



دانشگاه صنعتی امیرکبیر
(پلی تکنیک تهران)

دوره چهل و پنج، شماره ۲، زمستان ۱۳۹۲، صفحه ۷۳ تا ۸۲
Vol. 45, No. 2, winter 2013, pp. 73-82



نشریه علمی - پژوهشی امیرکبیر (مهندسی عمران و محیط زیست)
Amirkabir Journal of Science & Research (Civil & Environmental Engineering)
(AJSR - CEE)

استفاده از تحلیل قابلیت اعتماد برای بررسی روابط آیین نامه ACI 440.1R-06 در پیش‌بینی مقاومت پیوستگی آرماتورهای GFRP

مهراله رخشانی‌مهر^۱، محمدرضا اصفهانی^{۲*}، سید روح الله موسوی^۳

۱- دانشجوی دکتری سازه گروه عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

۲- استاد گروه عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

۳- استادیار گروه عمران، دانشکده مهندسی نیکبخت، دانشگاه سیستان و بلوچستان

(دریافت ۱۳۹۱/۳/۳۱، پذیرش ۱۳۹۲/۷/۹)

چکیده

رابطه ACI 440.1R-06، مقاومت پیوستگی نمونه‌های تیری وصله‌دار مسلح به آرماتورهای پلیمری الیافی (FRP) را دست بالا تخمین می‌زند و اثر آرماتورگذاری جانبی وصله را در محاسبات مقاومت پیوستگی در نظر نمی‌گیرد. در این مقاله ابتدا به کمک تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ها و نتایج آزمایش‌های موجود، رابطه ACI 440.1R-06 برای تعیین مقاومت پیوستگی نمونه‌های تیری وصله‌دار بدون آرماتور جانبی وصله، اصلاح شده است. سپس، برای بررسی اثر آرماتور جانبی بر مقاومت پیوستگی نمونه‌های تیری وصله‌دار، ۱۳ نمونه تیری مسلح به آرماتورهای GFRP ساخته و آزمایش شدند. نتایج آزمایش‌ها نشان دادند که آرماتور جانبی وصله یکی از عوامل مهمی است که اثر آن با توجه به مشخصات سطح ظاهری آرماتور باید در محاسبات مقاومت پیوستگی در نظر گرفته شود. در پایان به کمک نتایج حاصل از آزمایش‌های این مقاله و نتایج آزمایشگاهی موجود در سایر مراجع و با استفاده از تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌ها و روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، رابطه‌ای برای تعیین مقاومت پیوستگی ارائه شد. در این رابطه اثر آرماتورگذاری جانبی وصله به صورت تابعی از مشخصات سطح ظاهری آرماتور در محاسبات در نظر گرفته شده است. رابطه مقاومت پیوستگی پیشنهادی در مقایسه با ضوابط آیین‌نامه‌ای، همبستگی بهتری با نتایج آزمایشگاهی دارد.

کلمات کلیدی

آرماتور FRP، آرماتور جانبی، تحلیل قابلیت اعتماد، روش مونت‌کارلو، مقاومت پیوستگی.

* نویسنده مسئول وعده دار مکاتبات Email: esfahani@um.ac.ir

۱- مقدمه

داروین و همکاران [۵] نشان دادند اثر آرماتورگذاری جانبی در وصله آرماتورهای فولادی با سطح نسبی آج زیاد، بیشتر از اثر آنها بر آرماتورهای فولادی با سطح نسبی آج کم است. بر این اساس با توجه به این که سطح نسبی آج در آرماتورهای FRP کم است، در آیین نامه [۲] ACI 440.1R-06 از اثر آرماتورگذاری جانبی در محاسبات مقاومت پیوستگی صرف نظر شده است. آلی [۷] نشان داد با افزایش آرماتور جانبی وصله، مقاومت پیوستگی بین بتن و آرماتور FRP در نمونه های تیری وصله دار افزایش می یابد. هراجللی و ابونیاچ [۳] نشان دادند آرماتورگذاری جانبی وصله، مقاومت پیوستگی آرماتورهای FRP و بتن را مشابه آرماتورهای فولادی افزایش می دهد.

در این مقاله ابتدا به کمک روش شبیه سازی مونت کارلو [۵] یک ضریب کاهش مقاومتی برای رابطه وامبک و شیلد که اساس رابطه پیشنهادی [۲] ACI 440.1R-06 است، پیشنهاد شده است. سپس برای بررسی اثر آرماتورگذاری جانبی وصله بر مقاومت پیوستگی نمونه های تیری وصله دار، ۱۳ نمونه تیری مسلح به آرماتورهای GFRP ساخته و آزمایش شدند. در پایان به کمک روش مونت کارلو [۵] رابطه پیشنهادی نمونه های بدون آرماتور جانبی وصله برای در نظر گرفتن اثر آرماتورگذاری جانبی اصلاح شده است.

۲- تعیین ضریب کاهش مقاومت برای رابطه [۲] ACI 440.1R-06

وامبک و شیلد [۶] به روشی مشابه اورنگان و همکاران [۸]، رابطه (۱) را برای تعیین مقاومت پیوستگی در طول مهاری آرماتورهای GFRP پیشنهاد نمودند:

$$\frac{u}{0.083\sqrt{f'_c}} = \frac{1}{\alpha} (4.0 + 0.3 \frac{C}{d_b} + 100 \frac{d_b}{L_d}) \quad (۱)$$

که در آن u مقاومت پیوستگی آرماتور FRP و بتن بر حسب MPa، f'_c مقاومت فشاری بتن بر حسب MPa، C کمترین فاصله بین پوشش زیرین تا مرکز آرماتور و نصف فاصله مرکز تا مرکز آرماتورهای وصله شده بر حسب mm، d_b قطر آرماتور بر حسب mm، و L_d طول پیوستگی بین آرماتور و بتن بر حسب mm و α ضریب اثر آرماتور بالایی بوده که آیین نامه [۲] ACI 440.1R-06 بر اساس یافته های موزلی [۹] مقدار α را برابر با ۱/۵ پیشنهاد نموده است. رابطه (۱) اساس رابطه پیشنهادی [۲] ACI 440.1R-06 است.

هراجللی و ابونیاچ [۳] با مقایسه نتایج آزمایش تیری وصله دار مسلح به آرماتورهای GFRP و رابطه (۱) نشان دادند که رابطه

در سال های اخیر استفاده از آرماتورهای پلیمری مسلح الیافی (FRP) به عنوان یکی از روش های مقابله با خوردگی آرماتورهای فولادی در سازه های بتن مسلح پیشنهاد شده است [۱]، [۲]. از آنجا که خصوصیات غیرهمگن آرماتورهای FRP مقاومت برشی، عمل شاخه ایو پیوستگی بتن و آرماتور را تحت تأثیر قرار می دهد، رفتار پیوستگی بتن و آرماتور FRP با آرماتور فولادی متفاوت است [۲]. پیوستگی آرماتورهای FRP و بتن، به عوامل زیادی مانند مدول الاستیسیته، مشخصات سطح ظاهری آرماتور، ضخامت پوشش بتن و قطر آرماتور بستگی دارد [۱]، [۲]، [۳]، [۴].

تاکنون تلاش های زیادی برای تعیین مقاومت پیوستگی در طول پیوستگی آرماتورهای مسلح به الیاف شیشه (GFRP) انجام شده و بر اساس نتایج آزمایش ها مدل های تجربی متعددی ارائه شده است. با این حال بیشتر مدل های موجود بر اساس تحلیل یقین اندیشانه ارائه شده و در آنها عدم قطعیت های ناشی از طبیعت آماری متغیرها در نظر گرفته نشده است [۱].

در مسائل مهندسی یک سری عدم قطعیت هایی وجود دارد که می توان آن ها را به کمک روش های آماری در طراحی سازه وارد نمود و بر اساس تحلیل قابلیت اعتماد، احتمال خرابی یک سازه را بررسی نمود. علاوه بر این با استفاده از تئوری قابلیت اعتماد، می توان ضرایب ایمنی ضوابط آیین نامه ای موجود را بر اساس یک یا چند شاخص قابلیت اعتماد و شرایط مورد نظر بهینه نمود [۱]، [۵].

ژنگ و تیان [۱] بر اساس تئوری قابلیت اعتماد رابطه ای برای تعیین مقاومت پیوستگی در طول پیوستگی آرماتورهای FRP ارائه نمودند. در آیین نامه [۲] ACI 440.1R-06 رابطه وامبک و شیلد [۶] با استفاده از روش شبیه سازی مونت کارلو [۵] برای تعیین مقاومت پیوستگی در طول پیوستگی اصلاح شد. علاوه بر این داروین و همکاران [۵] به کمک روش شبیه سازی مونت کارلو یک ضریب کاهش مقاومت پیوستگی برای رابطه مقاومت پیوستگی آرماتورهای فولادی پیشنهاد نمودند.

در رابطه با اثر آرماتورگذاری جانبی بر پیوستگی بین آرماتورهای FRP و بتن در نمونه های تیری وصله دار، تحقیقات ناچیزی انجام شده است. از سوی دیگر در تحقیقات انجام شده در مورد اثر آرماتورگذاری جانبی وصله بر پیوستگی آرماتورهای FRP اختلاف هایی وجود دارد. وامبک و شیلد [۶] نشان دادند آرماتورگذاری جانبی وصله بر مقاومت پیوستگی آرماتورهای FRP و بتن تأثیری ندارد.

جدول ۱: مقایسه رابطه پیشنهادی با ضوابط آیین‌نامه‌ای در نمونه‌های بدون آرماتور جانبی وصله

ردیف	تیر	سطح	u_{test}	u_{test}/u_{Eq1}	u_{test}/u_{Eq3}	u_{test}/u_{CAN}
[۴]	B-G1-3	W-SC	۲/۹۵	۰/۸۲	۱/۲۱	۰/۶۱
	B-G2-3	R	۲/۷۹	۰/۷۸	۱/۱۴	۰/۵۸
	B-A-3	R	۳/۱	۰/۸۸	۱/۲۹	۰/۸۲
	B-A-1	R	۲/۴۲	۰/۸۹	۱/۳۰	۰/۹۵
	B-A-2	R	۱/۸۶	۰/۶۵	۰/۹۶	۰/۸۵
	B-G1-1	W-SC	۲/۲۹	۰/۸۵	۱/۲۴	۰/۷۲
	B-G2-1	R	۱/۹۴	۰/۷۳	۱/۰۶	۰/۶۲
	B-G1-2	W-SC	۱/۷۳	۰/۶	۰/۸۸	۰/۶۳
	B-G2-2	R	۱/۷۷	۰/۶۴	۰/۹۴	۰/۶۷
	میانگین	-	-	۰/۷۶	۱/۱۱	۰/۷۲
[۳]	انحراف معیار	-	-	۰/۱۱	۰/۱۶	۰/۱۳
	R1.25-L15	R	۳/۵۳	۰/۵۵	۰/۹۳	۰/۷۵
	R1.25-L20	R	۳/۱۹	۰/۵۸	۰/۹۹	۰/۶۸
	R2-L15	R	۳/۶	۰/۵۵	۰/۹۳	۰/۵۳
	R2-L20	R	۳/۶۷	۰/۶۵	۱/۱۱	۰/۵۴
	R1.25-L30	R	۲/۲۴	۰/۴۸	۰/۸۱	۰/۴۶
	میانگین	-	-	۰/۵۶	۰/۹۵	۰/۵۹
[۷]	انحراف معیار	-	-	۰/۰۶	۰/۱۱	۰/۱۲
	G70z-A23	SC	۲/۵۴	۰/۶۲	۱/۰۵	۰/۴۰
	G70z-A22	SC	۲/۴۰	۰/۵۸	۰/۹۷	۰/۳۷
	میانگین	-	-	۰/۶۰	۱/۰۱	۰/۳۸
کل	انحراف معیار	-	-	۰/۰۳	۰/۰۶	۰/۰۲
	میانگین	-	-	۰/۷۰	۱/۰۵	۰/۶۰
	انحراف معیار	-	-	۰/۱۰	۰/۱۵	۰/۲۰

W-SC=Wrapped – Sand Coated, SC=Sand Coated, R=Ribbed

آزمایش‌های موجود استفاده می‌شود. نوع توزیع، مقدار میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی مسأله در روند شبیه‌سازی دخیل هستند. تحلیل قابلیت اعتماد به کمک روش مونت‌کارلو هفت مرحله دارد: (۱) تعریف تابع حالت حدی، (۲) تعیین نوع توزیع و مقدار میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی، (۳) تولید مجموعه‌ای از ورودی‌های تصادفی (شبیه‌سازی)، (۴) ارزیابی تابع حالت حدی به کمک نتایج شبیه‌سازی، (۵) یافتن تعداد ورودی‌هایی که با تابع حالت حدی هم‌خوانی نداشته باشند، (۶) تکرار مراحل ۲ تا ۵ و ۷ یافتن احتمال شکست. احتمال شکست عبارت است از تعداد شبیه‌سازی‌هایی که با تابع حالت حدی هم‌خوانی ندارند تقسیم بر تعداد کل شبیه‌سازی‌ها.

همان‌طور که اشاره شد برای انجام شبیه‌سازی مونت‌کارلو، پس از تعریف تابع حالت حدی باید نوع توزیع و مقدار میانگین و انحراف معیار هر یک از متغیرهای تصادفی تعیین شوند. نوع توزیع و مقدار میانگین و انحراف معیار هر یک از متغیرهای

(۱) نتایج مقاومت پیوستگی نمونه‌های تیری مسلح به آرماتورهای FRP را دست بالا (حدود دو برابر) تخمین می‌زند. در جدول (۱)، مقایسه‌ای بین نتایج آزمایش‌های موجود [۳]، [۴]، [۷] و رابطه (۱) انجام شده است. در این جدول، میانگین و انحراف معیار نسبت مقاومت پیوستگی آزمایشگاهی به مقادیر حاصل از رابطه (۱) به ترتیب ۰/۷۰ و ۰/۱۰ به‌دست آمده است. دیده می‌شود که این رابطه، مقاومت پیوستگی نمونه‌های بدون آرماتور جانبی وصله را دست بالا تخمین می‌زند. بنابراین، می‌توان گفت استفاده از رابطه (۱) برای محاسبه مقاومت پیوستگی آرماتورهای FRP وصله‌شده بدون آرماتور جانبی وصله، قابل اعتماد نیست و در صورت استفاده از این رابطه، احتمال شکست پیوستگی زیاد است. برای کاهش احتمال شکست پیوستگی در رابطه (۱)، باید یک ضریب کاهش مقاومتی ϕ_b در سمت راست این رابطه ضرب شود [۵]:

$$\frac{u}{0.083\sqrt{f'_c}} = \phi_b \frac{1}{\alpha} (4.0 + 0.3 \frac{C}{d_b} + 100 \frac{d_b}{L_d}) \quad (2)$$

تعیین مقدار ϕ_b با هدف کاهش احتمال شکست پیوستگی فقط به کمک تئوری قابلیت اعتماد امکان‌پذیر است [۵].

۲-۱- تحلیل قابلیت اعتماد

در تئوری قابلیت اعتماد سازه‌ها، روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو تنها روش شناخته‌شده‌ای است که به طور دقیق احتمال شکست، P_f ، یک سازه را صرف‌نظر از پیچیدگی سامانه سازه یا تابع حالت حدی تخمین می‌زند. یکی از مزایای این روش آن است که می‌توان از آن برای تولید برخی نتایج عددی بدون انجام آزمایش استفاده نمود. برای این کار از نتایج

آرماتور جانبی در طول وصله استفاده شد. برای نشان دادن اثر آرماتورگذاری جانبی دو نمونه محصور نشده نیز ساخته و آزمایش شد. جدول (۲) و شکل (۱) مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. در هر یک از نمونه‌ها از دو آرماتور طولی کششی در قسمت پایین مقطع عرضی استفاده شد. این آرماتورها در قسمت میانی تیر وصله شدند. در این نمونه‌ها از آرماتورهای طولی کششی به سه قطر متفاوت ۱۰، ۱۲ و ۱۶ میلی‌متر استفاده شد. ابعاد کلی مقطع عرضی تیرها 150×300 میلی‌متر بود. در این نمونه‌ها از دو نوع آرماتور آج‌دار و ماسه‌پاشی شده استفاده شد. در قسمت بالایی مقطع عرضی دو آرماتور فشاری به قطر ۸ میلی‌متر قرار داده شد. در نواحی بدون وصله نمونه‌ها از آرماتورهای عرضی به قطر ۸ میلی‌متر و فاصله ۸۰ میلی‌متر استفاده شد. فاصله آرماتورهای عرضی در ناحیه وصله نیز در جدول (۲) مشخص شده‌اند. آرماتورهای عرضی از فولاد AII با تنش تسلیم ۳۰۰ مگاپاسکال انتخاب شدند. برای ساخت نمونه‌ها از دو نوع بتن با مقاومت‌های استوانه‌ای فشاری ۴۰ و ۷۰ مگاپاسکال استفاده شد. برای تعیین مقاومت فشاری هر یک از تیرهای نمونه، شش نمونه استوانه‌ای استاندارد به ابعاد 150×300 میلی‌متر تهیه و در شرایط مشابه تیرهای نمونه عمل‌آوری شد. آرماتورهای طولی از الیاف شیشه (GFRP) ساخته شدند. مقاومت کششی نهایی و مدول الاستیسیته آرماتورها در جدول (۲) ارائه شده‌اند.

۳-۲- دستگاه و روند آزمایش

دستگاه آزمایش در شکل (۲) نشان داده شده است. هر یک از تیرها روی دو تکیه‌گاه ساده با دهانه ۲۰۰۰ میلی‌متری قرار

تصادفی را می‌توان به کمک نتایج بررسی سایر محققان از مراجع مختلف تعیین نمود. در این مقاله برای تعیین مقدار ϕ_b از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو استفاده شد. برای این منظور مقدار میانگین و انحراف معیار f'_c و C از روش داروین و همکاران [۵] و میانگین و انحراف معیار d_b و L_d از روش ژنگ و تیان [۱] تعیین شد و توزیع تمام متغیرهای تصادفی فوق از نوع نرمال در نظر گرفته شد [۱]، [۵].

برای انجام تحلیل قابلیت اعتماد از ۱۶ نمونه آزمایشگاهی بدون آرماتور جانبی موجود در سایر مراجع [۳]، [۴]، [۷] استفاده شد. تمام این نمونه‌ها دارای شکل شکست شکافت بوده و از نمونه‌های با طول وصله زیاد و غیرعملی صرف‌نظر شد. برای هر یک از ۱۶ نمونه فوق، ۱۰۰۰ نمونه شبیه‌سازی شده به روش مونت‌کارلو تولید شد [۵]. به کمک نتایج شبیه‌سازی و با احتمال این که نسبت u_{test}/u_{Eq2} کمتر از یک (احتمال شکست) برابر با ۲٪ باشد [۲]، مقدار ϕ_b برابر با ۰/۵۹ به دست آمد. با اعمال این ضریب رابطه (۲) به صورت زیر در می‌آید:

$$\frac{u}{0.083\sqrt{f'_c}} = \frac{1}{\alpha} (2.36 + 0.177 \frac{C}{d_b} + 59 \frac{d_b}{L_d}) \quad (3)$$

نویسنده دوم این مقاله با انجام آزمایش‌های بیرون‌کشیدگی بر روی نمونه‌های با طول پیوستگی کوتاه ساخته شده از آرماتورهای (GFRP) نشان داد که ضریب اثر آرماتور بالایی برابر با ۱/۳ است. در آیین‌نامه کانادا [۱۰] CAN/CSA-S6-00 نیز از ضریب آرماتور بالایی ۱/۳ استفاده شده است. بنابراین پیشنهاد می‌شود در رابطه (۳) از ضریب آرماتور بالایی ۱/۳ استفاده شود.

در جدول (۱) رابطه پیشنهادی (۳) با نتایج آزمایش، مقایسه شده است. در این جدول میانگین و انحراف معیار نسبت u_{test}/u_{Eq3} به ترتیب مقادیر ۱/۰۵ و ۰/۱۵ به دست آمده است. نتایج مقایسه رابطه (۳) با ضوابط آیین‌نامه‌ای [۲] ACI 440.1R-06 و [۱۰] CAN/CSA-S6-00 نشان می‌دهد (جدول ۱) که رابطه (۳) با دقت خوب و بهتر از ضوابط آیین‌نامه‌ای، مقاومت پیوستگی آرماتورهای FRP بدون آرماتور جانبی را پیش‌بینی می‌نماید.

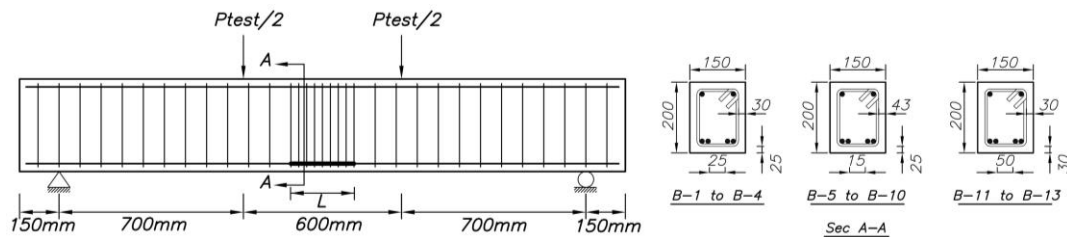
۳- برنامه آزمایشگاهی

۳-۱- نمونه‌های آزمایشگاهی

در بخش آزمایشگاهی این پژوهش ۱۳ نمونه تیر بتن مسلح به آرماتورهای GFRP ساخته شد و تحت خمش چهارنقطه‌ای مورد آزمایش قرار گرفت. در ۱۱ نمونه از مجموع ۱۳ نمونه

جدول ۲: مشخصات تیرهای نمونه

نمونه	آرماتور	f'_c MPa	d_b mm	L mm	S mm	f_u MPa	E_{frp} GPa
B-1	R	۴۰	۱۶	۴۰۰	-	۱۰۰۰	۶۰
B-2					۱۵۰	۱۰۰۰	۶۰
B-3					۱۰۰	۱۰۰۰	۶۰
B-4					۵۰	۱۰۰۰	۶۰
B-5		۴۰	۱۲	۴۰۰	۱۵۰	۱۰۰۰	۶۰
B-6					۱۰۰	۱۰۰۰	۶۰
B-7					۵۰	۱۰۰۰	۶۰
B-8		۷۰	۱۲	۴۰۰	۱۵۰	۱۰۰۰	۶۰
B-9					۱۰۰	۱۰۰۰	۶۰
B-10					۵۰	۱۰۰۰	۶۰
B-11	SC	۴۰	۱۰	۱۸۰	-	۷۰۰	۳۷
B-12					۸۰	۷۰۰	۳۷
B-13					۲۲	۷۰۰	۳۷



شکل ۱: ابعاد نمونه‌های تیری

آرماتورهای کششی در ناحیه وصله، در دو بخش جانبی و زیرین تیر همراه بود. ایجاد ترک‌های طولی در این دو بخش باعث ریختن بتن اطراف آرماتورها می‌شود (شکل ۳- الف). شکست این نمونه‌ها به طور ناگهانی و با صدای بلند همراه بود.

با کاهش فاصله آرماتورهای جانبی وصله در نمونه‌های B-7,4 و B-10 ترک‌های طولی فقط در قسمت زیرین تیر دیده شد. در این نمونه‌ها وجود آرماتور جانبی وصله علاوه بر این که باعث کند شدن رشد ترک‌ها می‌شود، از بروز ترک‌های جانبی طولی در راستای آرماتورهای وصله شده جلوگیری می‌نماید. در این نمونه‌ها پس از شکست، بتن اطراف آرماتور سر جایش باقی می‌ماند (شکل ۳- ب).

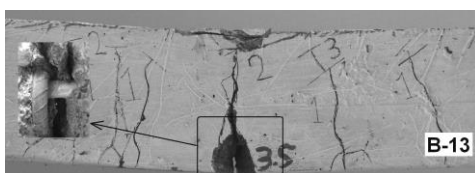
در نمونه‌های ساخته شده از آرماتورهای ماسه‌پاشی شده به دلیل پایین بودن مدول الاستیسیته این آرماتورها نسبت به آرماتورهای آج‌دار، ترک‌های مقطع عمیق‌تر بود. همانطور که



(الف)

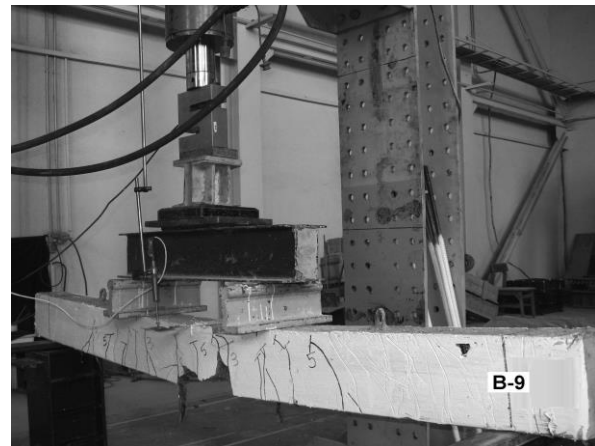


(ب)



(ج)

شکل ۳: نوع شکست نمونه‌های تیری الف) شکست شکافت در دو بخش جانبی و زیرین در نمونه B-8، ب) شکست شکافت در بخش زیرین در نمونه B-7 و ج) شکست بیرون‌کشیدگی در نمونه B-13



شکل ۲: دستگاه آزمایش نمونه‌ها

گرفته و نیرو توسط یک جک هیدرولیکی با ظرفیت ۶۰۰ کیلونیوتن به یک تیر فولادی صلب و سپس به صورت دو نیروی متمرکز به فاصله ۶۰۰ میلی‌متر، به تیر اصلی منتقل شد. نیروی اعمال شده توسط جک به وسیله یک نیروسنج که در حد فاصل جک و تیر صلب فولادی قرار داشت، اندازه‌گیری شد. برای اندازه‌گیری مقدار خیز، یک LVDT در نقطه وسط نصب شد. داده‌های خروجی از نیروسنج و LVDT توسط سامانه جمع‌آوری همزمان اطلاعات در گام‌های زمانی یک ثانیه توسط رایانه ثبت شد. بار به صورت نموی به نمونه اعمال شد که پس از هر نمو معادل دو تن، ترک‌های دیده شده روی سطح تیر علامت زده شدند.

۴- نتایج آزمایش

۴-۱- شکل شکست و توزیع ترک‌ها

شکست تمام نمونه‌های ساخته شده از آرماتورهای آج‌دار و نمونه B-11 از نوع شکافت بود. در این نمونه‌ها دو نوع شکست شکافت دیده شد. در برخی نمونه‌ها مانند نمونه‌های بدون آرماتور جانبی وصله B-1 و B-11 یا نمونه‌های ساخته شده از بتن با مقاومت بالا و با آرماتورهای جانبی با فاصله زیاد (B-9, B-10) شکست نمونه‌ها با بوجود آمدن ترک‌های طولی در راستای

جدول ۳: نتایج آزمایش

نمونه	آرماتور	f'_c MPa	شکست	P_{test} KN	M_{test} KN.m	U_{test} MPa
B-1	R	۴۱/۲	Splittin g	۳۷/۵۹	۱۳/۱۶	۲/۱۸
B-2			Splittin g	۵۵/۲۶	۱۹/۳۴	۳/۲۰
B-3			Splittin g	۷۲/۱۸	۲۵/۲۶	۴/۱۸
B-4			Splittin g	۸۹/۴۷	۳۱/۳۱	۵/۱۸
B-5		۴۱/۲	Splittin g	۵۶/۵۱	۱۹/۷۸	۴/۳۱
B-6			Splittin g	۶۷/۴۲	۲۳/۶۰	۵/۱۴
B-7			Splittin g	۸۱/۵۸	۲۸/۵۵	۶/۲۲
B-8		۷۲	Splittin g	۵۴/۸۸	۱۹/۲۱	۴/۱۹
B-9			Splittin g	۶۷/۴۱	۲۳/۶۰	۵/۱۴
B-10			Splittin g	۸۶/۹۷	۳۰/۴۴	۶/۶۴
B-11	SC	۴۰	Splittin g	۳۲/۳۱	۱۱/۳۱	۶/۷۳
B-12			Pullout	۳۲/۴۸	۱۱/۳۷	۶/۷۷
B-13		۳۸	Pullout	۳۴/۹۶	۱۲/۲۴	۷/۲۹

مگاپاسکال ساخته شده‌اند. تنها متغیر این نمونه‌ها فاصله آرماتورگذاری جانبی وصله است به طوری که نمونه B-1 بدون آرماتور جانبی وصله و فاصله آرماتور جانبی وصله در سایر نمونه‌ها از ۵۰ تا ۱۵۰ میلی‌متر تغییر می‌نماید. مقاومت پیوستگی هر یک از این نمونه‌ها در جدول (۳) ارائه شده است. با توجه به شکل (۴) و جدول (۳) می‌توان گفت با افزایش مقدار آرماتور جانبی وصله، نیرو و مقاومت پیوستگی افزایش می‌یابد به طوری که مقاومت پیوستگی نمونه B-4 حدود ۲/۴ برابر مقاومت پیوستگی نمونه بدون آرماتور جانبی B-1 است.

اثر آرماتورگذاری جانبی با مقایسه نمونه‌های B-5، B-6 و B-7 در شکل (۵) و نمونه‌های با مقاومت بالای B-8، B-9 و B-10 در شکل (۶) قابل بررسی است. دیده می‌شود با افزایش آرماتور جانبی وصله نیروی پیوستگی و مقاومت پیوستگی (جدول ۳) این نمونه‌ها نیز افزایش می‌یابد. اثر آرماتورگذاری جانبی وصله در آرماتورهای ماسه‌پاشی شده را می‌توان با مقایسه نمودار بار- تغییرمکان نمونه‌های B-11، B-12 و B-13 در شکل (۷) بررسی نمود. مقاومت پیوستگی این نمونه‌ها در جدول (۳) ارائه شده است. دیده می‌شود در نمونه‌های ساخته شده از آرماتورهای ماسه‌پاشی شده، آرماتور جانبی وصله اثر چندانی بر مقاومت و نیروی پیوستگی نمونه‌های تیری وصله‌دار ندارد.

داروین و همکاران [۵] نشان دادند اثر آرماتورگذاری جانبی وصله آرماتورهای فولادی با سطح آج زیاد، بیشتر از اثر آنها بر آرماتورهای فولادی با سطح نسبی آج کم است. بر این اساس می‌توان اختلاف بین نمونه‌های آج‌دار و ماسه‌پاشی شده را به اثر

اشاره شد، شکست نمونه B-11 که از آرماتورهای ماسه‌پاشی شده ساخته شده و بدون آرماتور جانبی وصله است، از نوع شکافت بود. شکست این نمونه با ترک‌خوردگی طولی در راستای آرماتورهای وصله‌شده در دو بخش زیرین و جانبی همراه بود. در حالی‌که در نمونه‌های B-12 و B-13 شکست بیرون‌کشیدگی اتفاق افتاد. این دو نمونه مشابه نمونه بدون آرماتور جانبی وصله B-11 بود و فقط در آنها از آرماتور جانبی در وصله استفاده شد. در این دو نمونه یک ترک ناگهانی و عریض در قسمت انتهایی وصله ایجاد شد (شکل ۳-ج). می‌توان گفت در نمونه‌های مسلح به آرماتورهای ماسه‌پاشی شده حضور آرماتور جانبی وصله باعث تغییر حالت شکست از شکافت بتن به بیرون‌کشیدگی آرماتور شده است.

۴-۲- مقاومت پیوستگی

مقاومت پیوستگی را می‌توان با استفاده از تنش ایجاد شده در آرماتور تعیین نمود. تنش آرماتور را می‌توان بر اساس روابط الاستو- پلاستیک مقاطع خمشی بتن مسلح بدست آورد. این مسأله پیش‌تر توسط سایر محققان استفاده شده است [۳]، [۴]، [۷]، [۱۱]:

$$f_s = \frac{M}{A_b j d} \quad (۴)$$

در این رابطه M لنگر نهایی شکست بوده و برابر است با $0.07 P_{test} A_b$ سطح مقطع کل آرماتورهای کششی وصله شده بر حسب میلی‌متر مربع و $j d$ بازوی لنگر مقاوم است.

برای محاسبه میانگین تنش پیوستگی، U_{test} ، نیروی کلی موجودآمده در آرماتور $F_{FRP} = f_s A_b$ ، بر سطح تماس آرماتور با بتن در طول وصله $(\pi \times d_b \times L)$ به صورت زیر تقسیم می‌شود:

$$U_{test} = \frac{A_b f_s}{\pi d_b L} \quad (۵)$$

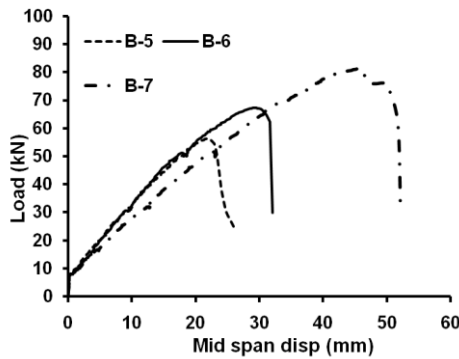
در این رابطه f_s تنش آرماتور بر حسب MPa است که به کمک رابطه (۴) تعیین می‌شود. d_b قطر آرماتور طولی بر حسب mm، L طول پیوستگی بر حسب mm و A_b سطح مقطع یک آرماتور کششی وصله شده بر حسب mm^2 است. مقدار تنش پیوستگی محاسبه‌شده به کمک روابط فوق، U_{test} ، در جدول (۳) ارائه شده است.

۴-۳- اثر آرماتور جانبی

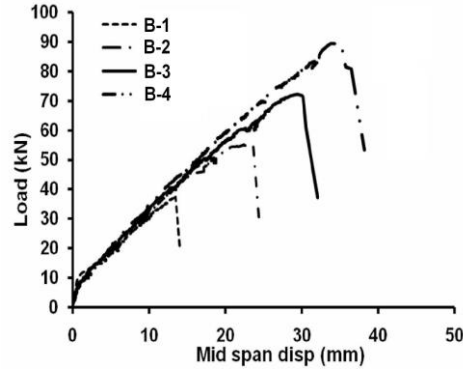
نمودار بار- تغییر مکان وسط دهانه نمونه‌های B-1، B-2، B-3 و B-4 در شکل (۴) نشان داده شده است. این نمونه‌ها از آرماتورهای آج‌دار به قطر ۱۶ میلی‌متر و بتن با مقاومت ۴۰

که در این رابطه u_c مقاومت پیوستگی در حالت بدون آرماتور جانبی و u_{tr} مقاومت پیوستگی حاصل از آرماتورگذاری جانبی است. اورنگان و همکاران [۸] نشان دادند u_{tr} تابعی از سطح

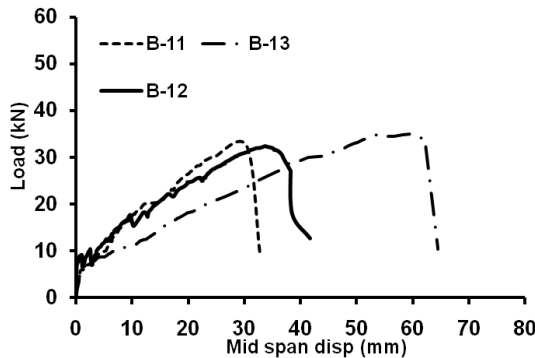
مشخصات سطح ظاهری آرماتور نسبت داد به طوری که اثر سطح نسبی آج سبب می‌شود آرماتورگذاری جانبی وصله باعث افزایش مقاومت پیوستگی نمونه‌های آج‌دار شود. در حالی که در نمونه‌های ماسه‌پاشی‌شده، آرماتور جانبی



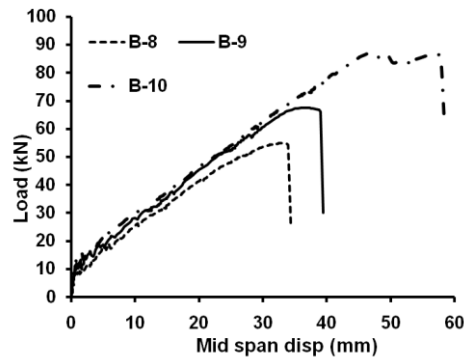
شکل ۵: نمودار بار- تغییرمکان نمونه‌های B-5 تا B-7



شکل ۴: نمودار بار- تغییرمکان نمونه‌های B-1 تا B-4



شکل ۷: نمودار بار- تغییرمکان نمونه‌های B-11 تا B-13



شکل ۶: نمودار بار- تغییرمکان نمونه‌های B-8 تا B-10

مقطع آرماتور جانبی A_{tr} ، مقاومت جاری شدن آرماتور جانبی f_{yt} ، فاصله آرماتورهای جانبی S و قطر آرماتور کششی d_b است، به‌طوریکه:

$$u_{tr} = \beta \frac{A_{tr} f_{yt}}{S d_b} \quad (7)$$

آلی [۷] نشان داد این رابطه در مورد آرماتورهای FRP نیز صادق است. از جایگزینی روابط (۷) و (۳) در رابطه (۶) رابطه مقاومت پیوستگی عبارت خواهد بود با:

$$u = \frac{1}{\alpha} \left[0.083 \sqrt{f'_c} (2.36 + 0.177 \frac{C}{d_b} + 59 \frac{d_b}{L_d} + \beta \frac{A_{tr} f_{yt}}{S d_b}) \right] \quad (8)$$

مشابه روش ارائه شده در بخش (۲-۱)، برای تعیین ضریب β از روش مونت‌کارلو استفاده شد. بدین منظور از ۲۱ نمونه آزمایشگاهی دارای آرماتور جانبی وصله جمع‌آوری شده از مراجع [۳]، [۷]، [۱۱] و ۹ نمونه آزمایش‌شده در این مقاله استفاده شد. مشخصات سطح ظاهری این نمونه‌ها در جدول (۴) ارائه شده است. مشابه قبل، از آزمایش‌هایی استفاده شد که در آنها حالت

وصله اثر چندانی بر مقاومت پیوستگی ندارد.

۵- رابطه پیشنهادی

با توجه به مطالب ارائه شده در رابطه با اثر آرماتورگذاری جانبی وصله بر مقاومت پیوستگی نمونه‌های تیری وصله‌دار مسلح به آرماتورهای FRP، می‌توان گفت که آرماتورگذاری جانبی وصله یکی از عوامل مهمی است که اثر آن با توجه به مشخصات سطح ظاهری آرماتور باید در محاسبات مقاومت پیوستگی نمونه‌های تیری وصله‌دار در نظر گرفته شود. برای وارد کردن اثر آرماتورگذاری جانبی وصله در رابطه پیشنهادی (۳) از روشی مشابه اورنگان و همکاران [۸] استفاده شد. اورنگان و همکاران [۸] نشان دادند مقاومت پیوستگی نمونه‌های تیری وصله‌دار مسلح به آرماتورهای فولادی دارای آرماتور جانبی وصله را می‌توان به صورت حاصل جمع مقاومت پیوستگی در حالت بدون آرماتور جانبی و مقاومت حاصل از آرماتور جانبی در نظر گرفت:

$$u = u_c + u_{tr} \quad (6)$$

۶- نتیجه گیری و جمع بندی

هدف از این مقاله ارائه رابطه‌ای برای تعیین مقاومت پیوستگی نمونه‌های تیری وصله‌دار مسلح به آرماتورهای GFRP است. در این پژوهش ابتدا به کمک تئوری قابلیت اعتماد سازه‌ها و روش شبیه‌سازی مونت کارلو رابطه‌ای برای تعیین

جدول ۴: مقایسه رابطه پیشنهادی با ضوابط آیین نامه‌ای در نمونه‌های دارای آرماتور جانبی

ردیف	تیر	آرماتور	U_{test}	U_{test}/U_{Eq1}	U_{test}/U_{Eq9}	U_{test}/U_{CAN}
[۷]	G50N-A8	SC	۳/۶۰	۰/۷۹	۱/۱۳	۰/۵۸
	G70N-A9	SC	۳/۲۸	۰/۸۰	۱/۱۲	۰/۵۱
	G80N-A10	SC	۳/۳۰	۰/۸۷	۱/۲۰	۰/۵۳
	G110N-A11	SC	۲/۵۶	۰/۷۴	۱/۰۱	۰/۴۱
	G70L-A25	SC	۲/۹۵	۰/۷۲	۱/۱۱	۰/۴۶
	G70N-A26	SC	۳/۲۸	۰/۸۰	۱/۱۲	۰/۵۱
	G70M-A27	SC	۳/۷۹	۰/۹۱	۰/۹۴	۰/۵۸
	G70N-KW28	SC	۲/۸۳	۰/۷۰	۰/۹۷	۰/۵۸
	G70N-FX29	SC	۳/۱۸	۰/۸۱	۱/۱۲	۰/۶۷
	G70N-KX30	SC	۳/۲۸	۰/۸۰	۱/۱۲	۰/۵۱
	G70N-PX31	SC	۲/۹۱	۰/۷۰	۰/۹۷	۰/۴۵
	G70N-KY32	SC	۳/۶۱	۰/۸۹	۱/۲۴	۰/۵۷
	G70N-KY33	SC	۳/۲۲	۰/۷۷	۱/۰۸	۰/۴۹
میانگین			-	۰/۷۹	۱/۰۹	۰/۵۳
انحراف معیار			-	۰/۰۷	۰/۰۹	۰/۰۷
[۱۱]	A460-1	HW	۳/۷۳	۰/۹۱	۱/۲۸	۰/۵۹
	A460-2	HW	۳/۸۳	۰/۹۴	۱/۳۱	۰/۶۱
	A540-1	HW	۲/۵۲	۰/۶۵	۰/۹۰	۰/۴۰
	A540-2	HW	۳/۳۵	۰/۸۷	۱/۲۰	۰/۵۳
	B-675-1	HW	۳/۱۱	۰/۸۲	۱/۱۷	۰/۴۹
	B-675-2	HW	۳/۱۴	۰/۸۲	۱/۱۸	۰/۵۰
	B-870-1	HW	۲/۴۴	۰/۶۹	۰/۹۸	۰/۳۸
	B-870-2	HW	۲/۶۴	۰/۷۵	۱/۰۶	۰/۴۲
	میانگین		-	۰/۸۱	۱/۱۴	۰/۴۹
	انحراف معیار		-	۰/۱۰	۰/۱۴	۰/۰۹
[۳]	R1.25L20-C	G	۴/۱۸	۰/۷۴	۱/۰۱	۰/۷۹
نویسنده	B-2	R	۳/۲۰	۰/۷۲	۰/۹۵	۰/۹۳
	B-3	R	۴/۱۸	۰/۹۴	۱/۱۲	۱/۱۸
	B-4	R	۵/۱۸	۱/۱۶	۱/۰۷	۱/۳۶
	B-5	R	۴/۳۱	۱/۱۱	۱/۳۱	۱/۳۹
	B-6	R	۵/۱۴	۱/۳۲	۱/۳۶	۱/۵۹
	B-7	R	۶/۲۲	۱/۶۰	۱/۱۹	۱/۷۴
	B-8	R	۴/۱۹	۰/۸۱	۰/۹۷	۱/۰۲
	B-9	R	۵/۱۴	۱/۰۰	۱/۰۳	۱/۲۱
	B-10	R	۶/۶۴	۱/۲۹	۰/۹۶	۱/۴۱
	میانگین		-	۱/۱۰	۱/۱۱	۱/۳۱
کل	انحراف معیار		-	۰/۲۷	۰/۱۵	۰/۲۶
	میانگین		-	۰/۸۸	۱/۱۰	۰/۷۵
	انحراف معیار		-	۰/۲۱	۰/۱۲	۰/۴۰

NOTE: SC=Sand Coated, HW=Helical Wrapped, G=Grooved, R=Ribbed

مقاومت پیوستگی نمونه‌های بدون آرماتور جانبی به دست آمد.

شکست از نوع شکافت بود و از نمونه‌های دارای طول وصله زیاد چشم‌پوشی شد.

برای هر یک از ۳۰ نمونه ۱۰۰۰ نمونه شبیه‌سازی شده به روش مونت کارلو تولید شد. برای انجام شبیه‌سازی، نوع توزیع متغیرهای تصادفی A_{tr} و S نرمال در نظر گرفته شده‌اند [۵]. میانگین و انحراف معیار A_{tr} و S ، به ترتیب، از مراجع [۱۳] و [۵] تعیین شدند. علاوه بر این، توزیع f_{yt} از نوع لوگ نرمال [۱۲]، [۱۳] و میانگین و انحراف معیار آن از مرجع [۱۲] تعیین شد. با انجام تحلیل قابلیت اعتماد و با فرض این احتمال که نسبت U_{test}/U_{pre} کمتر از یک (احتمال شکست)، برابر با ۰/۲۲٪ شود [۲] مقدار β برای نمونه‌های هراجیلی و ابونیاچ [۳] برابر با ۰/۰۸، برای نمونه‌های آلی [۷]، برابر با ۰/۱۷، برای نمونه‌های تیقاتر [۱۱]، برابر با ۰/۰۳ و برای نمونه‌های نویسندگان این مقاله، برابر با ۰/۲۱ به دست آمد. بنابراین می‌توان رابطه (۸) را بسته به مشخصات سطح ظاهری آرماتور به صورت رابطه (۹) بازنویسی نمود:

$$u = \frac{0.083}{\alpha} \sqrt{f'_c} (2.36 + 0.177 \frac{C}{d_b} + 59 \frac{d_b}{L_d} + 0.03 f_R \frac{A_{tr} f_{yt}}{s d_b}) \quad (9)$$

که مقدار f_R در نمونه‌های آج‌دار این برنامه آزمایشگاهی ۷/۰۰، در نمونه‌های ماسه‌پاشی شده آلی ۵/۶۷، در نمونه شیاردار هراجیلی ۲/۶۷ و در نمونه‌های با الیاف دورپیچ تیقاتر ۱/۰۰ است.

نتایج مقایسه بین رابطه پیشنهادی (۹) و ضوابط آیین‌نامه‌ای [۲] ACI 440.1R-06 و [۱۰] CAN/CSA-S6-00 در نمونه‌های دارای آرماتور جانبی وصله در جدول (۴) ارائه شده است. مقادیر میانگین و انحراف معیار نسبت U_{test}/U_{Eq9} در رابطه پیشنهادی به ترتیب مقادیر ۱/۱۰ و ۰/۱۲ به دست آمد. مقایسه مقادیر میانگین و انحراف معیار رابطه پیشنهادی (۹) با ضوابط آیین‌نامه‌ای نشان داد، این رابطه با دقت خوب و بهتر از ضوابط آیین‌نامه‌ای [۲] ACI 440.1R-06 و [۱۰] CAN/CSA-S6-00 مقاومت پیوستگی آرماتورهای FRP را پیش‌بینی می‌نماید.

در جدول (۵) نسبت تنش پیوستگی آزمایشگاهی به محاسباتی حاصل از رابطه (۹) و نسبت تنش پیوستگی به محاسباتی حاصل از رابطه (۱) و نسبت تنش پیوستگی آزمایشگاهی به محاسباتی حاصل از آیین‌نامه کانادا، آمده است. میانگین نسبت U_{test}/U_{Eq9} در تمام نمونه‌ها برابر با ۱/۱۰ و انحراف معیار ۰/۱۲ است. این مقادیر نشان می‌دهند که رابطه پیشنهادی با دقت خوبی و بهتر از ضوابط آیین‌نامه‌ای، مقاومت پیوستگی آرماتورهای FRP را پیش‌بینی می‌نماید.

- Harajli, M., and Abouniaj, M., "Bond Performance of GFRP Bars in Tension: Experimental Evaluation and Assessment of ACI 440 Guidelines", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 14, No. 6, pp. 659-668, 2010.
- Mosley, C.P., Tureyen, A.K., and Frosch, R.J., "Bond Strength of Nonmetallic Reinforcing Bars", *ACI Structural Journal*, Vol. 105, No. 5, pp. 634-642, 2008.
- Darwin, D., Idun, E.K., Zou, J., and Tholen, M.L., "Reliability - Based Strength Reduction Factor for Bond", *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 4, pp. 434-443, 1998.
- Wambeke, B., and Shield, C., "Development Length of Glass Fiber Reinforced Polymer Bars in Concrete", *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 1, pp. 11-17, 2006.
- Aly, R., "Experimental and Analytical Studies on Bond Behavior Of Tensile Lap Spliced FRP Reinforcing Bars in Concrete", Ph.D Thesis, University of Sherbrook, Canada, 2005.
- Orangun, C.O., Jirsa, J.O., and Breen, J.E., "Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices", *ACI JOURNAL*, Proceedings Vol. 74, No. 3, pp. 114-122, 1977.
- Mosley, C.P., "Bond Performance of Fiber Reinforcing Plastic (FRP) Reinforcement in Concrete", MS. Thesis, Purdue University, West Lafayette, Ind, 2002.
- CAN/CSA-S6-00, "Canadian Highway Bridge Design Code", Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada, pp. 192, 2000.
- Tighiouart, B., Benmokrane, B., and Mukhopadhyaya, P., "Bond Strength of Glass FRP Rebar Splices in Beams under Static Loading", *Construction and Building Materials*, Vol. 13, pp. 383-392, 1999.
- Val, D.V., and Chernin, L., "Serviceability Reliability of Reinforced Concrete Beams with Corroded Reinforcement", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 135, No. 8, pp. 896 - 905, 2009.
- [۳] سپس با انجام ۱۳ آزمایش تیری وصله‌دار، نشان داده شد که آرماتور جانبی عامل مهمی در پیوستگی به شمار می‌رود و اثر آن باید در محاسبات مقاومت پیوستگی در نظر گرفته شود. بر این اساس و به کمک روش مونت کارلو و نتایج آزمایش، رابطه‌ای برای محاسبه مقاومت پیوستگی در نمونه‌های تیری وصله‌دار ارائه شد. بر اساس این مطالعه نتایج زیر حاصل شد:
- [۴] (۱) آرماتورگذاری جانبی وصله در نمونه‌های ساخته شده از آرماتورهای ماسه‌پاشی شده باعث تغییر شکل شکست از حالت شکافت به بیرون کشیدگی می‌شود. در نمونه‌های دارای شکل شکست بیرون کشیدگی، لغزش آرماتورها از درون بتن باعث افزایش شکل پذیری نسبت به نمونه بدون وصله می‌شود. علاوه بر این لغزش آرماتور در نمونه‌های ساخته شده از آرماتورهای GFRP ماسه‌پاشی شده باعث افزایش شکل پذیری نمونه‌ها نسبت به نمونه‌های ساخته شده از آرماتورهای آج‌دار می‌شود. در نمونه‌های آج‌دار حضور آرماتورگذاری جانبی وصله باعث محدود شدن ترک‌های شکافت به قسمت زیرین تیر می‌شود.
- [۵] (۲) اثر آرماتورگذاری جانبی بر مقاومت پیوستگی نمونه‌های تیری وصله‌دار مسلح به آرماتورهای GFRP، به مشخصات سطح ظاهری آرماتور وابسته است. به طوری که آرماتور جانبی وصله در تیرهای وصله‌دار مسلح به آرماتورهای GFRP آج‌دار باعث افزایش مقاومت پیوستگی می‌شود و آرماتورگذاری جانبی در تیرهای مسلح به آرماتورهای ماسه‌پاشی شده تغییر قابل توجهی در مقاومت پیوستگی ایجاد نمی‌نماید.
- [۶] (۳) در رابطه پیشنهادی برای محاسبه مقاومت پیوستگی وصله آرماتورهای GFRP اثر آرماتورگذاری جانبی وصله در نظر گرفته شده است. مقدار میانگین و انحراف معیار نسبت مقاومت پیوستگی حاصل از نتایج آزمایش به مقادیر حاصل از رابطه پیشنهادی و آیین‌نامه‌ها محاسبه شده است. مقدار میانگین حاصل از رابطه پیشنهادی ۱/۱۰ با انحراف معیار ۰/۱۲ به دست آمده است. رابطه پیشنهادی علاوه بر این که همبستگی خوبی با نتایج آزمایش موجود دارد، نسبت به سایر روابط نیز جواب‌های به مراتب بهتری ارائه می‌نماید.
- [۷] - مراجع
- [۸] He, Z., and Tian, G., "Reliability Based Bond Design for GFRP-Reinforced Concrete", *Material and Structures*, in press, 2011.
- [۹] American Concrete Institute (ACI)., "Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars", ACI440.1R-06, Farmington Hills, Mich, 2006.

[۱۳] Lee, J.O., Yang, Y.S., and Ruy, W.S. , “A Comparative Study on Reliability - Index and Target - Performance-Based Probabilistic Structural Design Optimization”, Computers and Structures, Vol. 80, pp. 257 – 269, 2002.



A Modification to ACI 440.1R-06 Equation for Determining the Bond Strength of GFRP Bars Using Reliability Analysis

M. Rakhshani Mehr¹, M. R. Esfahani^{2*}, S. R. Mousavi³

1- Ph.D Student, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University, Mashhad, Iran

2- Professor, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University, Mashhad, Iran

3- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran

(Received 19 Oct 2011; Accepted 30 Jan 2013)

ABSTRACT

ACI 440.1R-06 Code overestimates the bond strength of lap-spliced FRP reinforced concrete beams. In this code, the effect of transverse reinforcement along the splice length on bond strength is not taken into account. In this paper, ACI 440.1R-06 equation was modified for calculating the bond strength of spliced bars in specimens without transverse reinforcement along the splice length using reliability analysis and experimental results. Then, 13 beam specimens were manufactured and tested for evaluating the effect of transverse reinforcement on bond strength. Experimental results show that the influence of transverse reinforcement depends on surface geometries of FRP bars. In this study, the bond strength produced by transverse reinforcement is formulated as a function of surface geometries of bars. This equation is obtained by means of experimental results and Monte Carlo simulation. The bond strength calculated by the proposed equations correlates well with the experimental results in comparison with the values predicted by the code provisions.

KEYWORDS

FRP Bars, Transverse Reinforcement, Reliability Analysis, Monte Carlo Method, Bond Strength

* Corresponding Author, Email: esfahani@um.ac.ir

1- BRIEF INTRODUCTION

The bond strength of GFRP bars is lower than that of steel bars. This depends on several parameters such as: concrete cover, bar diameter, embedment length, surface geometries of GFRP bars, amount of transverse reinforcement along splice zone and modulus of elasticity of reinforcing bars. There are uncertainties in the parameters that should be considered in the bond strength. Wambeke and Shield [1] utilized an approach similar to one used to create the development length equation for steel reinforcing bars and proposed an equation for calculating the average bond strength of GFRP bars. This equation is used for bond strength calculation in the ACI 440.1R-06 [2] guideline. Harajli and Abouniaj [3] compared ACI 440.1R-06 equation with the experimental results of FRP-reinforced spliced beam specimens and concluded that ACI 440.1R-06 equation overestimates the bond strength of these types of specimens. In this paper, ACI 440.1R-06 equation is modified and the effect of transverse reinforcement is taken into account in the modified equation.

2- MODIFICATION FACTOR FOR SPECIMENS WITHOUT TRANSVERSE REINFORCEMENT

A comparison has been made between available test results and ACI 440.1R-06 equation. It is observed that this equation overestimates the bond strength of specimens with no transverse reinforcement. In other words, the bond failure is highly probable if ACI 440.1R-06 equation is used for design of GFRP spliced concrete beams. In order to reduce the probability of bond failure of ACI 440.1R-06 equation, the bond strength of this equation should be multiplied by a strength reduction factor ϕ_b as follows:

$$\frac{u}{0.083\sqrt{f'_c}} = \phi_b \frac{1}{\alpha} (4.0 + 0.3 \frac{C}{d_b} + 100 \frac{d_b}{L_d})$$

In Eq. (1), u is the bond strength between the GFRP bar and concrete in MPa, f'_c is the compressive strength of concrete in MPa, C is the distance from the bottom cover to the center of the bars or half the distance between the centers of spliced bars in mm, whichever is smaller, d_b is the diameter of the bar in mm, L_d is the embedment length of the reinforcement inside the concrete in mm, α is the factor of top bars effect. The results of test specimens with no transverse reinforcement from literature [3], [4] and [5] were used to determine the value of ϕ_b so that the probability of a test to predicted ratio less than 1.0 was 0.22. Using the Monte Carlo method, a total of 1000 simulated specimens were produced for each of the test specimens. Using the results of these

simulations the value of ϕ_b was calculated to be 0.59.

3- EXPERIMENTAL SPECIMENS

In the experimental part of the study, thirteen lap-spliced beam specimens with the dimensions of 150×200×2300 mm were manufactured and tested. The parameters of concrete compressive strength, amount of transverse reinforcement over the splice length, the diameter of longitudinal bars, and the surface properties of GFRP bars were selected as the variables for the specimens. The main parameter investigated in the test program was the amount of transverse reinforcement along the splice length in the different cases. The structural details of test specimens are shown in Table 1. The specimens were designed so that the bond failure mode governs.

Test	Surface geometry	f'_c (MPa)	d_b (mm)	L (mm)	S (mm)	E_{frp} (GPa)
B-1	Ribbed	40	16	400	-	60
B-2					150	60
B-3					100	60
B-4					50	60
B-5					150	60
B-6		40	12	400	100	60
B-7					50	60
B-8					150	60
B-9		70	12	400	100	60
B-10					50	60
B-11	Sand coated	40	10	180	-	37
B-12					80	37
B-13					22	37

Table 1-Details of test specimens

Fig.1 shows that in the specimen without transverse reinforcement and with lower amount of transverse reinforcement such as Specimen B-8, splitting failure occurred at the bottom and sides of the specimen (Fig.1a). In addition, with a decrease in the spacing of transverse reinforcement along the splice zone, splitting cracks appeared only at the bottom of the beam (Fig.1b). The sand coated GFRP-reinforced specimens which have transverse reinforcement along splice length failed by pullout mode of bond failure (Fig.1c).

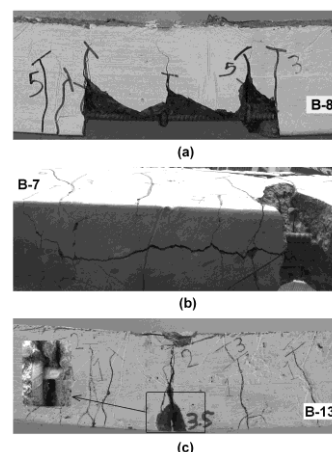


Fig. 1- bond failure states of specimens.

4- THE EFFECT OF TRANSVERSE REINFORCEMENT

The load versus mid-span displacement relationships for all specimens are presented in Fig.2. Specimens demonstrated in Fig.2a are reinforced with ribbed GFRP bars with a diameter of 16 mm and concrete with strength of 40 MPa. The only variable in these specimens is the spacing of the transverse reinforcement. While the Specimen B-1 has not transverse reinforcement, the spacing of transverse bars in the other specimens range from 50 mm to 150 mm. Considering Fig.2a, it can be concluded that the ultimate force and the bond strength increase as the transverse reinforcement is increases. This fact can be concluded by figs. 2b and 2c.

The effect of transverse reinforcement on spliced sand-coated bars can be evaluated by comparing the load versus displacement relationships of specimens shown in Fig.2d. It is observed that in specimens reinforced with sand-coated bars, transverse reinforcement has no considerable effect on the ultimate force and bond strength of the spliced beam specimen. Considering the discussions on the influence of transverse reinforcement on the bond strength of GFRP bars, it can be concluded that the surface properties of the reinforcing bars should be taken into account in bond strength equations. The bond strength of

GFRP-reinforced spliced beam specimens with transverse reinforcement in the splice zone can be given by:

$$u = u_c + u_{tr} \quad (2)$$

where u_c is the bond strength of spliced bars without transverse reinforcement and u_{tr} is the portion of the bond strength contributed by transverse reinforcement. The parameter representing the effect of transverse reinforcement is a function of the transverse bar's cross section (A_{tr}), the transverse bar's yield stress (f_{yt}), the spacing between the transverse reinforcements (S) and the diameter of the tensile reinforcement (d_b) as follows:

$$u = \frac{1}{\alpha} \left[0.083 \sqrt{f'_c} \left(2.36 + 0.177 \frac{C}{d_b} + 59 \frac{d_b}{L_d} + \beta \frac{A_{tr} f_{yt}}{S d_b} \right) \right] \quad (3)$$

Similar to the previous section, the Monte Carlo method was used to obtain the coefficient β . Using reliability analysis, the value of β was calculated to be 0.08 for the specimens tested by Harajli and Abouniaj [3], 0.17 for those tested by Aly [5] and 0.21 for the specimens tested in this study. The average value and the standard deviation of the $u_{test}/u_{Eq.3}$ ratio are equal to 1.10 and 0.12, respectively. In addition, the results of the proposed equation (Eq. 3) are compared to those of available design codes. The comparison indicates that Eq. (3) provides a reasonable and conservative estimate for the bond strength of spliced GFRP reinforcing bars.

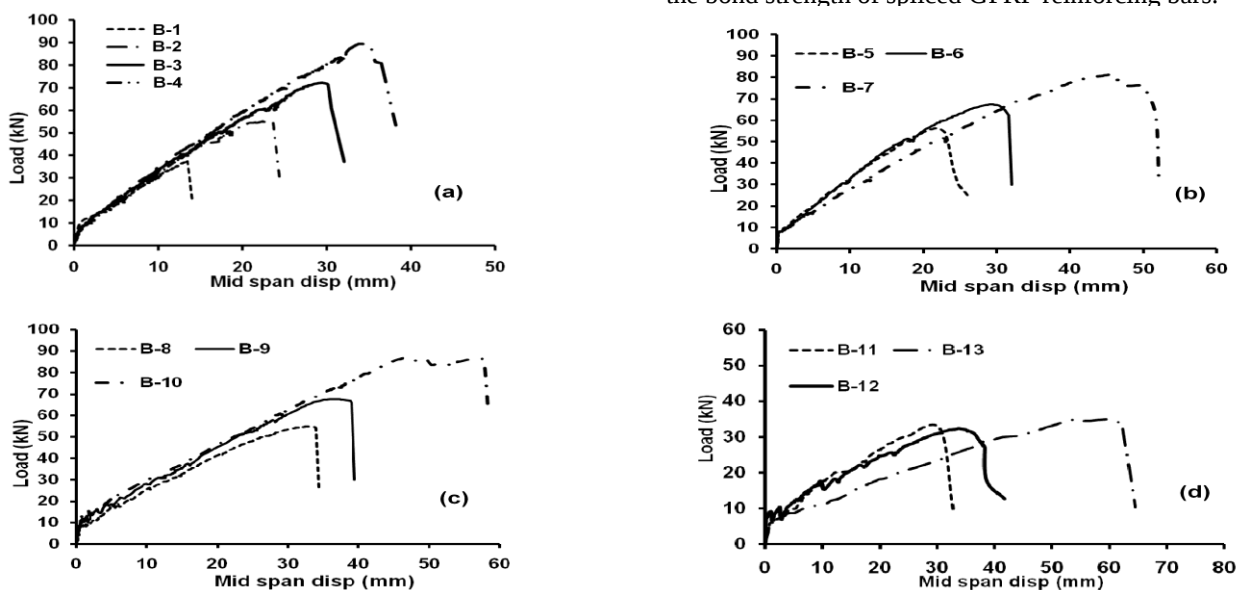


Fig. 2- Load-displacement relationships of test Specimens

5- CONCLUSION

The objective of this research was to investigate the bond strength and of concrete beams reinforced with lap-spliced GFRP bars. Thirteen beam specimens were manufactured and tested. Also, the

results of other beam specimens tested by past researchers were used in the study. A comparison of the test results with the ACI 440.1R-06 code provisions was carried out. Based on the study, the following conclusions are drawn:

1. The effect of transverse reinforcement on the bond strength of spliced GFRP bars in beams depends on the surface properties of the reinforcing bars. In the case of ribbed GFRP bars, transverse reinforcement increases the bond strength of spliced bars. However, it does not have considerable effect on the bond strength of spliced sand-coated GFRP bars.

3. Transverse reinforcement is an important factor affecting the bond strength of spliced bars in beams. Using the Monte Carlo simulation, an equation was proposed for the bond strength of the spliced GFRP reinforcing bars in concrete beams. It was shown that this equation presents better results in comparison with the available design code provisions.

6- REFERENCES

- [1] Wambeke, B., and Shield, C., "Development Length of Glass Fiber Reinforced Polymer Bars in Concrete", ACI Structural Journal, Vol. 103, No. 1, pp. 11-17, 2006.
- [2] American Concrete Institute (ACI). "Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars", ACI440.1R-06, Farmington Hills, Mich, 2006.
- [3] Harajli, M., and Abouniaj, M., "Bond Performance of GFRP Bars in Tension: Experimental Evaluation and Assessment of ACI 440 Guidelines", Journal of Composites for Construction, Vol. 14, No. 6, pp. 659-668, 2010.
- [4] Mosley, C.P., Tureyen, A.K., and Frosch, R.J., "Bond Strength of Nonmetallic Reinforcing Bars", ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 5, pp. 634-642, 2008.
- [5] Aly, R., "Experimental and Analytical Studies on Bond Behavior Of Tensile Lap Spliced FRP Reinforcing Bars in Concrete", Ph.D Thesis, University of Sherbrook, Canada, 2005.