

بررسی آزمایشگاهی رفتار برشی تیرهای عمیق با جایگزینی بتن مسلح کامپوزیتی الیافی بجای بتن معمولی

ابوذر حمزه نژادی

دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

محمد کاظم شربتدار *

دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

علی خیرالدین

استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

چکیده

استفاده از بتن‌های ویژه و توانمند در سازه‌های بتنی به علت دارا بودن خصوصیات منحصر به فرد، رو به گسترش می‌باشد. یکی از روش‌های غلبه بر این مشکل مسلح کردن بتن به الیاف می‌باشد که سبب تشکیل ترک‌های ریز چندگانه می‌گردد که مشخصه اصلی تأمین شکل‌پذیری کششی مصالح HPFRCC است. با توجه به بررسی عمده استفاده از این مصالح بر روی رفتار خمشی و توجه کمتر به رفتار برشی، در این تحقیق اقدام به بررسی رفتار برشی این مصالح در تیرهای عمیق شده است. در این راستا پاسخ تجربی تعداد ۵ تیر شامل تیرهای ساده عمیق مسلح بتن کامپوزیتی الیافی تحت بار متمرکز در وسط دهانه با نسبت دهانه برشی به عمق ۰/۷۵ مورد بررسی قرار گرفته است. تیرهای عمیق گروه اول با درصد متفاوت الیاف ۰، ۱ و ۲ درصد و تیرهای گروه دوم با الیاف فولادی ۰ و ۲ درصد ساخته شدند. نمونه‌های گروه اول فاقد آرماتور برشی جان و نمونه‌های گروه دوم دارای آرماتور برشی جان می‌باشند. پس از انجام آزمایشات، ملاحظه گردید که با افزایش درصد الیاف فولادی در تیرهای عمیق، ظرفیت باربری و همچنین شکل‌پذیری نمونه‌ها به میزان قابل توجهی افزایش یافت. افزایش درصد الیاف و همچنین اضافه نمودن آرماتورهای برشی، میزان ضریب شکل‌پذیری برشی را افزایش می‌دهد. از طرفی ملاحظه گردید، نمونه‌های F2 در گروه دوم که دارای آرماتور برشی جان می‌باشند، نسبت به نمونه مشابه در گروه اول (فاقد آرماتور برش جان)، دارای ضریب شکل‌پذیری حدود ۹ درصد بیشتر می‌باشند.

واژه‌های کلیدی: تیر عمیق، بتن الیافی، الیاف فولادی، بتن کامپوزیتی الیافی.

* نویسنده مسئول: msharbatdar@semnan.ac.ir

۱- مقدمه

با توجه به آخرین فناوری‌ها و موقعیت مکانی آن‌ها در سازه بکار می‌رود. استفاده از مصالح با عملکرد بالا به جای مصالح متداول از مدت‌ها پیش مدنظر پژوهشگران قرار گرفته و مطالعات بسیاری را به خود اختصاص داده است. این مصالح علاوه بر افزایش ظرفیت سازه‌ها در برابر زلزله، به تأمین پایایی بیشتر سازه‌ها در برابر عوامل مضر محیطی نیز کمک می‌کنند. در این پژوهش، واژه با عملکرد بالا^۲ به رده‌ی خاصی از مصالح بتن الیافی اطلاق می‌شود که دارای رفتار سخت‌شوندگی کرنش^۴ تحت کشش پس از بروز اولین ترک خوردگی‌ها هستند، که همراه با شکل‌گیری ترک‌های چندگانه^۵ و رسیدن به کرنش‌های نسبتاً زیاد است. یکی از این مصالح با عملکرد بالا که در سالیان اخیر، پیشرفت چشمگیری داشته، کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی با عملکرد بالا^۶ می‌باشد. در دهه‌ی ۱۹۶۰، رامولدی^۷ و همکاران بررسی تأثیر الیاف فولادی بر کاهش شکنندگی بتن را در دستور کار قرار دادند [۴ و ۵]. بیشتر اعضای ساخته شده با این مصالح، شامل ملات سیمانی بدون درشت‌دانه هستند و به همین دلیل ملات یا خمیر سیمانی مسلح شده توسط الیاف نام‌گرفته‌اند [۷ تا ۱۶]. کار برد بتن‌های الیافی با توجه به ویژگی‌های آنها روز به روز در حال توسعه می‌باشد. توسع این مصالح منجر به تدوین برخی از آیین‌نامه‌ها در خصوص بتن‌های الیافی شده است.

بتن با مقاومت بالا (توانمند) به بتن‌های اطلاق می‌شود که دارای مقاومت فشاری بالاتر از ۴۲ مگاپاسکال باشند [۱۷]. امروزه در دنیا انواع بسیار متنوعی از الیاف برای کاربردهای گوناگون در بتن وجود دارد که یکی از پرکاربردترین آن‌ها، الیاف فولادی می‌باشد. الیاف فولادی دارای مدول الاستیسیته و کرنش شکست بالایی بوده که با توجه به قابلیت شکل‌پذیری مناسب و مقاومت کششی بالا از مناسب‌ترین نوع الیاف به حساب می‌آید. این نوع الیاف به اشکال ظاهری گوناگون (مستقیم، انتهای قلاب‌دار، دندانه‌دار و ...) جهت بهبود رفتار بتن ساخته می‌شود و از دیگر امتیازات این الیاف، اختلاط ساده با دیگر مواد مانند بتن می‌باشد. تحقیقاتی نیز در خصوص کاربرد بتن‌های کامپوزیتی الیافی و همچنین بر روی کاربردهای عملی آن در سازه‌ها انجام گرفته است اما این مطالعات

برخی از اعضای خمشی بتن مسلح مانند تیرها، دارای نسبت ارتفاع به دهانه بیش از حد معمول بوده و ضخامت آن‌ها در مقایسه با ارتفاع ناچیز است. در این المان‌ها که با نام تیر عمیق شناخته می‌شوند، نیروهای خارجی و واکنش‌های تکیه‌گاهی واقع در صفحه‌ی عضو نیز حالت تنش صفحه‌ای را ایجاد می‌نمایند. تیرهای عمیق بتن مسلح که یکی از مهم‌ترین اعضای بتنی در سازه‌های ساختمانی و غیر ساختمانی به شمار می‌روند، در مقایسه با تیرهای معمولی رفتار پیچیده و متفاوتی دارند. این پیچیدگی بیشتر شامل حالت گسیختگی غالب، یعنی شکست برشی آن‌ها می‌باشد. از این‌رو در آئین‌نامه‌های مختلف تحلیل و طراحی سازه‌های بتن مسلح ضوابط جداگانه‌ای ارائه می‌گردد. نمونه‌های تیر عمیق را می‌توان در دیواره مخازن و سیلوهای بتن مسلح، دیوارهای برشی، دال‌های پلیسه‌ای مشاهده نمود. در سکوهای دریایی از فونداسیون‌های جعبه‌ای یا کیسون استفاده می‌گردد که دیواره این پی‌ها به صورت تیر عمیق می‌باشد [۱ تا ۳]. در بعضی موارد این پی‌ها شامل شبکه‌ای از تیرهای عمیق متقاطع هستند که مجموعه آن‌ها بایستی بارسازه را به بستر دریا انتقال دهد. از طرفی ساخت و مدل‌سازی رفتاری کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی^۱ (FRCC) در سال‌های اخیر پیشرفت‌های چشمگیر و زیادی داشته است. عمده‌ی این پیشرفت‌ها به سبب توسعه‌ی هر چه بیشتر ملات^۲، گونه‌های مختلف الیاف، اندرکنش ملات-الیاف، فرایند تولید کامپوزیت، درک مناسب‌تر در خصوص مکانیزم‌های اصلی کنترل رفتار و بهبود مستمر میزان هزینه‌های اجرایی می‌باشد. علاوه بر آن می‌توان به مواردی مانند معرفی نسل جدید مواد افزودنی (فوق روان‌کننده‌ها) با امکان دستیابی به مقاومت‌های بالا همراه با کمترین کاهش در کارایی ملات، کاربرد ریز پرکننده‌ها مثل دوده سیلیسی و خاکستر بادی و فهم بهتر از چگونگی تأثیر آن‌ها بر تخلخل، مقاومت و دوام ملات اشاره نمود. این موارد همگی باعث پیشرفت‌های اساسی در ساخت و مدل‌سازی رفتار این کامپوزیت‌ها شده‌اند. نسبت دادن واژه‌های پیشرفته یا با عملکرد بالا به مصالح مهندسی، بیانگر تفاوت آن‌ها با مصالح متداول و معمولی است که

^۵ Multiple Cracking^۶ High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites^۷ Romauldi^۱ Fiber Reinforced Cement based Composites^۲ Mortar^۳ High Performance^۴ Strain Hardening

از فولاد جان، V_u مقاومت برشی طراحی در مقطع بحرانی و ϕ ضریب کاهش برای برش ۰/۸۵ می‌باشد.

$$V_n = V_c + V_s \quad (1)$$

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2)$$

$$V_n < 0.177 \left(10 + \frac{L_n}{d} \right) \sqrt{f'_c} bd \quad 2 \leq \frac{L_n}{d} < 5 \quad (3)$$

$$V_n < 2.12 \sqrt{f'_c} bd \quad \frac{L_n}{d} < 2 \quad (4)$$

در روابط فوق f'_c مقاومت مشخصه استوانه بتنی بر حسب مگاپاسکال $(0.85 f_{cu})$ ، L_n دهانه آزاد تیر، b عرض تیر بر حسب میلیمتر و d عمق مؤثر تیر بر حسب میلیمتر می‌باشد. مقاومت برشی ناشی از بتن طبق رابطه ۵ محاسبه می‌شود.

$$V_c = (3.5 - 2.5 M_u / V_u d) (0.5 f'_c + 175 p_w V_u d / M_u) bd$$
 در رابطه فوق M_u لنگر خمشی ناشی از بار طراحی در مقطع بحرانی و $p_w = A_s / bd$ نسبت فولاد مصرفی تیر است. همچنین طبق ضوابط مبحث نهم مقررات ملی، ضوابط تیرهای عمیق برای تیرهایی که نسبت دهانه به عمق مؤثر آن‌ها کوچک‌تر از ۲ باشد و نیروهای خارجی در وجه فشاری مقابل که روی تکیه‌گاه می‌نشینند وارد آید به طوری که امکان به وجود آمدن بازوهای فشاری از سمت بار به سمت تکیه‌گاه موجود باشد، کاربرد دارد. مقدار V_r مجموع مقاومت برشی بتن V_c و مقاومت برشی آرماتور V_s می‌باشد. V_c نیروی برشی مقاوم نهایی بتن، مطابق با ضوابط مبحث نهم از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$V_c = (3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d}) (0.19 \phi_c \sqrt{f'_c} + 12 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) bd \quad (5)$$

۴- برنامه آزمایشگاهی

۴-۱- مشخصات مصالح

جهت شبیه‌سازی مقاومت بتن در ساختمان‌های موجود ساخته شده با تیر عمیق بتن مسلح، طرح اختلاطی جهت حصول میانگین مقاومت فشاری ۲۸ روزه ۶۰ MPa طراحی گردید. میانگین واقعی مقاومت فشاری با استفاده از آزمایش‌های فشاری روی نمونه‌های استوانه‌ای تعیین می‌شود. آرماتورهای فولادی کششی و فشاری از نوع میلگرد آجدار رده AIII با مقاومت تسلیم میانگین حاصل شده از آزمایش‌های کشش تک محوری، برابر با ۴۹۴ MPa و میلگردهای

به اندازه تحقیقات مربوط به شناخت رفتار خود مصالح، گسترده نبوده و نیازمند انجام کارهای تحلیلی و آزمایشگاهی فراوان است.

۲- ضرورت انجام تحقیق

کامپوزیت‌های مسلح الیافی گونه‌ای از مصالح بتنی با پایه سیمانی می‌باشند که دارای رفتاری به مراتب بهتر از بتن‌های معمولی می‌باشند. رفتار بسیار ترد بتن‌های معمولی همواره یکی از ضعف‌های عمده این نوع مصالح به شمار می‌آید. تردی و شکنندگی بتن موجب بروز ترک‌های متعدد در نواحی کششی و کاهش عمر سازه به دلیل نفوذ عوامل مخرب به درون بتن و خوردگی آرماتورها می‌شود. افزایش مقاومت خمشی و کششی بتن‌های کامپوزیتی الیافی یک مزایای استفاده از الیاف در بتن می‌باشد. افزایش مقاومت خمشی و کششی تا حدود ۴ برابر بتن معمولی، بسیاری از خصوصیات رفتاری این نوع از بتن‌ها را بهبود می‌بخشد [۱۸].

در تعدادی از مقالات که اخیراً منتشر شده است، پیشنهادهایی برای استفاده بتن الیافی مطرح گردیده است و روابطی نیز برای تعیین ظرفیت نهایی تیرهای عمیق ارائه شده است اما تیرهای عمیق ساخته شده از کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی تاکنون مورد توجه قرار نگرفته و کارهای عددی و آزمایشگاهی بسیار کمی در ارتباط با رفتار برشی تیرهای عمیق ساخته شده از این مصالح صورت گرفته است. از آنجائی که تاکنون جهت ساخت و مقاوم‌سازی تیرهای عمیق از بتن کامپوزیتی الیافی کمتر استفاده شده است، به کارگیری این مصالح نوعی نوآوری محسوب می‌گردد، لذا مطالعات بیشتر بر روی مباحث سازه‌ای و کاربردی این مصالح و رفتار برشی تیرهای عمیق ساخته شده با این مصالح با عملکرد بالا حائز اهمیت می‌باشد.

۳- ضوابط طراحی آیین‌نامه‌ای

آیین‌نامه ACI-318 [۱۹]، تیر با نسبت دهانه به عمق مؤثر $\frac{L_n}{d}$ کمتر از ۴ را از دیدگاه برشی به عنوان تیر عمیق تعریف می‌کند. در این آیین‌نامه روشی برای محاسبه مقاومت برشی برای بارگذاری از بالا (دهانه ساده) و فرض بر تأمین ظرفیت برشی تیر توسط بتن و فولاد ارائه شده است. مطابق با روابط ۱ تا ۵ می‌توان ظرفیت برشی تیر عمیق بر اساس آیین‌نامه ACI-318 را محاسبه نمود. در این روابط V_n مقاومت اسمی برش بر حسب مگاپاسکال، V_c مقاومت برشی ناشی از بتن بر حسب مگاپاسکال، V_s مقاومت برشی ناشی

برشی از نوع AI با تنش تسلیم 250 MPa هستند. نسبت‌های وزنی اختلاط مصالح در مورد استفاده که بر مبنای وزن سیمان مصرفی می‌باشد، در جدول ۱ ارائه شده است. این نسبت‌های اختلاط نیز بر مبنای کارهای مشابه که در آن‌ها از روان کننده‌ای استفاده نشده، انتخاب گردیده‌اند. همچنین در جدول ۲ خصوصیات فیزیکی الیاف فولادی مورد استفاده نشان داده شده است.

جدول ۱- نسبت‌های اختلاط مصالح در بتن کامپوزیتی الیافی

شماره	نام طرح اختلاط	نسبت آب به سیمان (W/C)	نسبت سیمان به ماسه (Cement/Sand)	درصد حجمی الیاف
۱	HP-0%	۰/۳۸	۱	۰
۲	HP-1%	۰/۳۸	۱	۱
۳	HP-2%	۰/۳۸	۱	۲

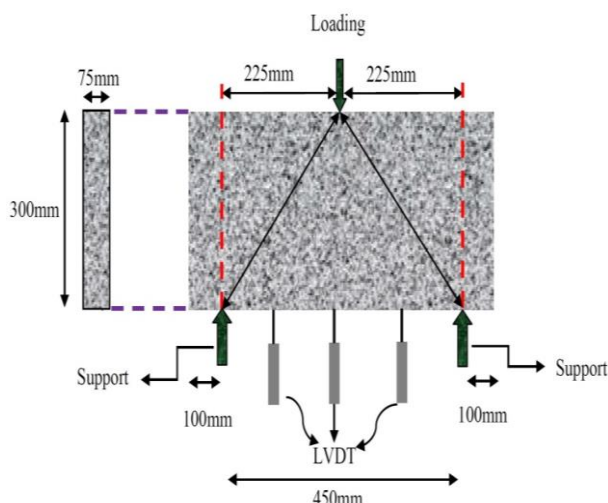
جدول ۲- خصوصیات فیزیکی الیاف فولادی مورد استفاده

مدول الاستیسیته (GPa)	چگالی (Kg/m^3)	L/D	طول (mm)	نوع الیاف
۲۰۰	۷۸۵۰	۶۲/۵	۵۰	فولادی

نوع بدون آج و قطر آج و قطر $6/5$ میلیمتر به عنوان آرماتوربرشی و یک میلگرد به قطر 16 میلیمتر به عنوان میلگرد اصلی کششی استفاده شده است. به منظور ایجاد مهار لازم تیرها از هر طرف 10 سانتیمتر بزرگتر ساخته شده و میلگردها در انتها از سوراخ‌های یک صفحه فولادی به ضخامت 10 mm عبور داده شده‌اند. شمای کلی تیرهای مورد بررسی و سیستم آزمایشگاهی در شکل ۱ نشان داده شده است. ابعاد و مشخصات تیرهای عمیق در این پژوهش در جدول ۳ ارائه گردیده است. در شکل ۲ مشخصات تیرهای ساخته شده آورده شده است.

۲-۴- نمونه‌های آزمایش

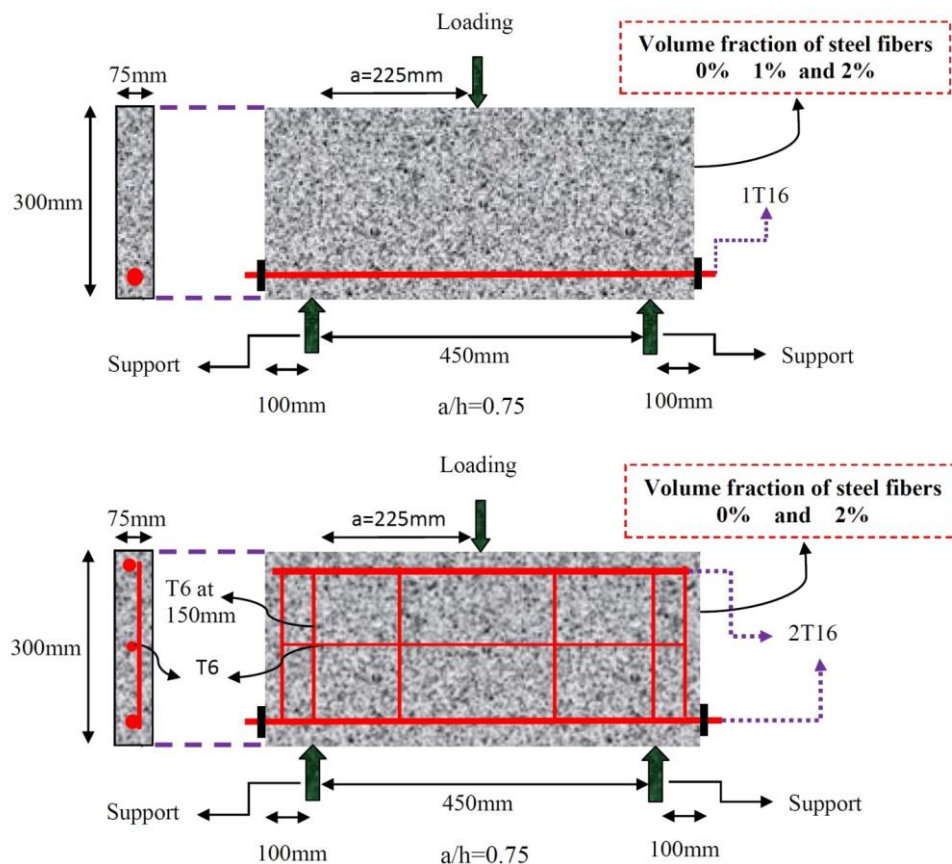
در این پژوهش با توجه به متغیرهای تعریف شده و اهداف مورد بررسی تعداد ۵ نمونه تیر عمیق ساخته شد. تفاوت این تیرها میزان الیاف مورد استفاده و وجود یا عدم وجود آرماتورهای برشی می‌باشد. تمامی تیرها فولاد خمشی به اندازه کافی تعبیه شده تا فروپاشی تیر به صورت برشی صورت بگیرد. نمونه‌ها از نظر آرماتورهای مصرفی کششی و نحوه بارگذاری کاملاً مشابه می‌باشند. تمامی تیرها به صورت متمرکز و از بالای تیر و در وسط دهانه بارگذاری شده‌اند و آرماتورهای مصرفی از



شکل ۱- شمای کلی تیرها و جانمایی تجهیزات

جدول ۳- مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

شماره نمونه	نام تیر	f_c Mpa	$b \cdot h$	درصد حجمی الیاف فولادی	a/H	آرماتورهای طولی اصلی		آرماتورهای برشی عمودی جان			آرماتورهای برشی افقی جان		
						بالا	پایین	ρ_v	S_v mm	d_v mm	ρ_H	S_H mm	d_H mm
۱	R0-F0		75×300	۰	۰/۷۵	-	۱T۱۶	فاقد آرماتور	فاقد آرماتور	فاقد آرماتور			
۲	R0-F1		75×300	۱	۰/۷۵	-	۱T۱۶	فاقد آرماتور	فاقد آرماتور	فاقد آرماتور			
۳	R0-F2		75×300	۲	۰/۷۵	-	۱T۱۶	فاقد آرماتور	فاقد آرماتور	فاقد آرماتور			
۴	R1-F0		75×300	۰	۰/۷۵	۱T۱۶	۱T۱۶	۰/۲۹۵	۱۵	۶/۵	۰/۱۴۸	۱۵	۶/۵
۵	R1-F2		75×300	۲	۰/۷۵	۱T۱۶	۱T۱۶	۰/۲۹۵	۱۵	۶/۵	۰/۱۴۸	۱۵	۶/۵



شکل ۲- الگوی نمونه تیرهای مورد آزمایش

۳-۴- سیستم تست

فولادی به ابعاد ۱۰۰ در ۷۵ به ضخامت ۲۰ میلیمتر استفاده گردیده است. دهانه تیر عمیق فاصله مرکز به مرکز صفحات فلزی تکیه گاهی در نظر گرفته شده است. بارگذاری تیرها با استفاده از جک و با سرعت متوسط و با گام‌های مشخص تا مرحله شکست ادامه یافت. همچنین به منظور اندازه‌گیری کرنش‌های آرماتورهای کششی و برشی، کرنش‌سنج‌هایی بر روی آرماتورها لحاظ گردید.

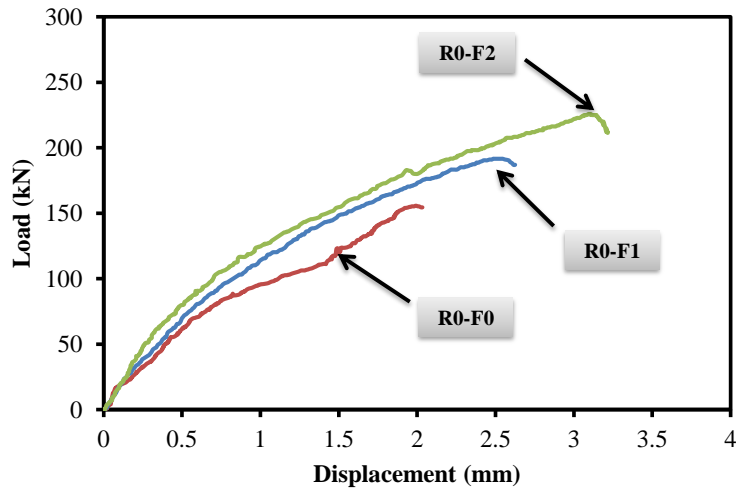
جهت انجام آزمایش، به منظور اعمال بار به صورت متمرکز در وسط دهانه، از جکی به ظرفیت ۵۰۰ KN به همراه تغییر مکان‌سنج‌های خطی (LVDT) استفاده شده است. شرایط تکیه گاهی تیرها دو سر ساده در نظر گرفته شده است. همچنین به منظور جلوگیری از تمرکز تنش و لهدگی تیر در تکیه‌گاه‌ها و نقاط اعمال بار از صفحات

۵- نتایج آزمایش

حداقل می‌باشد. همانطوری که در شکل مشاهده می‌شود، استفاده از الیاف فولادی موجب افزایش ظرفیت باربری نمونه‌های آزمایشگاهی به میزان قابل توجهی شده است. همچنین با افزایش درصد الیاف فولادی در نمونه‌ها، تغییر مکان نهایی قابل تحمل به وسیله نمونه‌های آزمایشگاهی افزایش یافته است. تغییر مکان نهایی برای نمونه دارای ۲ درصد الیاف فولادی ۳/۲۱ میلیمتر می‌باشد که ۵۸ درصد بیشتر از تغییر مکان نمونه R0-F0 است.

۱-۵- رفتار بار-تغییر مکان نمونه‌های فاقد آرماتور برشی

نمودار نیرو - تغییر مکان وسط دهانه برای ۳ نمونه تیر در شکل ۳ نشان داده شده است. مطابق با شکل ۳ نمونه R0-F2 دارای بیشترین ظرفیت باربری به میزان ۲۲۵/۶۹ کیلونیوتن و نمونه R0-F0 دارای کمترین ظرفیت باربری به میزان ۱۵۵/۶۷ کیلونیوتن می‌باشد. مقدار حداکثر ظرفیت باربری نمونه‌ها ۱/۴۴ برابر مقدار

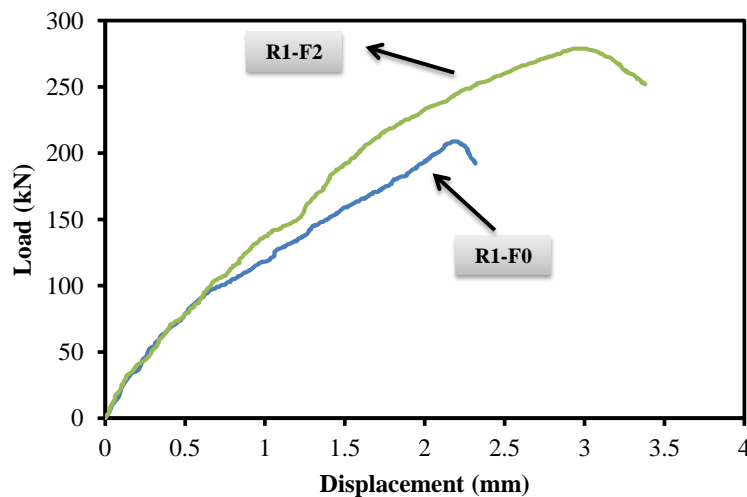


شکل ۳- منحنی بار-تغییر مکان نمونه‌ای گروه اول (فاقد آرماتور برشی جان)

نمونه R1-F2 حدود ۳۳ درصد بیشتر از نمونه R1-F0 است. همچنین تغییر مکان نهایی نمونه R1-F2 به میزان قابل توجهی (حدود ۴۶ درصد) بیشتر از نمونه R1-F0 است. شکل رفتاری و منحنی بار-تغییر مکان هر دو نمونه در این دو گروه تقریباً مشابه می‌باشد. این دو نمونه تا تغییر مکان حدود ۰/۷ میلیمتر دارای رفتاری مشابه هستند.

۲-۵- رفتار بار-تغییر مکان نمونه‌های دارای آرماتور برشی

در این گروه دو نمونه تیر بتنی عمیق قرار دارد. نمونه‌های بتنی از لحاظ ابعاد و اندازه کاملاً با نمونه‌های سری R0 یکسان می‌باشند. تنها تفاوت این نمونه‌ها با نمونه‌های گروه قبلی داشتن آرماتور برشی می‌باشد. مطابق با شکل ۴ در گروه دوم نمونه R1-F2 دارای ظرفیت بالاتری نسبت به نمونه R1-F0 می‌باشد. ظرفیت نهایی

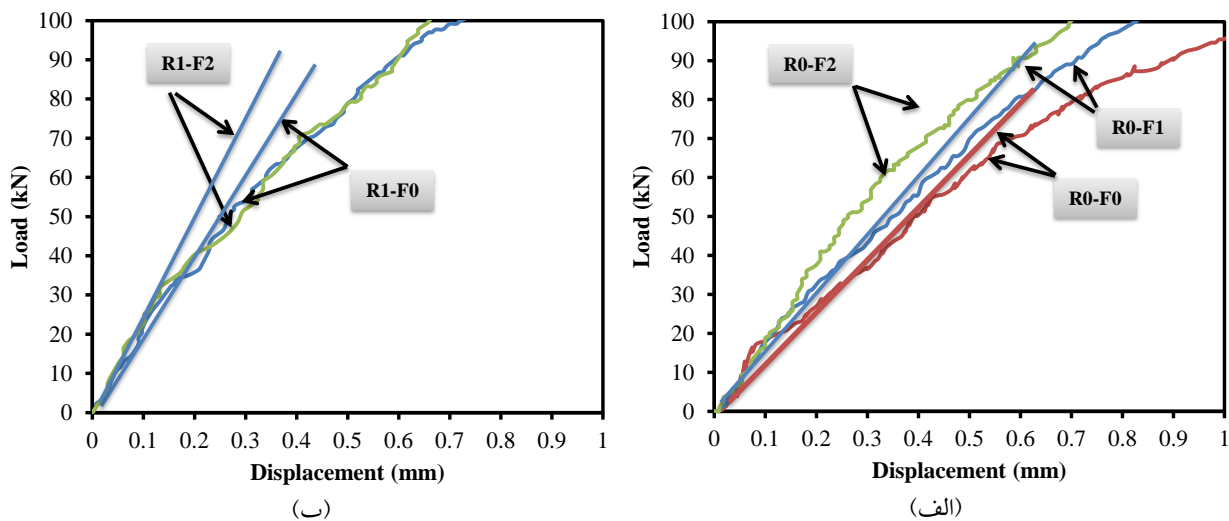


شکل ۴- منحنی بار-تغییر مکان نمونه‌ای گروه دوم (دارای آرماتور برشی جان)

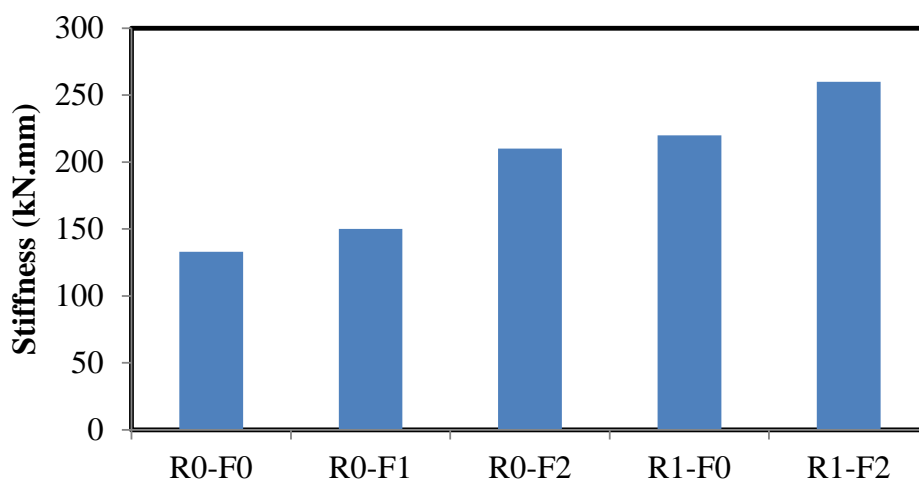
۳-۵- تغییرات سختی در نمونه ها

شکل ۵ (ب) در گروه دوم (گروه R1) دو نمونه تیر بتنی عمیق قرار دارد که از لحاظ ابعاد و اندازه کاملاً با نمونه‌های سری R0 یکسان و تفاوت این نمونه‌ها با نمونه‌های گروه قبلی داشتن آرماتور برشی است. در گروه دوم نمونه R1-F2 دارای ظرفیت بالاتری نسبت به نمونه R1-F0 می‌باشد. همچنین سختی نمونه R1-F2 ۲۶۰ کیلونیوتن-میلیمتر است که نسبت به نمونه R1-F0 که دارای سختی ۲۲۰ کیلونیوتن-میلیمتر بوده، ۱۸ درصد افزایش دارد. همچنین در نمونه‌هایی از گروه دوم که دارای آرماتور برشی جان هستند، سختی نمونه R1-F2، ۲۶۰ بوده که از نمونه R0-F2 در گروه اول حدود ۲۴ درصد بیشتر است. در ادامه در شکل ۶ نمودار ستونی سختی ۵ نمونه آزمایشگاهی نشان داده شده است.

به منظور بررسی سختی اولیه نمونه‌های آزمایشگاهی و مقایسه میزان سختی هر نمونه با سایر نمونه‌ها، شیب اولیه منحنی ملاک بررسی بین نمونه‌ها قرار گرفت. همانطوری که در شکل ۵ (الف) نشان داده شده است، در گروه اول با افزایش میزان الیاف، سختی نمونه‌های آزمایشگاهی افزایش یافته است. از طرفی در گروه دوم نیز با افزایش میزان الیاف، سختی نمونه‌ها افزایش یافته است. در گروه اول سختی نمونه‌های دارای ۱، ۲ و ۳ درصد الیاف فولادی به ترتیب ۱۳۳، ۱۵۰ و ۲۱۰ کیلونیوتن-میلیمتر می‌باشد. همانطور که از داده‌ها ملاحظه می‌شود، سختی نمونه دارای ۲ درصد الیاف فولادی به ترتیب ۵۷ و ۴۰ درصد بیشتر از نمونه‌های گروه R0-F0 و R0-F1 می‌باشد. مطابق



شکل ۵- تغییرات سختی نمونه‌ها (الف) فاقد آرماتور برشی جان (R0) و (ب) دارای آرماتور برشی جان (R1)



شکل ۶- نمودار ستونی تغییرات سختی

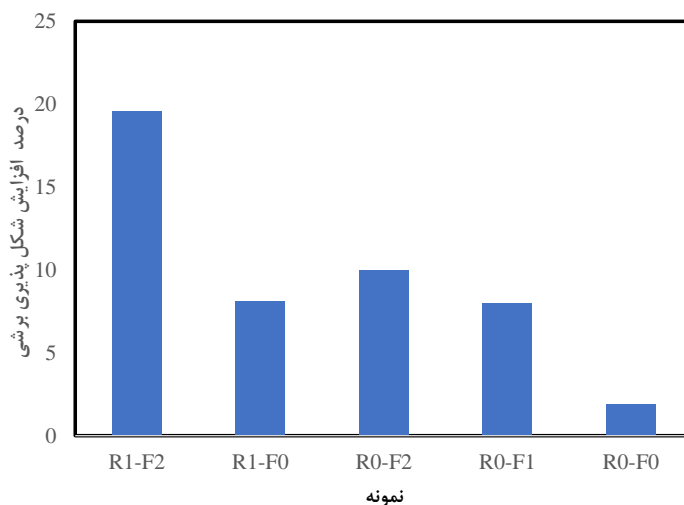
۵-۴- شکل پذیری برشی نمونه ها

می‌شود در نمونه‌های گروه اول، با افزایش درصد الیاف، شکل پذیری برشی نمونه افزایش می‌یابد. میزان این افزایش برای نمونه R0-F2 حدود ۱۰ درصد و برای نمونه R1-F2 حدود ۲۰ درصد می‌باشد. همچنین در نمونه‌های دارای آرماتور در گروه دوم، میزان شکل پذیری از نمونه‌های فاقد آرماتور برشی جان، بیشتر است. در ادامه در شکل ۷ نمودار ستونی درصد افزایش شکل پذیری نمونه‌ها ارائه شده است.

بنا بر تعریف، شکل پذیری برشی برای نمونه‌های دارای رفتار برشی از مساحت زیر منحنی بار- تغییر مکان نمونه تقسیم بر مساحت معادل با تغییر مکان نقطه دارای بار حداکثر محاسبه می‌گردد. این شاخص به نحوی نشان دهنده شکل پذیری برشی برای نمونه‌های تیر عمیق می‌باشد. در جدول شماره ۴، این پارامتر برای ۵ سری نمونه آزمایشگاهی محاسبه شده است. همانطور که ملاحظه

جدول ۴- نتایج شکل پذیری برشی نمونه‌ها

نمونه	بار حداکثر (KN)	تغییر مکان معادل بار حداکثر (mm)	تغییر مکان نهایی (mm)	کل مساحت زیر منحنی	مساحت زیر منحنی تا بار حداکثر	شکل پذیری برشی	درصد افزایش شکل پذیری برشی
R0-F0	۱۵۵/۶۷	۱/۹۹	۲/۰۳	۱۸۴/۷۷	۱۸۱/۱۷	۱/۰۱۹۱	۱/۰۹
R0-F1	۱۹۱/۵۹	۲/۵۴	۲/۶۳	۳۲۶/۴۴	۳۰۱/۳۲	۱/۰۸۰	۸٪
R0-F2	۲۲۵/۶۹	۳/۰۹	۳/۲۱	۴۸۵/۵۹	۴۴۱/۷۷	۱/۱۰	۱۰٪
R1-F0	۲۰۸/۸۰	۲/۲۰	۲/۳۱	۲۹۳/۸	۲۷۱/۶۲	۱/۰۸۱	۸٪
R1-F2	۲۷۸/۸۵	۳	۳/۳۸	۶۲۵/۱۴	۵۲۲/۴۱	۱/۱۹۶	۱۹٪

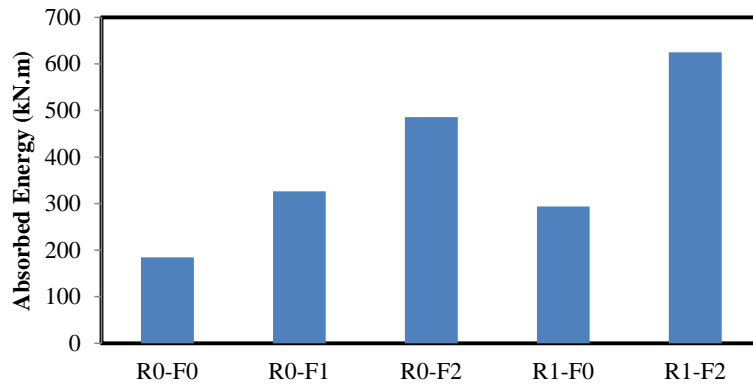


شکل ۷- نمودار ستونی درصد افزایش شکل پذیری برشی نمونه‌ها

۵-۵- جذب انرژی نمونه‌های آزمایشگاهی

انرژی جذب شده نمونه‌ها می‌باشد. حداکثر جذب انرژی در گروه اول مربوط به نمونه R0-F2 است. که این مقدار به ترتیب 170 و 66 درصد بیشتر از نمونه‌های گروه R0-F0 و R0-F1 می‌باشد. از طرفی در گروه دوم انرژی جذب شده توسط نمونه R1-F2 به میزان ۱۱۴ درصد بیشتر از نمونه R1-F0 است. در شکل ۸ نمودار ستونی میزان انرژی جذب شده برای دو گروه نشان داده شده است.

میزان جذب انرژی هر نمونه بنا بر تعریف برابر با سطح زیر منحنی بار- تغییر مکان نمونه است. در این پژوهش سطح زیر منحنی بار- تغییر مکان کلیه نمونه‌ها به عنوان پارامتر جذب انرژی محاسبه شده است. میزان انرژی جذب شده در نمونه‌های گروه اول و دوم، نشان دهنده تاثیر مثبت افزایش درصد الیاف فولادی در افزایش میزان

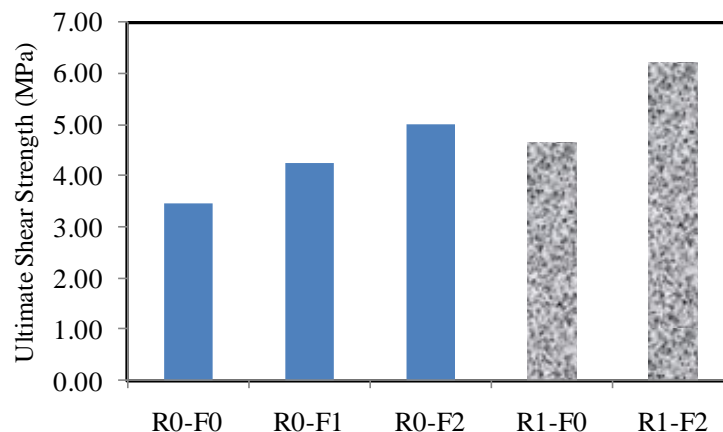


شکل ۸- نمودار ستونی میزان جذب انرژی نمونه ها

۶-۵- مقاومت برشی نمونه ها

دارای تنش برشی بیشتری هستند. در گروه اول با افزایش درصد الیاف فولادی، مقدار تنش وارده به نمونه‌های آزمایشگاهی افزایش می‌یابد. در گروه دوم نیز نمونه دارای الیاف فولادی ۲ درصد (R1-F2) دارای بیشترین تنش برشی می‌باشد. در گروه اول تنش برشی وارده به نمونه R0-F2 به ترتیب ۴۵ و ۱۸ درصد بیشتر از نمونه R0-F0 و R0-F1 می‌باشد. در گروه دوم تنش برشی نمونه R1-F2 نسبت به نمونه بدون الیاف ۳۴ درصد بیشتر است.

در شکل ۹ نمودار ستونی مقاومت برشی نمونه‌های آزمایشگاهی نشان داده شده است. مقاومت برشی نمونه‌های آزمایشگاهی در واقع حداکثر تنش برشی ایجاد شده در مقطع تیر عمیق، در اثر اعمال بار می‌باشد. مقادیر تنش برشی ایجاد شده در نمونه‌ها از تقسیم حداکثر بار وارده به نمونه بر سطح مقطع برشی محاسبه می‌گردد. همانطور که در نمودار ستونی شکل ۹ ملاحظه می‌شود، نمونه‌های گروه دوم

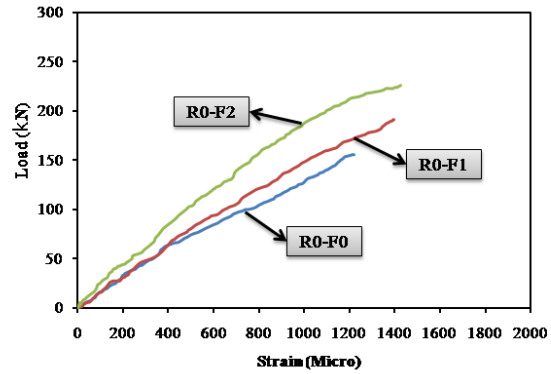
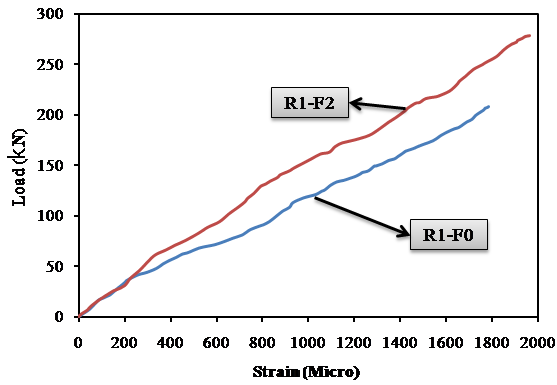


شکل ۹- نمودار ستونی مقاومت برشی نمونه‌های آزمایشگاهی

۷-۵- کرنش آرماتور کششی پایین

نمونه‌های آزمایشگاهی، افزایش می‌یابد. افزایش مقدار کرنش آرماتور کششی با افزایش درصد الیاف، تقریباً در گروه دوم (R1) نیز برقرار می‌باشد. حداکثر کرنش به وجود آمده در آرماتور کششی در گروه اول مربوط به نمونه R0-F2 به میزان ۱۴۲۴ میکرو استرین می‌باشد. همچنین در گروه اول کرنش نمونه R0-F2 به ترتیب، ۲ و ۱۷ درصد بیش از نمونه‌های R0-F0 و R0-F1 است. در گروه دوم حداکثر کرنش در نمونه R1-F2 به میزان 1962 می‌باشد که این مقدار کرنش ۱۱ درصد بیشتر از نمونه R1-F0 می‌باشد.

با توجه به قرار داشتن یک آرماتور طولی به قطر ۱۶ میلیمتر به عنوان آرماتور کششی در نمونه‌های آزمایشگاهی، منحنی بار-کرنش آرماتورها کششی به وسیله نصب کرنش‌سنج در میانه آرماتور کششی ترسیم گردید. در شکل ۱۰ منحنی بار-کرنش آرماتور کششی نمونه‌های آزمایشگاهی برای دو گروه R0 و R1 ارائه شده است. همانطور که در این شکل ملاحظه می‌گردد، کرنش‌های نهایی آرماتورهای کششی در گروه اول (R0) با افزایش درصد الیاف در



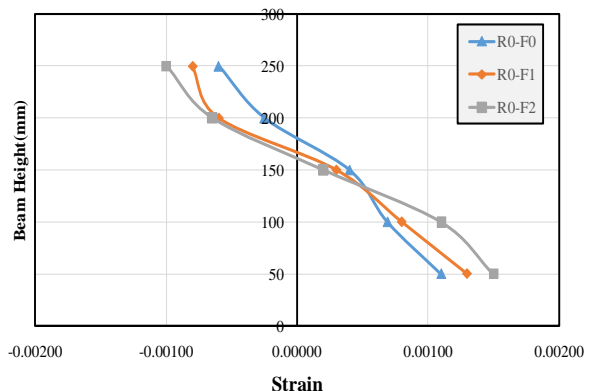
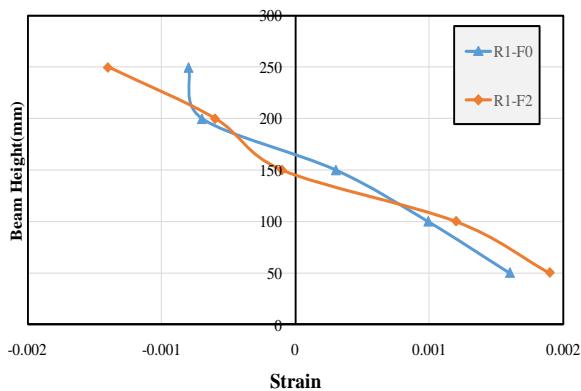
شکل ۱۰- منحنی بار- کرنش آرماتور کششی نمونه‌های آزمایشگاهی

گروه آورده شده است. همانطور که در شکل ۱۲ ملاحظه می‌گردد، با افزایش میزان درصد الیاف، کرنش به وجود آمده در ناحیه فشاری افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش ظرفیت باربری نمونه‌ها، ناحیه فشاری تیر افزایش و ناحیه کششی تیر کاهش می‌یابد. با توجه به نتایج حاصل از تغییرات کرنش در ارتفاع مقطع، تقریباً بین ۵۰ تا ۸۰ درصد ارتفاع مقطع، در نمونه‌های آزمایشگاهی، تحت کشش قرار دارند.

۸-۵- کرنش به وجود آمده در سطح بتن
 به منظور تعیین مقادیر کرنش بر سطح بتن و محاسبه کرنش‌های به وجود آمده در طول بارگذاری وارد بر نمونه‌ها، از ابزاری با نام علمی Demec strain gauge استفاده گردید. در شکل ۱۱ نمایی از این دستگاه نشان داده شده است. در شکل ۱۲ منحنی تغییرات کرنش ثبت شده به وسیله دستگاه، در بار نهایی، در طول ارتفاع تیر برای دو

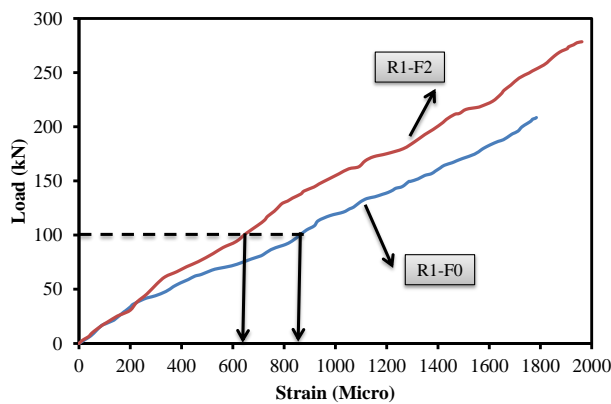


شکل ۱۱- دستگاه Demec strain gauge مورد استفاده در این تحقیق

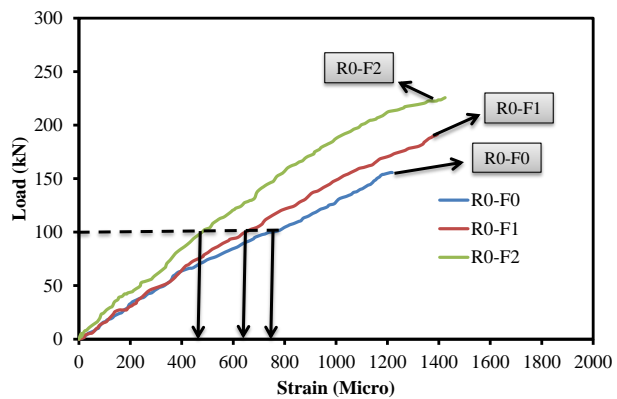


شکل ۱۲- تغییرات کرنش در ارتفاع مقاطع نمونه‌های آزمایشگاهی

آرماتور کششی کاهش می‌یابد. در شکل ۱۳ این اثر که پس از بررسی منحنی‌های بار-کرنش آرماتور کششی به دست آمده، نشان داده شده است. همانطور که در شکل ۱۳ ملاحظه می‌گردد، در یک بار ثابت ۱۰۰ کیلو نیوتن، با افزایش درصد الیاف، میزان کرنش در آرماتور کششی در گروه اول از ۷۸۰ میکرواسترین برای نمونه R0-F0 به مقدار ۴۵۰ میکرواسترین برای نمونه R0-F2 کاهش می‌یابد. به همین ترتیب در نمونه‌های گروه دوم که دارای آرماتورهای برشی جان می‌باشند، با افزایش مقدار درصد الیاف فولادی از ۰ به ۲ درصد، میزان کرنش آرماتور کششی از مقدار ۸۸۰ به ۶۲۰ میکرو استرین کاهش یافته است.



۹-۵- تاثیر استفاده از الیاف در مقاومت کششی آرماتور پایین
 با افزایش مساحت میلگرد کششی پایین، در یک بار ثابت و در قیاس با یک نمونه که آرماتور کششی کمتری دارد، میزان کرنش اعمالی به آرماتور کششی با قطر بالاتر کمتر است. این به دلیل آن است که در صورت اعمال نیروی ثابت، با افزایش سطح مقطع آرماتور کششی، تنش وارده به آرماتور کششی کاهش یافته و با توجه به رابطه مستقیم تنش با کرنش، کرنش آرماتور کششی با سطح مقطع بیشتر کاهش یابد. همچنین با افزایش درصد الیاف مورد استفاده در نمونه‌های تیر عمیق، با توجه به تحمل بخشی از نیروی کششی اعمالی به آرماتور توسط الیاف، کرنش اعمالی به



شکل ۱۳- تاثیر الیاف بر کرنش آرماتور کششی

۶- نتیجه گیری

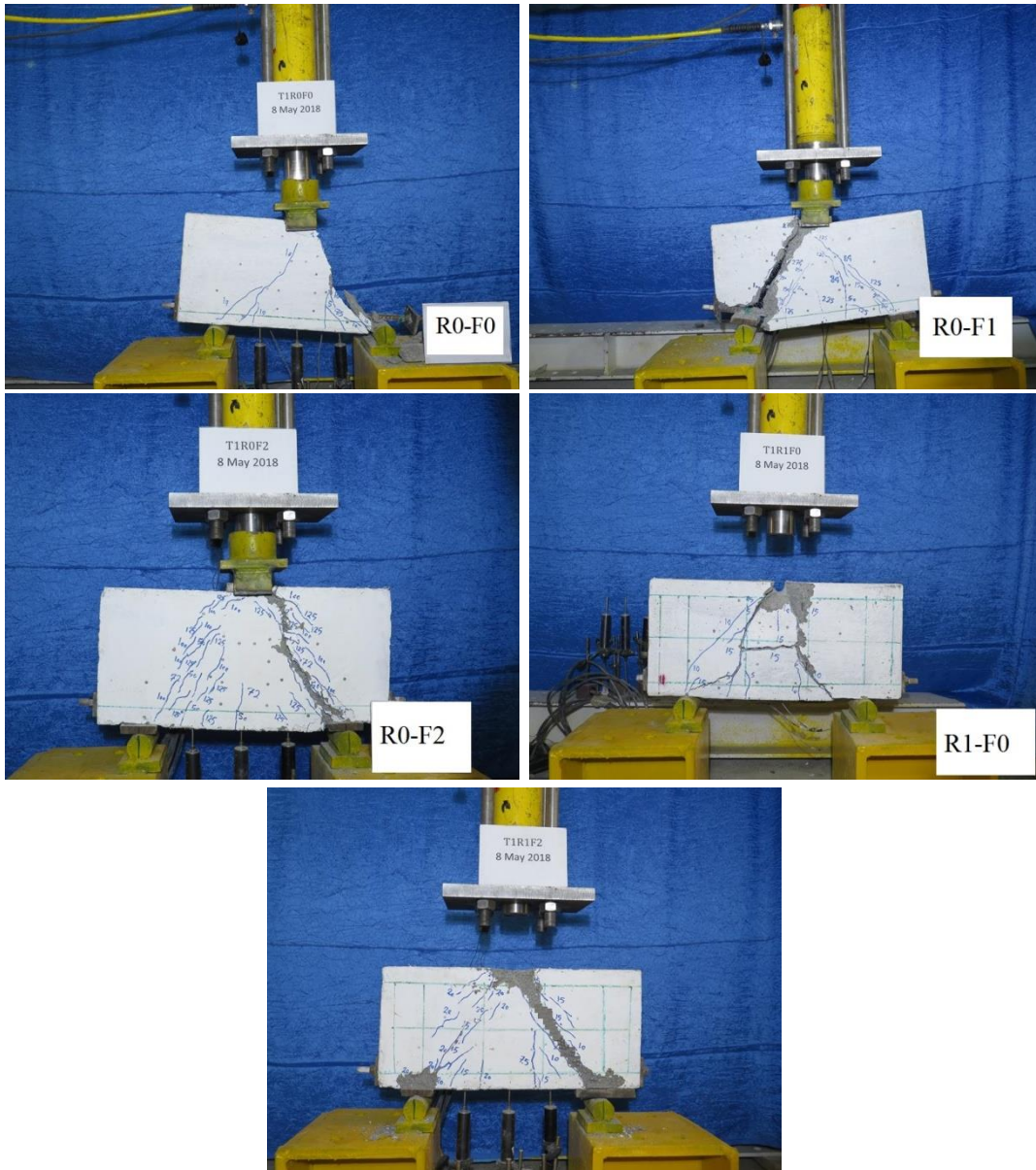
مطابق با نتایج به دست آمده از آنالیز مدل‌های آزمایشگاهی نتایج زیر حاصل گردید:

۱- ظرفیت باربری در نمونه‌های فاقد آرماتور برشی در گروه اول به میزان قابل توجهی با افزایش درصد الیاف فولادی افزایش می‌یابد. این میزان افزایش ظرفیت در نمونه‌های دارای الیاف فولادی ۲ درصد، نسبت به نمونه‌های دارای الیاف فولادی ۱ درصد و نمونه فاقد الیاف به ترتیب ۲۸ و ۱۸ درصد می‌باشد.

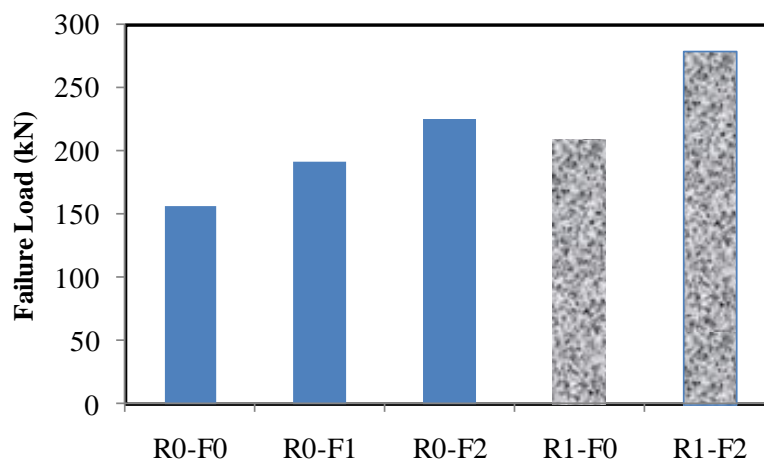
۲- در نمونه‌های گروه دوم نیز که دارای آرماتور برشی جان می‌باشند، ظرفیت باربری نمونه‌ها نسبت به نمونه‌های مشابه در گروه اول، افزایش یافت. این افزایش در گروه F2 حدود ۲۴ درصد و در گروه F0 حدود ۳۵ درصد می‌باشد.

۱۰-۵- بررسی مود انهدام نمونه‌ها

پس از اعمال بار به نمونه‌های آزمایشگاهی، انهدام تمام نمونه‌ها به صورت برشی صورت گرفت. با توجه به اینکه تمامی نمونه‌ها دارای ابعاد و اندازه یکسانی می‌باشند، مود قالب انهدام در تمامی نمونه‌ها، مود شکست برشی می‌باشد. نمونه مرجع که فاقد الیاف و آرماتور برشی می‌باشد، بعد از شکست برشی دچار گسیختگی شدید شد. در شکل ۱۴ مود انهدام نهایی تمامی نمونه‌ها ارائه شده است. همانطور که در شکل ۱۴ ملاحظه می‌گردد نمونه‌های گروه R0 که فاقد آرماتور برشی هستند، دارای عرض ترک‌های بیشتری نسبت به نمونه‌های R1 می‌باشند. مشاهده می‌گردد که، نمونه‌های گروه دوم انسجام خود را بعد از انهدام بیشتر حفظ کرده‌اند. مود قالب انهدام در نمونه‌های آزمایشگاهی رخ دادن ترک برشی در نمونه‌ها می‌باشد. در ادامه نمودار ستونی مقادیر بار انهدام نمونه‌ها در شکل ۱۵ ارائه شده است.



شکل ۱۴- مد انهدام نمونه‌های آزمایشگاهی



شکل ۱۵- نمودار ستونی مقادیر بار انهدام نمونه‌های آزمایشگاهی

- deep beams. *Construction and Building Materials* 184, 177–185.
- [2]. Andermatt, M.F., and Lubell, A.S. (2013). Behavior of concrete deep beams reinforced with internal fiber-reinforced polymer-experimental study. *ACI Structural Journal* 110, 585–594.
- [3]. Lim, W.Y., and Hong, S.G. (2016). Shear Tests for Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) Beams with Shear Reinforcement. *International Journal of Concrete Structures and Materials* 10, 177–188.
- [4]. Romualdi J.P. and Batson G.B., 1963. "Mechanics of crack arrest in concrete". *Journal of Engineering Mechanics, ASCE Proc.*, 89(EM3):147–168.
- [5]. Romualdi J.P. and Mandel J.A. 1964. "Tensile strength of concrete affected by uniformly distributed and closely spaced short lengths of wire reinforcement". *Journal of ACI*, :657–670.
- [6]. Maher A Adam Mohamed Said, and Tamer M Elrakib (2016). SHEAR PERFORMANCE OF FIBER REINFORCED SELF COMPACTING CONCRETE DEEP BEAMS. *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)* 7, 25–46
- [7]. Bolander, J. 1999. "Spring network model of fiber reinforced cement composites". *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites . HPRCC 3.*, H.W. Reinhardt and A.E. Naaman, 341-350.
- [8]. Vandewalle, L., et al, 2003. "RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete", Sigma-epsilon-design method - Final Recommendation. *Materials and Structures* 36(262):560-567.
- [9]. Aveston, J., Cooper, G.A., and Kelly, A. 1971. "Single and multiple fracture, the properties of fiber composites". *Conference Proceedings of National Physical Laboratory, IPC, Science and Technology Press, Ltd.*, 14-24.
- [10]. Krenchel, H. and Stang, H. 1989. "Stable microcracking in cementitious materials". In *Brittle Matrix Composites 2*. A.M. Brandt and J.H. Marshall, eds., 20-33.
- [11]. Curbach, M. and Jesse, F. 1999. "High-Performance Textile-Reinforced Concrete", *Structural Engineering International* 9(4, 1):289-291(3).
- [12]. Naaman, A.E. and Reinhardt, H.W. 2003. "Setting the stage: toward performance-based classification of FRC composites". In *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPRCC-4)*, Proc. Of the 4th Int'l RILEM Workshop, A.E. Naaman and H.W. Reinhardt.
- [13]. Naaman, A.E. 1992. "SIFCON: Tailored

۳- در نمونه‌های آزمایشگاهی با افزایش درصد الیاف در هر گروه، سختی اولیه نمونه‌ها افزایش یافت. از طرفی اضافه نمودن آرماتورهای برشی در گروه دوم موجب افزایش سختی اولیه نمونه‌ها گردید. این افزایش سختی اولیه در گروه F2 حدود ۲۴ درصد و در گروه F0 حدود ۶۵ درصد بود.

۴- افزایش درصد الیاف و همچنین اضافه نمودن آرماتورهای برشی، میزان ضریب شکل‌پذیری برشی را افزایش می‌دهد. از طرفی ملاحظه گردید، نمونه‌های F2 در گروه دوم که دارای آرماتور برشی جان می‌باشند، نسبت به نمونه مشابه در گروه اول (فاقد آرماتور برش جان)، دارای ضریب شکل‌پذیری (حدود ۹درصد بیشتر) بزرگتری می‌باشند.

۵- با افزایش میزان آرماتور برشی افقی و قائم در یک بار ثابت، نسبت به حالتی که تیر فاقد آرماتور برشی می‌باشد، کرنش‌های اعمالی به آرماتور کششی پایین‌مقادیر بالاتری را دارا می‌باشد. با اضافه نمودن آرماتورهای برشی به نمونه‌ها، در یک بار ثابت نسبت به حالتی که تیر فاقد آرماتور برشی می‌باشد، سختی تیر دارای آرماتور برشی به دلیل ممانعت از باز شدن ترک‌ها توسط میلگردهای برشی، بیشتر می‌باشد. در حالتی که در تیر فاقد آرماتور برشی، ترک‌های برشی رخ داده و سختی تیر کاهش می‌یابد و انتقال نیروی فشاری به یال کششی با استهلاک ناشی از باز شدن ترک‌ها، کاهش می‌یابد، لذا با مستهلک شدن نیروی کششی وارده به آرماتور کششی پایین، کرنش‌های کمتری در آرماتور کششی ملاحظه می‌شود.

۶- در بررسی نتایج حاصل از تغییرات کرنش در ارتفاع مقطع، ملاحظه گردید که تقریباً بین ۵۰ تا ۸۰ درصد ارتفاع مقطع در نمونه‌های آزمایشگاهی تحت کشش قرار دارند. همچنین با افزایش درصد الیاف فولادی در نمونه‌ها، میزان ناحیه فشاری افزایش می‌یابد (تار خنثی به سمت پایین حرکت می‌کند).

۷- با افزایش درصد الیاف، کرنش فشاری و کششی افزایش می‌یابد که به دلیل پل زدن الیاف بتن، کرنش‌های بیشتری را تحمل می‌کند.

۷- مراجع

- [1]. Yousef, A.M., Tahwia, A.M., and Marami, N.A. (2018). Minimum shear reinforcement for ultra-high performance fiber reinforced concrete

- properties for structural performance". In High Performance Fiber Reinforced Cement Composites, H.W. Reinhardt and A.E. Naaman, eds., 18-38.
- [14]. Alwan, J., and Naaman, A.E., 1994. "New formulation for the elastic modulus of fiber reinforced quasi brittle matrices". ASCE Journal of Engineering Mechanics, 120 (11), 2443-2460.
- [15]. Balaguru, P., and Shah, S.P., 1992. "Fiber reinforced cement composites". McGraw Hill, New York.
- [16]. Bentur, A., and Mindess, S., 1990. "Fiber reinforced cementitious composites". Elsevier Applied Science, London, UK.
- [17]. M. Mastali, A. Dalvand. (2016). Use of silica fume and recycled steel fibers in self-compacting concrete. *construction and building materials*, 125, 196-209.
- [18]. M. Mastali, A. Dalvand, A. Sattarifard. (2017). The impact resistance and mechanical properties of the reinforced self-compacting concrete incorporating recycle CFRP fiber with different and dosages. *Composite part B*, 112, 74-92.
- [19]. ACI Committee 318 (2014). Aci 318-14. Building Code Requirement for Structural Concrete 519.

Experimental Investigation of Shear behaviour of RC deep beams by Replacing regular concrete with HPFRCC

Abuzar Hamzenejadi

Ph.D. Candidate, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

Mohammad-Kazem Sharbatdar *

Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

Ali Kheyroddin

Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

Abstract

Nowadays the use of special and efficient concrete in concrete structures is increasingly spreading due to its unique characteristics. To overcome the issues is to reinforce the concrete by fibers which lead to the formation of multiple micro-cracks that is the main characteristic for providing the tensile ductility of HPFRCC materials. The influence of this material on bending behavior has been studied by many researchers. Thus, its influence on the shear behavior of deep beams is evaluated in this article. For this purpose, the empirical response of five beams including the conventional HPFRCC reinforced deep beams, under concentrated load, in the middle of the span with the shear span to depth ratio of 0.75 is evaluated. Deep beams of the first group with various fiber percentages of 0, 1 and 2, and, deep beams of the second group with steel fibers of 0 and 2 percent were constructed. The specimens of the first group did not have the web shear reinforcement while specimens of the second group had. After testing the specimens, it was observed that as the percentage of steel fibers increases, the bearing capacity and ductility of the specimens increases as well. Increasing the fiber percentage and adding shear reinforcement increases the shear deformation coefficient. On the other hand, F2 specimens in the second group, which have a shear reinforcement, have a residual coefficient of 9% higher than the same one in the first group (without shear reinforcement).

Keywords: Deep beam, Fiber concrete, steel fibers, HPFRCC.

* Corresponding Author: msharbatdar@semnan.ac.ir

