.41	1.18	1.05	0.86
	G4-81	RCTR	29.0	102.20	1.32	1.14	0.98	0.81
	G4-85	RCTR	26.5	100.90	1.29	1.13	0.96	0.79
	G5-C	Stirrups	22.5	81.56	1.11	1.07	0.82	0.73
	G5-73	RCTR	27.5	82.82	1.17	1.15	0.86	0.72
	G5-79	RCTR	27.0	90.90	1.26	1.23	0.93	0.80
	G5-85	RCTR	29.5	95.90	1.32	1.23	0.97	0.84
	G6-C	Stirrups	25.7	73.30	1.09	1.03	0.80	0.74
	G6-62	RCTR	27.0	77.80	1.25	1.24	0.91	0.78
	G6-70	RCTR	30.0	88.40	1.37	1.42	1.00	0.89
	G6-75	RCTR	27.0	83.20	1.27	1.28	0.93	0.78
	G6-80	RCTR	25.5	99.10	1.50	1.40	1.10	0.95
	G6-85	RCTR	29.5	74.40	1.12	1.07	0.82	0.68
Shatarat et al 2018 [13]	A200-90	Stirrups	58.0	210.00	2.18	1.43	1.79	1.79
	A200-90	Stirrups	32.0	220.00	2.28	1.45	1.87	1.91
	A200-85	RCTR	25.0	245.00	2.57	1.51	2.10	1.77
	A200-85	RCTR	50.0	255.00	2.68	1.52	2.19	1.87
	A200-80	RCTR	26.0	235.00	2.47	1.50	2.02	1.68
	A200-80	RCTR	45.0	240.00	2.53	1.50	2.06	1.73
	A200-75	RCTR	29.0	235.00	2.50	1.52	2.04	1.70
	A200-75	RCTR	28.0	220.00	2.34	1.49	1.91	1.63
	A200-72	RCTR	27.0	210.00	2.25	1.49	1.83	1.55
	A200-72	RCTR	46.0	223.00	2.39	1.51	1.95	1.67
	B150-90	Stirrups	25.0	245.00	2.34	1.33	1.95	1.74
	B150-90	Stirrups	29.0	235.00	2.25	1.32	1.87	1.65
	B150-85	RCTR	78.0	275.00	2.65	1.39	2.20	1.61
	B150-85	RCTR	34.0	285.00	2.74	1.40	2.28	1.68
	B150-80	RCTR	29.0	255.00	2.47	1.37	2.05	1.53
	B150-80	RCTR	31.0	270.00	2.62	1.39	2.17	1.64
	B150-77	RCTR	46.0	188.00	1.84	1.29	1.52	1.23
	B150-77	RCTR	23.0	109.00	1.07	1.00	0.88	0.70
All	Stirrups Average				1.53	1.19	1.21	1.13
	RCTR Average				1.73	1.35	1.36	1.11

Table 4. Shear capacity calculations of beams with RCTR

جدول ۵. نتایج قابلیت پیش بینی نسبت بهبود در تیرهای دارای خاموت پیوسته

Method	Mean	SD
ACI 318-19	1.15	0.18
CSA	1.15	0.18
Zararis	1.15	0.17
Proposed	1.02	0.17

Table 5. RCTR improvement ratio prediction capability

به منظور بررسی کفایت رابطه برشی پیشنهادی و روابط موجود برای طراحی تیرهای دارای دورپیچ مستطیلی، مجموعه داده‌ای از تیرهای موجود در ادبیات فنی تحت شکست برشی تهیه شد که در جدول (۴) ملاحظه می‌شود. در این جدول علاوه بر دو آیین‌نامه CSA و ACI318-19 از رابطه پیشنهادی زاراریس [27] نیز استفاده شد که یکی از روش‌های معتبر موجود در ادبیات فنی بوده و کارایانینس و همکاران [12] نتیجه آزمایش‌های برشی خود را با آن سنجیده‌اند. با توجه به جدول (۴)، مشاهده می‌شود که روش پیشنهادی هم برای تیرهای دارای دورپیچ مستطیلی و هم برای تیرهای مرجع دارای خاموت متداول، به طور میانگین نزدیک‌ترین جواب‌ها را به واقعیت داشته و از این حیث بدترین عملکرد مربوط به روش ACI318-19 می‌باشد. مورد قابل ذکر دیگر در جدول ۴، زاویه ترک برشی است که مقادیر آزمایشگاهی آن‌ها گزارش شده است. میانگین زاویه ترک تیرها با توجه به داده‌های جدول (۴) برابر تقریباً ۳۲ درجه بوده که به فرض روش پیشنهادی (۳۶ درجه) نزدیک می‌باشد. یادآوری می‌شود که این عدد در بیشتر روش‌های طراحی موجود (من جمله روش ACI) برابر ۴۵ درجه فرض شده است. مساله مهم دیگر در بررسی روابط در این قسمت، توانایی هر روش در پیش‌بینی بهبود ظرفیت برشی است. برای هر کدام از تیرهای موجود در مجموعه داده دورپیچ مستطیلی، نسبت ظرفیت عضو دارای دورپیچ به ظرفیت نمونه مرجع دارای خاموت آن محاسبه شده و همین کار برای ظرفیت‌های به دست آمده از روش‌های موجود و روش پیشنهادی تکرار شد. سپس برای هر نمونه دارای دورپیچ، این نسبت بهبود آزمایشگاهی بر نسبت بهبود مدل تحلیلی تقسیم شد که عدد حاصل توانایی هر روش در پیش‌بینی این بهبود را بیان می‌کند. سپس میانگین و انحراف معیار اعداد مذکور برای هر روش محاسبه شد که نتایج آن در جدول (۵) گزارش شده است. ملاحظه می‌شود که روش‌های موجود هیچ گونه بهبودی را برای دورپیچ پیش‌بینی نکرده‌اند، در صورتی که روش پیشنهادی این پیش‌بینی را با دقت مناسبی انجام داده است.

۴- نتیجه‌گیری

در این پژوهش ضمن مطالعه پارامتریک رفتار درون صفحه تعداد قابل توجهی پنل بتن مسلح بر مبنای رویکرد میدان تنش محلی، با استفاده از ابزار رگرسیون غیرخطی، روابطی برای تحلیل ظرفیت برشی المان‌های بتن مسلح ارائه شد. روش پیشنهادی بر مبنای این فرض شناخته شده استوار است که ظرفیت برشی المان بتن مسلح را می‌توان از روی هم گذاری دو عبارت مشارکت بتن و مشارکت فولاد عرضی به دست آورد که در این مطالعه عبارت مشارکت بتن بیشتر وابسته به مقدار کرنش طولی و همچنین فاصله ترک در نظر گرفته شده است.

با استفاده از یک توصیف فیزیکی قوی و تعمیم روابط به دست آمده در گام قبل، یک روش قدرتمند برای طراحی برشی تیرهای لاغر بتن مسلح ارائه شد. روش پیشنهاد شده قادر به پیش‌بینی مناسب ظرفیت برشی تیرهای لاغر با مقطع مستطیلی بتن مسلح بوده و دامنه مسائل قابل حل آن شامل تیرهای فاقد خاموت، دارای خاموت متداول و همچنین تیرهای دارای دورپیچ مستطیلی است. دقت روش پیشنهادی برای مجموعه داده عظیمی از تیرهای آزمایشگاهی فاقد خاموت، دارای خاموت، دارای دورپیچ و همین‌طور برای تعدادی پنل بتن مسلح مورد بررسی و مقایسه با تعدادی از روش‌های معتبر و متداول قرار گرفت. ملاحظه شد که روش پیشنهاد شده در مقایسه با روش‌های موجود از نقطه نظر میانگین و انحراف معیار دارای هماهنگی خوبی با نتایج آزمایشگاهی بوده و به عنوان نمونه میانگین نسبت ظرفیت روش پیشنهادی برای مجموعه عظیم تیرهای آزمایشگاهی فاقد خاموت و دارای خاموت به ترتیب ۱/۰۶ و ۱/۰۶ بوده است در حالی که این مقادیر برای روش آیین‌نامه ACI318-19 به ترتیب ۱/۴۰ و ۱/۲۸ و برای روش آیین‌نامه بتن کانادا ۱/۳۶ و ۱/۳۳ به دست آمده است. نشان داده شد که روش پیشنهادی در عین سادگی، دارای دقت قابل قبولی در محاسبه ظرفیت برشی تیر و پنل‌های بتن مسلح بوده و به نتایج اقتصادی و قابل اعتماد در طراحی منجر می‌شود. همچنین این روش بر خلاف روش‌های موجود، قابلیت پیش‌بینی ظرفیت برشی تیرهای دارای خاموت پیوسته مستطیلی را نیز دارد.

پیوست ۱: تئوری میدان فشاری اصلاح شده و روابط

CSA

آزمایش‌های برش در تحقیقات گذشته عموماً به صورت آزمایش یک تیر بتنی تحت بار متمرکز انجام شده است. این نوع آزمایش اگرچه انجام دادنش سهل است، در عمل منجر به نتایجی می‌شود که برای تبدیل شدن به یک مدل معتبر فیزیکی از مسئله برش، پیچیده و دشوار است. از این‌رو روش MCFT بر مبنای آزمایش‌های انجام شده روی پنل بتن مسلح در دانشگاه تورنتو توسعه داده شد و اگرچه انجام این آزمایش‌ها دشوار بود ولیکن نتایج آن قابل تفسیرتر بود. با مقایسه تنش فشاری اصلی بتن با مقدار متناظر کرنش آن در این آزمایش‌ها مشاهده شد که رفتار فشاری بتن ترک‌خورده تحت اثر کرنش همزمان کششی دچار نرم‌شوندگی است و برای این نرم‌شوندگی توسط وکیو و همکاران [2] رابطه ساختاری‌ای ارائه شد. ضمن در نظر گرفتن رفتار میانگین مناسب برای مصالح فولاد و بتن تحت کشش و فشار، با ارضای همزمان معادلات تعادل و سازگاری به همراه اعمال محدودیت تنش برشی تحمل شده در سطح ترک، تئوری MCFT قادر به حل رفتار برشی بتن مسلح تحت تنش‌های درون صفحه با دقت قابل قبولی است. البته این کار مستلزم هزینه محاسباتی بالایی بوده و همان‌گونه که عنوان شد، روش MCFT ساده شده [20] برای کاربردی کردن این روش در طراحی توسعه یافت و در پایان این فرآیند منجر به توسعه روابط برش یک طرفه در آیین‌نامه کانادا [7] شد که خلاصه این روابط برای تیر بتن مسلح در ادامه آمده است:

$$V_r = V_c + V_s \leq 0.25 \phi_c f_c' b_w d_v \quad (21)$$

$$V_c = \phi_c \lambda \beta \sqrt{f_c'} b_w d_v \quad (22)$$

$$V_s = \phi_s A_v f_{yv} \frac{d_v}{s} \cot \theta \quad (23)$$

$$\epsilon_x = \frac{M / d_v + V + 0.5N}{2E_s A_s} \quad (24)$$

$$\beta = \frac{0.40}{1 + 1500 \epsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + 35 s_x / (15 + a_g)} \quad (25)$$

$$\theta = 29 + 7000 \epsilon_x \quad (26)$$

که در روابط فوق b_w و d_v به ترتیب عرض و عمق موثر برشی مقطع بوده، ϕ ضریب کاهش مقاومت و λ ضریب کاهش بتن سبک می‌باشد. به مابقی پارامترها در متن اشاره شده است. دقت

46: pp. 86–97.

[13] Shatarat, N., Musa, H., Katkhuda, H., 2018. Shear capacity investigation of self compacting concrete beams with rectangular spiral reinforcement. *Construction and Building Materials* 189: pp. 640–8.

[14] Azimi, M., Bagherpourhamedani, A., Tahir, M.M., Sam, A.R.B.M., Ma, C.-K., 2016. Evaluation of new spiral shear reinforcement pattern for reinforced concrete joints subjected to cyclic loading. *Advances in Structural Engineering* 19(5): pp. 730–45.

[15] Kang, S., Jang, S., Jin, S., Eom, J., Park, T., 2013. Constructability and Economic Evaluation of Continuous Hoop. *Journal of the Korea Institute of Building Construction* 13(3): pp. 291–305.

[16] Pang, X.-B.D., Hsu, T.T.C., 1995. Behavior of reinforced concrete membrane elements in shear. *Structural Journal* 92(6): pp. 665–79.

[17] Vecchio, F.J., Collins, M.P., 1982. "The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses," Publication, No. 82-03, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada.

[18] Collins, M.P., Bentz, E.C., Sherwood, E.G., Xie, L., 2008. An adequate theory for the shear strength of reinforced concrete structures. *Magazine of Concrete Research* 60(9): pp. 635–50.

[19] Salem, H., 1998. Enhanced tension stiffening model and application to nonlinear dynamic analysis of reinforced concrete. University of Tokyo, 1998.

[20] Bentz, E.C., Vecchio, F.J., Collins, M.P., 2006. Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements. *ACI Structural Journal* 103(4): pp. 614.

[21] Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19). 2020. American Concrete Institute. ACI.

[22] Zhang, L.-X. "Bob.", Hsu, T.T.C., 1998. Behavior and analysis of 100 MPa concrete membrane elements. *Journal of Structural Engineering* 124(1): pp. 24–34.

[23] Vecchio, F.J., Chan, C.C.L., 1990. Reinforced concrete membrane elements with perforations. *Journal of Structural Engineering* 116(9): pp. 2344–60.

[24] Reineck, K., Bentz, E.C., Fitik, B., Kuchma, D.A., Bayrak, O., 2013. ACI-DAfStb Database of Shear Tests on Slender Reinforced Concrete Beams without Stirrups (110).

[25] Reineck, K., Bentz, E., Fitik, B., Kuchma, D.A., Bayrak, O., 2014. ACI-DAfStb Databases for Shear Tests on Slender Reinforced Concrete Beams with Stirrups (111).

[26] Yu, Q., Bazant, Z.P., Asce, H.M., 2011. Can Stirrups Suppress Size Effect on Shear Strength of RC Beams? *137(5)*: pp. 607–17.

[27] Zararis, P.D., 2004. Shear Strength and Minimum Shear Reinforcement of Reinforced Concrete Slender Beams (100): pp. 203–14.

[28] Walraven, J.C., 1981. Fundamental analysis of aggregate interlock. *Journal of the Structural Division* 107(11): pp. 2245–70.

[29] Shatarat, N., Katkhuda, H., Abdel-jaber, M., Alqam, M., 2016. Experimental investigation of reinforced concrete beams with spiral reinforcement in shear. *Construction and Building Materials* 125: pp. 585–94.

شود که ضرایب کاهش مقاومت در مقاله برابر ۱/۰ اعمال شده است.

پیوست ۲: خلاصه روابط برش یک طرفه آیین نامه

ACI318-19 [21] برای تیرهای فاقد نیروی محوری

$$V_n = V_c + V_s \leq V_c + 0.66\sqrt{f_c}b_w d \quad (27)$$

$$V_c = \left[0.66\lambda_s \lambda (\rho_w)^{1/3} \right] b_w d \quad (28)$$

$$\lambda_s = \begin{cases} 1, & A_v \geq A_{v,min} \\ \min \left(\sqrt{2/(1+0.004d)}, 1 \right), & A_v < A_{v,min} \end{cases} \quad (29)$$

$$V_s = A_v f_{yv} d/s \quad (30)$$

که پارامترها در متن توضیح داده شده است.

References

مراجع

- [1] Kuchma, D.A., Sanders, D.H., Strength, M., 2017. Proposals for New One-Way Shear Equations for the 318 Building Code. *Concrete International* (September): pp. 29–32.
- [2] Vecchio, F.J., Collins, M.P., 1986. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI J.* 83(2): pp. 219–31.
- [3] Hsu, T.T.C., Mo, Y.-L., 2010. Unified theory of concrete structures. John Wiley & Sons.
- [4] Muttoni, A., Ruiz, M.F., 2009. Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width (105): pp. 163–72.
- [5] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. 2007. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- [6] fib Model Code for Concrete Structures 2010. Federation International du Beton.
- [7] Design of concrete structures. 2004. Mississauga, Ont.: Canadian Standards Association.
- [8] Soltani, M., An, X., Maekawa, K., 2003. Computational model for post cracking analysis of RC membrane elements based on local stress-strain characteristics. *Engineering Structures* 25(8): pp. 993–1007.
- [9] Soltani, M., An, X., Maekawa, K., 2004. Cracking response and local stress characteristics of RC membrane elements reinforced with welded wire mesh. *Cement and Concrete Composites* 26: pp. 389–404.
- [10] Ghiassi, B., Soltani, M., 2010. Local stress field approach for shear failure assessment of reinforced concrete members. *Journal of Advanced Concrete Technology* 8(2): pp. 223–38.
- [11] Karayannis, C.G., Chalioris, C.E., Mavroeidis, P.D., 2005. Shear capacity of RC rectangular beams with continuous spiral transversal reinforcement. *Computational Methods and Experimental Measurements* 41: pp. 379–86.
- [12] Karayannis, C.G., Chalioris, C.E., 2013. Shear tests of reinforced concrete beams with continuous rectangular spiral reinforcement. *Construction and Building Materials*

An Analytical Model for Shear Capacity Assessment of RC panels and Application to RC Beams

Mohammad Zakerinejad¹, Masoud Soltani^{2*}

1- PhD Candidate, Department of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

2- Associate Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

* P.O.B. 14115-111, Nasr, Jalal Ale Ahmad, Tehran, Iran

*msoltani@modares.ac.ir

Abstract

Classic one-way shear design provisions began with 45 degrees truss analogy introduced by Ritter and then rectified by addition of a concrete contribution term (V_c) which was basically based upon the results of some academic tests of simply supported RC beams with concentrated loadings. There are some strong evidence and examples that this empirical approach and the difference between its experimental base and the effective mechanisms in many of existing applications can be disastrous. Shear failure of reinforced concrete falls in the category of brittle and undesirable failure modes and has caused unrectifiable incidents in structures and infrastructures throughout the world. Some of such examples are the shear failures observed in the event of Kobe earthquake, shear failure of US air force warehouse, fatal highway bridge failure in Laval, Canada, and damage of Sleipner offshore platform. After such observations, there have been some good efforts in development of methods based on the physical description of main mechanisms influencing the shear behavior of RC members and especially RC panels under in-plane stresses that led to development of theoretical approaches such as modified compression field theory (MCFT), softened truss model (STM), and critical shear crack theory (CSCT). These theories made some breakthrough in nonlinear analysis of RC structures and become the basis for shear design in some of advanced codes like AASHTO LRFD, fib model code and CSA. Due to the complex nature of shear behavior in reinforced concrete, consensus in this field has not been reached among researchers, yet. In this study, through a parametric study on shear capacity of reinforced concrete panels based on Local Stress Field Approach (LSFA), and assumption of a thorough and compatible physical description, an efficient method for shear capacity analysis of reinforced concrete members is introduced. The principal effecting input parameters in parametric study were selected randomly within a reasonable range in the n-dimensional space of variables. These variables included: ratio of longitudinal stress to shear stress, ratio of longitudinal reinforcement, yield stress of longitudinal reinforcement, characteristic strength of concrete, maximum aggregate size, transverse reinforcement amount, and yield strength of transverse reinforcement. The remaining input parameters, like concrete tensile strength, fracture energy, rebar size, etc. were picked reasonably, in accordance with main parameters. Using an immense and strong experimental database of reinforced concrete slender beams failed in shear alongside with a database of reinforced concrete panels failed under in-plane loads, it is shown that the proposed method is a reliable, simple and easy to use approach that possesses high accuracy in calculation of shear capacity of slender reinforced concrete beams with or without transverse reinforcement, in comparison with existing reputed methods, and leads to safe and economic designs. Continuous transverse reinforcement (CTR) with a rectangular or polygonal shape is a relatively new technique that has been introduced in order to accelerate and facilitate the construction of RC structures. Studies show that rectangular continuous transverse reinforcement can improve the shear behavior and shear capacity of reinforced concrete beams, although existing shear design provisions, even the most advanced ones, are unable to predict this enhancement in capacity. It is shown that the proposed method is able to predict the aforementioned improved shear capacity of reinforced concrete beams with rectangular continuous transverse reinforcement.

Keywords: shear behavior, shear capacity, RC beam, local stress field approach