

بهبود سازه‌های تیر رابط دیوارهای برشی همبند با جایگزینی بتن الیافی توانمند (HPFRCC) با بتن معمولی

علی خیرالدین، مرتضی دهقان، محمد کاظم شربتدار*
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۹ خرداد ۱۳۹۵
بازنگری: ۲۸ آذر ۱۳۹۵
پذیرش: ۲ اسفند ۱۳۹۵
ارائه آنلاین: ۲۸ مرداد ۱۳۹۶

کلمات کلیدی:

دیوار برشی همبند
تیر رابط
HPFRCC
بتن مسلح
جذب انرژی

چکیده: تیرهای همبند ساخته شده از بتن‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند از نسل‌های پیشرفته بتن‌های الیافی به شمار می‌آیند و جایگزین مناسبی برای تیرهای همبند بتنی معمولی می‌باشند. با استفاده از این مصالح علاوه بر افزایش شکل‌پذیری سازه و کاهش مقادیر آرماتورهای عرضی و قطری می‌توان به ظرفیت برشی بالاتری دست یافت. این مقاله به بررسی آزمایشگاهی تأثیر جایگزینی بتن الیافی توانمند (HPFRCC= High Performance Fiber Reinforcement Cementitious Composite) به جای بتن معمولی در تیر رابط دیوارهای برشی همبند بتنی می‌پردازد. نمونه اول با بتن معمولی و نمونه دوم از بتن الیافی توانمند طراحی و ساخته شده است. نتایج نشان داد که وجود الیاف باعث جلوگیری از افزایش عرض و پخش ترک‌ها در نمونه ساخته شده از بتن الیافی توانمند نسبت به نمونه بتن معمولی و افزایش میزان جذب انرژی نمونه‌ها و تأخیر در ایجاد گسیختگی شده و شکست برشی-کششی در نمونه بتن معمولی به شکست برشی-لغزشی در نمونه بتن الیافی تبدیل شد. همچنین، افزایش ۱۱۷٪ مقاومت برشی بتن و ۶۰٪ جذب انرژی تیر همبند ساخته شده با بتن الیافی توانمند نسبت به نمونه مرجع از دیگر مزایای آن بوده است.

۱- مقدمه

استفاده از الیاف در بتن و ساخت بتن الیافی^۱ به عنوان یک گام مؤثر در به تعویق انداختن انتشار ریزترک‌ها و ترک‌ها در جبران ضعف مقاومت کششی بتن محسوب می‌شود. مهمترین مشخصه بتن‌های الیافی، خاصیت جذب انرژی، انعطاف‌پذیری و مقاومت آن در مقابل ضربه است و به همین دلیل امروزه این بتن نقش بسیار جدی در پیشرفت تکنولوژی بتن ایفا کرده و به عنوان یک ماده جدید و اقتصادی در مسائل ساختمانی محسوب می‌شود [۳]. در این مواد مرکب، علاوه بر فازهای بتن معمولی، الیاف جدا از هم، با توزیع تصادفی به عنوان فاز دیگری به آن اضافه شده است. در سال‌های اخیر، تحقیقات گسترده‌ای جهت پیشرفت و نوآوری در تکنولوژی استفاده از الیافی نظیر الیاف‌های فولادی، شیشه‌ای، پلی پروپیلن و کربن صورت گرفته و دانش پایه رفتار سیستم‌های سیمانی مسلح به الیاف کسب شده است که با توجه به نیاز مصرفی، انجام تحقیقات عملی بیشتر در این زمینه می‌تواند بسیار راه گشا باشد [۴].

در شکل ۱ نمونه منحنی رفتاری بتن‌های الیافی توانمند تحت اثر تنش کششی مستقیم نشان داده شده است. همانگونه که در شکل ۱ دیده می‌شود، این بتن‌ها بر خلاف بتن‌های الیافی معمولی پس از ترک خوردن مقاومت خود را از دست نمی‌دهند و قادر به تحمل تغییر شکل‌ها و کرنش کششی و ارائه رفتار سخت شدگی کرنشی می‌باشند [۲].

از جمله ضعف بتن مقاومت کششی بسیار ناچیز آن می‌باشد که این رفتار ترد و شکننده موجب شکست ناگهانی و فروریختن سازه‌های بتنی در هنگام زلزله می‌گردد. مشکل ترد بودن بتن را می‌توان با مسلح کردن آن توسط آرماتورهای فولادی در جهت نیروهای کششی برطرف کرد. اما در موارد متعددی جهت این نیروهای کششی به طور دقیق معلوم نمی‌باشد که در این زمینه تحقیقات گسترده‌ای توسط محققین بسیاری صورت پذیرفته است [۱]. همچنین اجرای آرماتورگذاری در اتصالات و مکان‌هایی که تراکم آرماتور وجود دارد، امری بسیار پیچیده و زمان‌بر است. یکی از معایبی که از گذشته تاکنون برای تیرهای همبند بتنی مطرح بوده است اجرای سخت و مشکل این‌گونه سازه‌هاست.

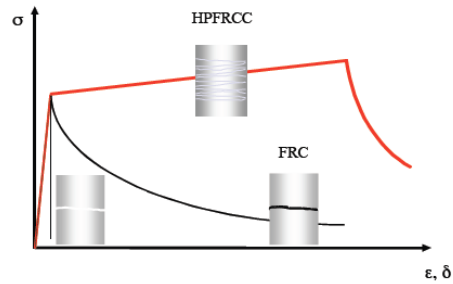
رفتار بتن‌های الیافی توانمند در کشش، برش، کرنش، جذب انرژی، مقاومت و کنترل ترک، بهبود چشم‌گیری نسبت به بتن معمولی دارد. کاهش میزان یا حذف آرماتورهای برشی یکی دیگر از نکات مثبت استفاده از این مواد است. همچنین پاسخ المان در رفتار آسیب مدار تحت بارگذاری چرخه‌ای به گونه‌ای است که قادر به تحمل تغییر شکل‌های بزرگ با حفظ یکپارچگی و مقاومت المان بدون آسیب دیدگی می‌باشد [۲].

*نویسنده عهده‌دار مکاتبات: msharbatdar@semnan.ac.ir

و گائوروا^{۱۴} [۱۴] با ترکیب دو مفهوم بتن‌های فوق توانمند^{۱۱} و بتن الیافی^{۱۱} مصالح جدیدی تحت عنوان بتن‌های الیافی فوق توانمند^{۱۲} ارائه دادند که دارای مقاومت کششی، مقاومت فشاری و کرنش کششی نهایی به ترتیب بیش از ۱۰ مگاپاسکال، ۱۵۰ مگاپاسکال و ۰/۰۰۵ بود. کاربرد بتن‌های الیافی توانمند بر پایه مصالح سیمانی به عنوان جایگزینی برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشند که در ادامه به معرفی چند نمونه از تحقیقات صورت گرفته در این مورد پرداخته می‌شود.

در سال ۲۰۰۴ تحقیقات صورت گرفته در خصوص وجود طبقات نرم در سازه‌ها توسط فوکویاما هیروشی^{۱۳} [۱۵] نشان می‌دهد که استفاده از ستون‌های ساخته شده از مواد شکل‌پذیر و جذب انرژی به شکل المان‌های عمودی از بتن‌های الیافی توانمند در کنار ستون‌های طبقه اول همراه با ستون‌های ساختمان، که تحت اثر کشش و فشارهای متناوب قرار می‌گیرند، تغییر شکل‌های مورد انتظار سازه را برآورده می‌سازند و باعث کاهش این خرابی‌ها در هنگام زلزله می‌شوند. در دانشگاه میشیگان آمریکا آزمایشی بر روی رفتار لرزه‌ای المان‌های لرزه بر و اتصالات ساخته شده با مصالح شکل‌پذیر با هدف جایگزین کردن بتن معمولی با مصالح شکل‌پذیر در مناطق بحرانی سازه در سال ۲۰۰۵ توسط گوستاوا^{۱۴} و همکاران [۱۶] انجام گرفت که دو نمونه واقعی اتصال تیر با ستون با ابعاد واقعی که در آنها هسته اتصال تیر-ستون و تیر در نواحی مفاصل پلاستیک با مصالح شکل‌پذیر بتن الیافی توانمند جایگزین شده بود مورد آزمایش قرار گرفت. در این نمونه‌ها در نواحی تشکیل مفاصل پلاستیک تیر، آرماتورهای برشی حذف گردید. نتایج آزمایشات نشان می‌دهد که این اتصالات قادرند در نیروهای برشی زیاد رفتار مناسب و آسیب مداری از خود نشان دهند.

همتی و همکاران در بررسی‌های خود در خصوص قاب‌های بتن مسلح به این نتیجه رسیدند که با جایگزینی بتن الیافی توانمند به جای بتن معمولی در قاب بتن مسلح به شکل کامل یا تنها در چشمه اتصال، ظرفیت باربری، تغییر شکل نهایی و انرژی جذب شده این قاب افزایش می‌یابد [۱۷] و [۱۸]. همچنین آنها در ادامه مطالعات خود در خصوص مفصل پلاستیک در تیر بتن مسلح دریافتند که با استفاده از جایگزینی بتن الیافی توانمند در تیر، طول مفصل پلاستیک و زاویه مفصل پلاستیک نسبت به تیر معمولی افزایش یافته است [۱۹] و [۲۰]. در تحقیقی دیگر با استفاده از جایگزینی بتن الیافی توانمند به جای بتن معمولی در لایه‌های بالایی و پایینی تیر بتن مسلح دریافتند، افزایش بار و تغییر مکان نهایی وسط دهانه تیر در صورت استفاده از بتن الیافی توانمند در لایه پایینی نسبت به لایه بالایی بیشتر می‌باشد



شکل ۱: مقایسه منحنی تنش-کرنش بتن الیافی توانمند و بتن الیافی تحت اثر کشش مستقیم [۲]

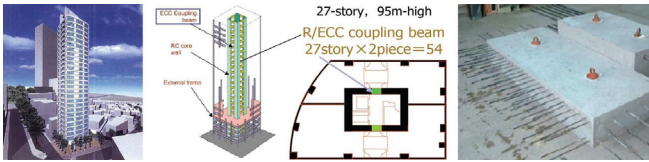
Fig. 1. Tensile stress-strain curves of concrete, FRC, and HPFRCC

استفاده از الیاف به منظور تقویت ماتریس‌های شکننده با اولین تحقیقات توسط محققین کشور شوروی در دهه ۱۹۵۰ و سپس دانشمندان آمریکایی در اوایل دهه ۱۹۶۰ میلادی آغاز شده است [۵]. کاربرد الیاف بطورفراگیر از اوایل سال ۱۹۶۰ در کشور های صنعتی پیشرفته آغاز شده [۶] و در طی این ۵ دهه جنس و شکل الیاف و نحوه ساخت بتن الیافی بهبود یافته و کاربرد آن نیز فزونی یافته است. کمیته ۵۴۴ انجمن بتن آمریکا ACI اولین گزارش خود را در خصوص بتن‌های الیافی در سال ۱۹۷۳ منتشر نموده است که در سال‌های اخیر مورد باز بینی قرار گرفته است [۷].

گسترش دانش در خصوص چگونگی تأثیر الیاف بر ملات، منجر به تدوین توصیه‌هایی در مورد طراحی سازه‌ای توسط موسسه ریلیم^۱ گردید [۸] و [۹]. در اوایل دهه‌ی ۱۹۸۰، تولید یک مصالح بتن الیافی با رفتار کششی شکل‌پذیر مورد توجه قرار گرفت و در سال ۱۹۸۹ کرنچل و اسانگ کاربرد مناسب الیاف به‌هم پیوسته به شکل‌پذیری کششی ۱۰۰ برابر نسبت به بتن معمولی دست یافتند [۱۰]. در سال ۲۰۰۳ نامان^۲ و رینهارت^۳ نوع جدیدی از بتن الیافی با الیاف به‌هم پیوسته تحت عنوان بتن مسلح بافته‌شده^۴ را ارائه نمودند [۱۱]. مصالحی که در دانشگاه کاردیف ولز توسعه یافته، یکی از انواع مختلف بتن‌های الیافی توانمند است که توسط فرهت^۵ و همکاران در سال ۲۰۰۷ ابداع گردید و مقاومت فشاری تا ۲۰۰ مگاپاسکال و مقاومت کششی ۲۷ مگاپاسکال مشاهده شد [۱۲]. ریچارد^۶ و چیرزی^۷ [۱۳] و هابل^۸

- 1 RILEM
- 2 Naaman
- 3 Reinhardt
- 4 TRC= Texture Reinforced Concrete
- 5 Farhat
- 6 Richard
- 7 Cheyrezy
- 8 Habel

- 9 Gauvreau
- 10 UHPC= Ultra High Performance Concrete
- 11 FRC= Fiber Reinforced Concrete
- 12 UHPFRCC=Ultra High Performance Fiber Reinforced Cementenious Composite
- 13 Hiroshi Fukuyama
- 14 Gustavo



شکل ۲: تیرهای همبند پیش ساخته با مصالح شکل پذیر ژاپن [۲۵]

Fig. 2. Pre-Cast ECC coupling beams, Japanese

کاربرد بتن الیافی توانمند می‌تواند بعنوان جایگزین بتن معمولی و بخشی از میلگردهای برشی و خمشی در تیرهای همبند استفاده شود [۲۶ و ۲۷] و باعث محصورشوندگی فشاری بهتر بتن در افزایش مقاومت برشی گردد [۲۸]. در این مقاله نمونه‌های تیرهای همبند بتن مسلح در دو حالت بتن معمولی و کامپوزیت های سیمانی توانمند الیافی ساخته شده و تاثیر جایگزینی این بتن‌های جدید بجای بتن معمولی بصورت آزمایشگاهی بررسی گردیده است [۲۹].

۲- مدل سازی آزمایشگاهی

۲-۱- جزئیات نمونه‌ها

نمونه‌های ساخته شده آزمایشگاهی در مجموع شامل دو عدد تیر همبند و دیوارهای بتنی اند که از نظر ابعاد و آرماتورگذاری کاملاً مشابه هم بوده اما از نظر نوع بتن مصرفی با هم متفاوت می‌باشند. به جز آرماتورهای برشی و دور پیچ قطری تیرها که از نوع AII می‌باشند بقیه آرماتورهای مصرفی از نوع AIII بوده که دو عدد آرماتور آجدار با قطر ۲۰ میلیمتر و یک عدد آرماتور آجدار با قطر ۱۴ میلیمتر به عنوان آرماتور طولی خمشی در بالا و پایین تیر و چهار عدد آرماتور آجدار با قطر ۸ میلیمتر به عنوان آرماتورهای قطری در هر قفسه، هر یک از قطرها را تشکیل می‌دهند که به صورت ضربدری در میانه‌ی تیر همبند قرار می‌گیرند. آرماتورهای برشی عرضی، یک عدد آرماتور به عنوان آرماتور طولی برشی در دو وجه تیر و آرماتور دور پیچ قطری به کار رفته در تیر همبند همگی از نوع بدون آج با قطر ۶ میلیمتر می‌باشند. در دیوارهای متصل به تیر همبند از آرماتور آجدار با قطر ۱۶ به عنوان آرماتور خمشی و آرماتور آجدار با قطر ۸ میلیمتر به عنوان آرماتور برشی استفاده شده است. موقعیت و جزئیات آرماتورهای به کار رفته در تیر همبند ساخته شده در آزمایشگاه در شکل ۳ نشان داده شده است.

مطابق با آنچه در شکل ۴-الف و ۴-ب مشاهده می‌شود نمونه‌ها یک تیر با عرض ۲۰، ارتفاع ۳۰ و طول ۶۰ سانتیمتر با نسبت طول به ارتفاع دو (Ln / h = 2) و دو دیوار مستطیلی، که دیوار کوچکتر دارای عرض ۶۰، طول ۸۰ و ارتفاع ۳۰ سانتیمتر، و دیوار بزرگتر دارای عرض ۶۰، طول ۱۲۰ و ارتفاع ۳۰ سانتیمتر می‌باشد. با توجه به اینکه در تیرهای همبند رفتارهای برشی و خمشی به پارامتر نسبت طول (دهانه) به ارتفاع تیر همبند مرتبط بوده و با این پارامتر مقایسه و بررسی می‌گردند لذا مقایسه نمونه های آزمایشگاهی در این مقاله برای تیرهای همبند با نسبت طول به ارتفاع ۲ مورد بررسی قرار گرفته و قابل تعمیم به تیرهای همبند با این نسبت طول به ارتفاع می باشد.

[۲۱]. در آزمایشی که توسط آقای کیم^۱ و همکار وی [۲۲] انجام شده دو نمونه دیوار برشی کوتاه با نسب دهانه به ارتفاع ۱/۵ از مصالح شکل پذیر آزمایش گردید. بتن شکل‌پذیر در یکی از این نمونه‌ها با ۱/۵٪ الیاف پلی اتیلن و در دیگری با ۲ درصد الیاف فولادی ساخته شد. همچنین جزئیات آرماتورگذاری آئین‌نامه‌ای در مناطق مرزی در این نمونه‌ها رعایت نگردید. دیوارهای برشی در این نمونه‌ها تا ۲/۵٪ تغییر شکل جانبی را بدون تحمل آسیب دیدگی جدی تحمل کردند. بررسی نتایج نشان می‌دهد الیاف در این نمونه‌ها در باربری برشی مشارکت دارد. علاوه بر آن علی‌رغم رعایت نکردن جزئیات آرماتورگذاری در نواحی مرزی، هیچ باز توزیع تنشی در بتن با وجود کرنش فشاری ۱ درصد دیده نشده است. البته لازم به ذکر است که نمونه ساخته شده با الیاف پلیمری در انتهای آزمایش ترک خوردگی های بیشتری را با عرض ترک کمتر تجربه کرده بود.

کنولات^۲ و همکاران [۲۳] در سال ۲۰۰۵ به بررسی آزمایشگاهی تیر رابط دیوار برشی همبند پرداختند و استفاده از بتن الیافی توانمند را مؤثر در افزایش مقاومت برشی بتن و افزایش شکل‌پذیری سازه تشخیص دادند. هونگ^۳ و التاویل^۴ [۲۴] بر اساس نتایج آزمایشگاهی، یک کار تحلیلی بر روی ساختمان ۱۸ طبقه با دیوارهای برشی با جایگزین کردن بتن الیافی توانمند در نقاط بحرانی و تیرهای همبند انجام داده و نتایج شبیه‌سازی نشان دهنده رفتار مناسب سازه در مقابل زلزله و بهبود مفاصل پلاستیک و کنترل ترک‌ها شده است.

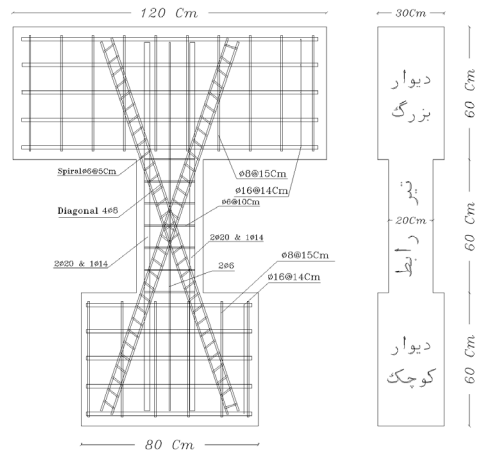
بررسی رفتار تیر همبند بر روی تیرهای همبند ساخته شده از بتن‌های الیافی بر پایه مصالح سیمانی در دانشگاه میشیگان آمریکا توسط کنولات و همکارانش تحت اثر بارهای شبه استاتیکی چرخه‌ای با کنترل تغییر مکان مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج حاصله از انجام آزمایشات حاکی از آن است که آرماتورهای قطری جهت دستیابی به تغییر شکل‌های بالاتر مورد نیاز می‌باشد و می‌توان تنگ‌های مربوطه (خاموت‌های ماریچ آرماتورهای قطری) را حذف کرد. این نتایج همچنین نشان می‌دهد که به دلیل استفاده از مصالح شکل‌پذیر، آرماتورهای قطری به مقدار ۵۰٪ کاهش و مقاومت برشی به بیش از $10\sqrt{f'_c}$ (psi) یا $0.8\sqrt{f'_c}$ (MPa) افزایش می‌یابد [۲۳].

یکی از موارد استفاده اجرایی این نوع تیرها، تیرهای همبند پیش ساخته با مصالح شکل‌پذیر کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی^۵ همراه با هسته بتنی در برجی در یوکوهاما ژاپن^۶ است که به عنوان سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی مورد استفاده قرار گرفته و در شکل ۲ نشان داده شده است [۲۵].

- 1 Kim
- 2 Canbolat
- 3 Hung
- 4 El-Tawil
- 5 ECC = Engineering Cementitious Composites
- 6 Nabaure

جدول ۱: مشخصات هندسی نمونه ها
Table 1. details of specimens

نمونه B	نمونه A	شرح
HPFRCC	بتن معمولی	نوع بتن مصرفی
۳۰×۸۰×۶۰	۳۰×۸۰×۶۰	ابعاد دیوار کوچکتر
۳۰×۱۲۰×۶۰	۳۰×۱۲۰×۶۰	ابعاد دیوار بزرگتر
۳۰	۳۰	ارتفاع تیر (cm)
۲۰	۲۰	عرض تیر (cm)
۶۰	۶۰	دهانه تیر (cm)
۲	۲	نسبت دهانه به ارتفاع تیر

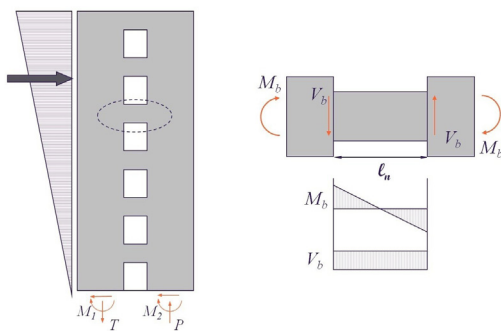


شکل ۳: جزئیات آرماتورگذاری تیر همبند و دیوارهای متصل
Fig. 3. Reinforcement details of the coupling beam and wall

در نمونه اول A، دیوار برشی همبند بتنی از بتن معمولی ساخته شده، ولی بتن مورد استفاده در نمونه دوم B، از نوع بتن مسلح الیافی توانمند می‌باشد. الیاف به کار رفته در این نوع بتن، الیاف فولادی، به مقدار ۲٪ حجم کل بتن می‌باشد. مشخصات هندسی نمونه‌ها در جدول ۱ آورده شده است.

۲-۲- برنامه آزمایشگاهی

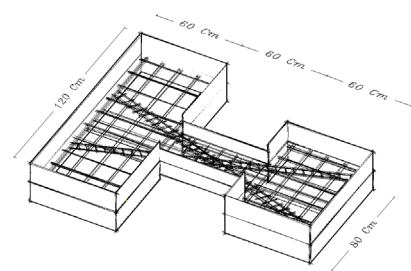
شکل ۵ وضعیت تعادل یک تیر همبند را نشان می‌دهد. در واقع این تیر تحت یک برش یکنواخت و یک لنگر پاد متقارن قرار گرفته و بدیهی است که مقدار لنگر در وسط تیر برابر صفر باشد [۳۰].



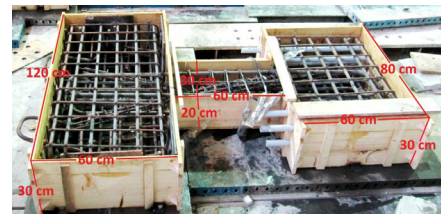
شکل ۵: وضعیت تعادل در تیر همبند

Fig. 5. static coupling beam equilibrium

دستگاه آزمایش در شکل ۶ نمایش داده شده است. مطابق شکل یک انتهای تیر آزاد بوده و طرف دیگر توسط بولتهای فولادی به کف صلب محکم شده است. بار اعمالی توسط دو جک هیدرولیک به این تیر اعمال می‌شود. با تعبیه دو لینک عمودی در دو طرف تیر از چرخش دیوار بالایی متصل به تیر جلوگیری می‌شود. بنابراین وسط تیر نقطه عطف بوده و در دو انتهای آن دو لنگر پاد متقارن تولید می‌شود. این شرایط، مشابه وضعیت تیر



الف: طرح پیشنهادی جهت ساخت نمونه



ب: نمونه آزمایشگاهی ساخته شده آماده بتن ریزی

شکل ۴: طرح، ابعاد و اندازه گذاری نمونه های آزمایشگاهی
Fig. 4. Design and dimensions of specimens

در این تیرها که بدلیل دهانه بارگذاری و ارتفاع تیر جزء تیرهای عمیق دسته بندی می‌شوند، از خاموت‌های بدون آج به قطر ۶ میلیمتر و فاصله ۱۰ سانتیمتر دارای نسبت، برابر با ۵۶۵/۰ استفاده شده است. همچنین خاموت‌های دور پیچ آرماتورهای قطری نیز از نوع بدون آج با قطر ۶ میلیمتر با فاصله ۵ سانتیمتر می‌باشند.

494 نوع F و ASTM C 1017 نوع I مطابقت دارد.

یکی از تأثیرگذارترین الیافها جهت تقویت چسب سیمانی، الیاف فولادی می‌باشد. الیاف فولادی باعث افزایش مقاومت خمشی و مقاومت برشی و همچنین مقاومت کششی می‌شود. وجود الیاف در بتن باعث کاهش عرض ترکها در یک ناحیه و پخش ترکهای با عرض کم در نواحی مختلف می‌باشد. در هنگام اضافه کردن الیاف به بتن برخی ملاحظات برای پخش یکنواخت الیاف و جلوگیری از جداسدگی یا پدیده گلوله شدن و ایجاد یک مخلوط کارا جهت ریختن، تراکم و پرداخت بتن باید مدنظر قرار گیرد. الیاف مورد استفاده در این آزمایش ساخت شرکت صنایع مفتولی زنگان بوده که در داخل ایران تهیه و تولید می‌شود. همانطور که در شکل ۸ مشاهده می‌شود این الیافها از نوع قلابدار و دارای روکش مسی است. دلیل استفاده از روکش مسی در این الیاف، محافظت الیاف فولادی در مقابل زنگ زدگی می‌باشد. نسبت طول به قطر الیاف مذکور ۴۷/۶۲ بوده که مشخصات فنی الیاف مصرفی در نمونه‌های آزمایشگاهی طبق جدول ۲ آورده شده است.



شکل ۸: الیاف فولادی قلابدار
Fig. 8. Hooked Steel Fibers

جدول ۲: مشخصات فنی الیاف فولادی مصرفی

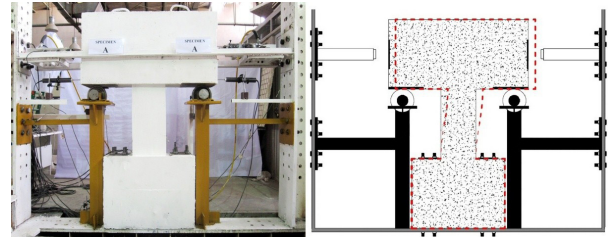
Table 2. Technical Specifications of Steel Fibers

L/D	قطر mm	طول mm	نوع الیاف
۴۷/۶۲	۱/۰۵	۵۰	RL-45/50-BN

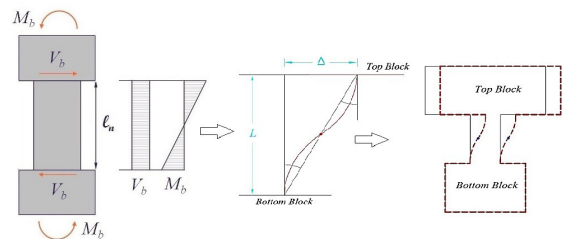
در این آزمایش از ۵ نوع میلگرد فولادی اصلی استفاده شده است که مشخصات قرارگیری و نتایج تست کشش در جدول شماره ۳ نشان داده شده است.

با تغییر در طرح اختلاط بتن و همچنین افزایش مقاومت مکانیکی فشاری بتن، بتن پر مقاومت ساخته می‌شود که ظرفیت کششی بیشتری در برابر نیروهای وارده خواهد داشت. در بتن معمولی، سنگدانه‌ها مقاومترین بخش بتن هستند و لذا منطقه انتقالی به دلیل متخلخل بودن و تمرکز زیاد کریستالهای $Ca(OH)_2$ در مقایسه با چسب سیمان، ضعیفترین بخش بتن محسوب می‌شود. در هنگام بارگذاری استاتیکی بتن، تفاوت بین مدول الاستیسیته سنگدانه‌ها و چسب سیمان در فصل مشترک این دو ایجاد تمرکز تنش می‌کند و هرچه ابعاد سنگدانه‌ها درشت‌تر باشد، این تمرکز تنش بیشتر می‌شود و در نتیجه ترکها از منطقه بینابینی آغاز شده و گسترش می‌یابند.

همیند واقعی می‌باشد که توسط کنبلات و همکارانش نیز مورد استفاده قرار گرفته است [۲۳]. جابجایی‌های خارج از صفحه توسط ادوات مناسب کنترل شده است. در شکل ۷ چگونگی مدل سازی و شرایط مشابه وضعیت تیر همیند واقعی در آزمایشگاه نشان داده شده است.



شکل ۶: دستگاه آزمایش
Fig. 6. test setup



شکل ۷: مدل سازی وضعیت تیر همیند در آزمایشگاه
Fig. 7. coupling beam modeling

۲-۳- خصوصیات مصالح

جهت ساخت بتن نمونه A علاوه بر سنگدانه، سیمان و آب به منظور دستیابی به کارایی لازم و برای کاهش نسبت آب به سیمان از مواد فوق روان کننده استفاده شده است. در نمونه B الیاف فولادی به مصالح فوق اضافه می‌گردد. سنگدانه مورد نظر از نوع سنگ شکسته، سخت و تمیز و با دانه بندی مناسب که کاملاً شسته، خشک شده و ناخالصی‌های آن برطرف گردیده است و دارای مقدار هم ارز ماسه‌ای^۱ برابر ۹۴/۷ درصد می‌باشد. بر اساس طرح اختلاط به دست آمده می‌بایست اندازه بزرگترین سنگدانه‌ها از ۴/۷۵ میلیمتر کوچکتر و به دو محدوده ماسه مانده روی الک نمره ۸ (اندازه سنگدانه بزرگتر از ۲/۳۶ میلیمتر) و ماسه رد شده از الک نمره ۸ (اندازه سنگدانه کوچکتر از ۲/۳۶ میلیمتر) دسته بندی گردیده است. سیمان مورد استفاده، از نوع تیپ II خاکستری، تولید سیمان شاهرود در رده مقاومتی ۴۲۵ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و آب مصرفی استفاده شده در ساخت نمونه ها از نوع شرب شهری با مقدار نسبت آب به سیمان ۰/۴ می‌باشد. فوق روان کننده مورد استفاده در این پروژه محصول شرکت بتن شیمی با نام تجاری بتن شیمی 102N (فوق روان کننده نوترال) بوده و با استاندارد ASTM C

1 SE= Sand Equivalent

طرح اختلاط بتن معمولی و بتن الیافی توانمند استفاده شده در آزمایش در جدول ۴ و با کاهش حداکثر بعد سنگدانه به ۴/۷۵ میلیمتر برای تهیه بتن پر مقاومت ملاحظه می‌شود. لازم به ذکر است که مقاومت ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای بتن معمولی برابر ۶۱ مگاپاسکال و برای بتن الیافی توانمند برابر ۷۱ مگاپاسکال بدست آمده است.

۲-۴- چیدمان سیستم آزمایش

بر اساس مدل‌سازی تشریح شده در بخش ۲-۲ و شکل ۷ برای جلوگیری از دوران دیوار بزرگتر و تضمین حرکت آزادانه آن در جهت افقی در زمان بارگذاری از دو لینک عمودی (هر لینک شامل دو عدد ناودانی ۱۲ که به صورت دابل به هم جوش خورده‌اند) استفاده شده است. جهت آزادسازی نیروی افقی وارده، بر روی لینک‌های عمودی دو عدد بلبرینگ تعبیه و برای جلوگیری از کمانش لینک‌های عمودی، وسط هر لینک توسط دستک‌هایی از نبشی دابل شده مهار گردیده است. در شکل ۹ چیدمان سیستم آزمایش در آزمایشگاه نشان داده شده است.



شکل ۹: چیدمان سیستم آزمایش در آزمایشگاه
Fig. 9. test setup in Laboratory

۲-۵- تاریخچه بارگذاری آزمایش

تاریخچه بارگذاری آزمایش بصورت کنترل جابجایی در تغییر مکان‌های نسبی ۰/۲۵، ۰/۵، ۰/۷۵، ۱، ۱/۵، ۲، ۳، ۴٪ طول تیر بصورت ۸ گام دو سیکلی و مجموعاً ۱۶ سیکل بارگذاری رفت و برگشتی مطابق شکل ۱۰ است.

۳- مشاهدات و رفتار کلی نمونه‌ها

۳-۱- مشاهدات و رفتار چرخه‌ای نمونه A (بتن معمولی)

نمونه A نمونه مرجع می‌باشد که از بتن معمولی ساخته شده است. در شکل ۱۱ و ۱۲ نمونه A قبل از بارگذاری و در انتها بارگذاری (تخریب) نشان

برای افزایش مقاومت فشاری بتن، تقویت این منطقه ضروری است که با کاهش نسبت آب به سیمان و کاربرد مواد افزودنی شیمیایی مانند فوق‌روان کننده‌ها حاصل می‌گردد. همچنین برای کاهش تمرکز تنش بین سنگدانه‌ها و چسب سیمان، باید حداکثر بعد سنگدانه‌ها را کاهش داد و از ریزدانه‌های پرمقاومت استفاده نمود که در این حالت تعداد نقاط اتکا بیشتر شده و نیرویی که از هر نقطه تماس منتقل می‌شود کمتر خواهد بود. در این حالت امکان ساخت بتن با مقاومت فشاری بیش از ۵۰ و تا ۸۰ مگاپاسکال (بتن فوق پرمقاومت) به دست می‌آید. مقاومت فشاری بتن بر اثر استفاده از الیاف به ندرت از ۲۵٪ بیشتر می‌گردد. افزایش بیش از حد الیاف این مشخصه را کاهش می‌دهد. این امر با توجه به عملکرد ضعیف الیاف در فشار قابل پیش بینی است [۳۱].

جدول ۳: میلگردهای مصرفی در آزمایش و نتایج تست کشش

Table 3. Details of bars and Tensile Test Results

قطر میلگرد (MPa)	تنش جاری شدن (MPa)	تنش نهایی (MPa)	جاری شدگی (میکرو کرنش)
۶	۱۵۵	۱۶۹	۱۰۰۰
۸	۳۵۳	۳۸۰	۱۲۰۰
۱۴	۵۱۲	۵۹۵	۲۰۰۰
۱۶	۴۹۳	۶۲۷	۱۷۰۰
۲۰	۴۳۱	۶۴۹	۱۸۰۰

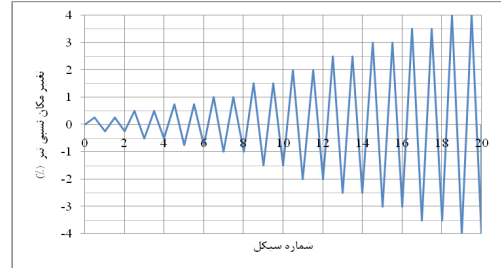
جدول ۴: طرح اختلاط بتن معمولی و بتن الیافی توانمند

Table 4. HPRCC and Normal Concrete mixing plan

مصالح	نوع بتن	نسبت وزنی به سیمان	بتن معمولی وزن (kg/m ³)	HPFRCC وزن (kg/m ³)
سیمان		۱	۸۱۲	۸۱۲
آب		۰/۴	۳۲۵	۳۲۵
سنگدانه (ماسه) ۴/۷۵ > D (mm) > ۲/۳۶		۰/۴۵	۳۶۲	۳۶۲
سنگدانه (ماسه) ۲/۳۶ > D (mm)		۰/۷۵	۶۰۹	۶۰۹
فوق روان کننده		۰/۰۰۵	۴/۰۶	۴/۰۶
الیاف فولادی ۲٪ حجمی		۰/۱۹۵	۰	۱۵۸
وزن مخصوص بتن تازه (kg/m ³)		-	۲۱۱۲	۲۲۷۰

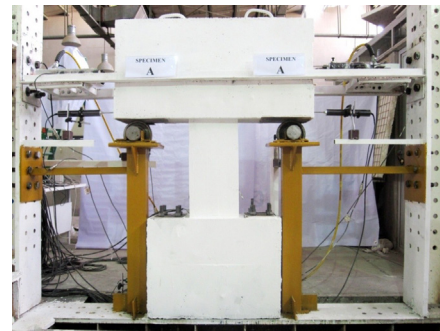
در طول روند بارگذاری علاوه بر افزایش بسیار کم ترک‌های برشی جدید، عرض ترک‌های برشی قبلی در تیر افزایش یافت به گونه‌ای که افزایش عرض ترک‌ها و ایجاد تغییر شکل ماندگار در تیر در تغییر مکان نسبی ۱/۵٪ رخ داد و آرماتورهای قطری وارد ناحیه جاری شدگی شد. در این مرحله با افزایش کرنش در نمونه نیرو افزایش پیدا نکرد. همچنین در تغییر مکان نسبی ۳ درصد، ترک‌های برشی باز شده به صورت مورب در امتداد قطر تیر شکل گرفت. در این سیکل کاهش بار نسبت به سیکل قبلی را نیز تجربه گردید. نهایتاً در تغییر مکان نسبی ۳/۵٪ مقدار نیروی برشی وارد شده به تیر برابر ۱۷۰ کیلو نیوتن بوده که نسبت به سیکل قبلی کاهش بار نداشته اما ترک‌های برشی مورب در امتداد قطر بسیار عریض شده که در شکل ۱۲ نشان داده شده است. ترک‌های قطری به صورت گسیختگی برشی-کششی بر روی تیر پدیدار گشت و نمونه قبل از رسیدن به تغییر مکان نسبی ۴ درصد در تغییر مکان ۳/۶٪ دچار شکست گردید. خلاصه نتایج و مشاهدات آزمایش نمونه A (بتن معمولی) در جدول ۵ به اختصار بیان گردیده است.

داده شده است. در شروع روند بارگذاری، تغییر مکان نسبی ۰/۲۵ درصد به نمونه وارد شد که ترک‌هایی در محل اتصال تیر به دیوار مشاهده گردید. در این مرحله از بارگذاری مقدار نیرو تا ۳۶ کیلو نیوتن افزایش یافت.

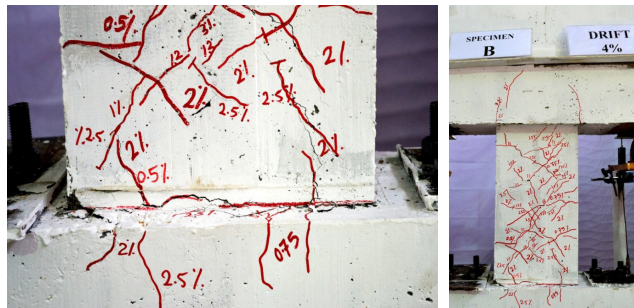


شکل ۱۰: تاریخچه بارگذاری
Fig. 10. loading protocols

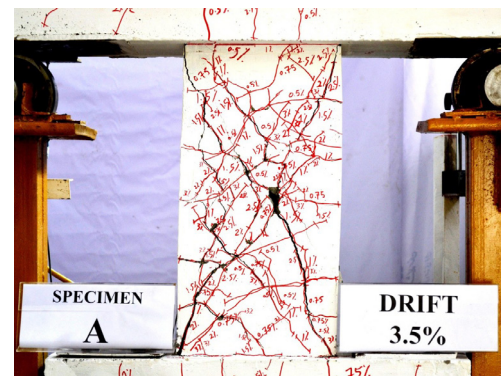
۳-۲- مشاهدات و رفتار چرخه‌ای نمونه B (بتن الیافی توانمند)
نمونه B نمونه ساخته شده از بتن الیافی توانمند می‌باشد که در ابتدا، تغییر مکان نسبی ۰/۲۵٪ به نمونه اعمال می‌شود و نیرو تا ۳۴ کیلو نیوتن افزایش یافت اما هیچ گونه ترکی در نمونه مشاهده نشد. با اعمال بارگذاری با افزایش تغییر مکان نسبی نیروی اعمال شده نیز افزایش می‌یافت و با ایجاد ترک‌های برشی جدید عرض ترک در اتصال افزایش پیدا می‌کرد. در تغییر مکان نسبی ۴ درصد نیرو تا ۲۰۷ کیلو نیوتن افزایش پیدا کرد سپس در تغییر مکان نسبی ۴/۵٪ عرض ترک‌های قبلی بصورت لغزشی افزایش یافت و نمونه با اعمال نیرویی معادل ۱۷۶ کیلو نیوتن دچار گسیختگی از نوع لغزشی-برشی گردید. در شکل ۱۳ نمونه B در انتها بارگذاری (تخریب) نشان داده شده است. خلاصه نتایج و مشاهدات آزمایش نمونه B ساخته شده از بتن الیافی توانمند در جدول ۶ نشان داده شده است.



شکل ۱۱: نمونه A قبل از بارگذاری
Fig. 11. Specimen A before loading



شکل ۱۳: نمونه B در انتهای بارگذاری
Fig. 13. Specimen B at the end of loading



شکل ۱۲: نمونه A در انتهای بارگذاری
Fig. 12. Specimen A at the end of loading

جدول ۶: خلاصه نتایج و مشاهدات آزمایش نمونه B (بتن HPFRCC)

Table 6. Summary of results and Specimen B observations (HPFRCC)

مشاهدات	تغییر مکان نسبی (%)	جابجایی (mm)	نیرو (kN)
-	۰/۲۵	۱/۵	۳۴
ایجاد ترک های ریز در محل اتصال تیر به دیوار	۰/۵	۳	۵۸
ایجاد اولین ترک های برشی در ناحیه میانی تیر	۰/۷۵	۴/۵	۸۲
ایجاد ترک های برشی جدید	۱	۶	۱۲۰
ایجاد ترک های برشی جدید	۱/۵	۹	۱۵۶
جاری شدن اولین آرماتور قطری	۲	۱۲	۱۷۳
ایجاد ترک های برشی جدید	۲	۱۲	۱۹۱
ایجاد ترک های برشی جدید	۲/۵	۱۵	۱۹۳
گسترش نسبی عرض ترک ها و عملکرد یکپارچه بتن و الیاف	۳	۱۸	۱۹۰
ایجاد ترک های لغزشی در محل اتصال تیر به دیوار	۳/۵	۲۱	۲۰۱
افزایش عرض ترک های مورب تیر و ترک های لغزشی اتصال تیر به دیوار	۴	۲۴	۲۰۷
باز شدن ترک های قطری و گسیختگی برشی - لغزشی	۴/۵	۲۷	۱۷۶
باز شدن ترک های قطری و گسیختگی برشی - لغزشی	۵	۳۰	۱۶۷
باز شدن ترک های قطری و گسیختگی برشی - لغزشی	۵/۵	۳۳	۱۶۷

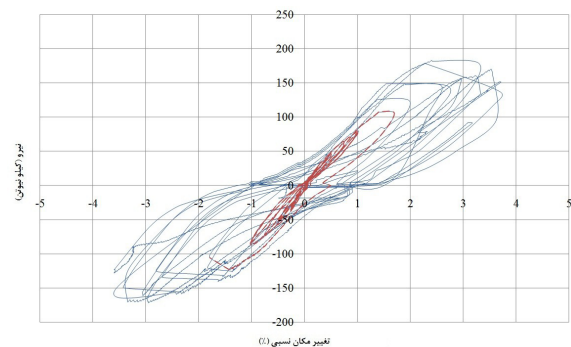
۴- نتایج و بحث

در شکل ۱۴، منحنی رفت و برگشتی نیرو-تغییر مکان نسبی نمونه A مشاهده می‌شود، بیشترین نیروی اعمال شده برابر ۱۸۳ کیلونیوتن با جابجایی ۱۵ میلی‌متر در تغییر مکان نسبی ۲/۵٪ می‌باشد. بعد از اعمال تغییر مکان نسبی ۳/۵٪ نمونه دچار شکست برشی - کششی در امتداد قطر تیر همبند گردید. همچنین این نمودار نشان می‌دهد بیشترین نیروی اعمال شده در حالت الاستیک در تغییر مکان نسبی ۱ درصد و با نیرویی معادل

جدول ۵: خلاصه نتایج و مشاهدات آزمایش نمونه A (بتن معمولی)

Table 5. Summary of results and Specimen A observations (Normal Concrete)

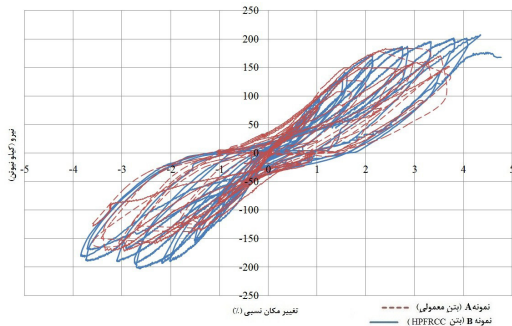
مشاهدات	تغییر مکان نسبی (%)	جابجایی (mm)	نیرو (kN)
ایجاد ترک های ریز در محل اتصال تیر به دیوار	۰/۲۵	۱/۵	۳۶
ایجاد اولین ترک های برشی در ناحیه میانی تیر	۰/۵	۳	۵۷
ایجاد ترک های برشی جدید در بالا، میانه و پایین تیر	۰/۷۵	۴/۵	۷۲
ایجاد ترک های برشی جدید و گسترش ترک های قبلی	۱	۶	۸۷
افزایش عرض ترک ها و ایجاد تغییر شکل ماندگار در تیر	۱/۵	۹	۱۲۵
افزایش عرض ترک ها	۲	۱۲	۱۴۹
افزایش عرض ترک ها	۲/۵	۱۵	۱۸۳
شکل گیری ترک قطری و مورب با عرض زیاد	۳	۱۸	۱۷۰
باز شدن ترک های قطری و گسیختگی برشی - کششی	۳/۵	۲۱	۱۷۰
تخریب نمونه و شروع کاهش تحمل نیروی وارده	۳/۶	۲۱/۶	۱۵۸



شکل ۱۴: منحنی رفت و برگشتی نیرو-تغییر مکان نسبی نمونه A حد الاستیک برابر با تغییر مکان نسبی ۱ درصد و نیروی ۸۰ کیلونیوتن

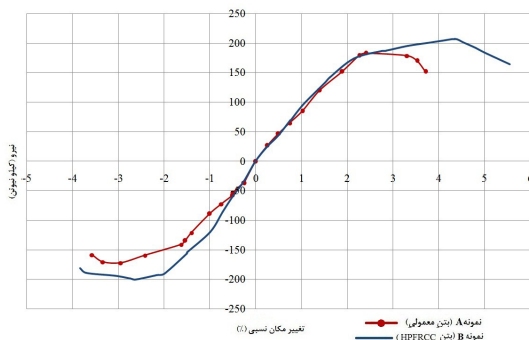
Fig. 14. Hysteresis cycles Force-drift curves of specimen A - elastic drift = 1% and elastic Force = 80 KN

ترتیب برابر ۱۸۳ و ۲۰۷ کیلو نیوتن می باشد. این بدان معنی است که نمونه B نسبت به نمونه A، ۱۳٪ بیشتر تحمل نیرو داشته است. علاوه بر آن تغییر مکان نسبی نمونه B نسبت به نمونه A، ۵۷ درصد بیشتر و با افزایش جذب انرژی و شکل پذیری نیز همراه بوده است. این موارد را می توان به تأثیر الیاف فولادی و استفاده از بتن الیافی توانمند مربوط دانست. نتایج نشان می دهد که استفاده از الیاف فولادی علاوه بر بهبود رفتار بتن، رفتار سازه ای و لرزه ای را بهبود بخشیده است.



شکل ۱۶: منحنی رفت و برگشتی نیرو-تغییر مکان نسبی نمونه B و A

Fig. 16. Hysteresis cycles of specimens A and B



شکل ۱۷: پوش منحنی نیرو-تغییر مکان نسبی نمونه B و A

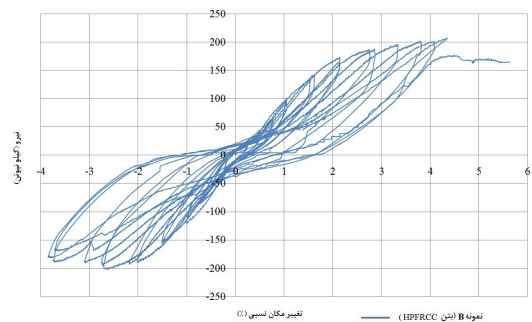
Fig. 17. Force-drift curves of specimens A and B

مطابق اشکال ۱۸ و ۱۹ و مقایسه منحنی نیرو- کرنش آرماتورهای قطری و پوش آن ها برای دو نمونه A و B، مشاهده می شود که آرماتورهای قطری در نمونه A در نیرویی معادل ۸۰ کیلو نیوتن و در نمونه B در نیرویی معادل ۱۷۳ کیلو نیوتن جاری شده اند. این بدان معنی است که در بتن الیافی توانمند نسبت به بتن معمولی، مقادیر بار معادل کرنش جاری شدگی در آرماتورهای قطری ۶۰ درصد بیشتر می باشد. در نتیجه وجود الیاف فولادی در نمونه دوم منجر به ایجاد تأخیر در جاری شدگی آرماتورهای قطری گردیده و نمونه حاوی الیاف نیروی بیشتری را تحمل مینماید. بنابراین در صورت استفاده از بتن HPFRCC با الیاف فولادی به میزان ۲٪ حجم بتن، می توان مقدار آرماتورهای قطری را کاهش داد.

۸۰ کیلو نیوتن ثبت گردید. در تغییر مکانهای نسبی بالاتر نمونه وارد مرحله غیرخطی، جاری شدگی و تغییر شکل های ماندگار گردید. نمونه مورد نظر پس از آن از خود رفتار شکل پذیر مطلوبی نشان داد.

نتایج به دست آمده از آزمایش نمونه B حاکی از عدم کاهش میزان مقاومت نمونه می باشد. همانطوری که از منحنی رفت و برگشتی نیرو-تغییر مکان نسبی نمونه B در شکل ۱۵ مشاهده می شود، در کلیه تغییر مکان ها کاهش مقاومتی به چشم نمی خورد و نمونه تغییر مکان های بالایی را بدون افت مقاومت سپری کرده است.

نمونه B تغییر مکان نسبی ۴ درصد را در جابجایی ۲۴ میلیمتر و بار نهایی معادل آن یعنی ۲۰۷ کیلو نیوتن را تحمل کرد. البته به علت محدودیت ها و پیروی از الگوی بارگذاری تعریف شده مطابق شکل ۱۱، بارگذاری نمونه برای تغییر مکان های نسبی ۴ درصد به صورت سیکلی و برای بالاتر از ۴ درصد به صورت مونوتونیک انجام شد که مطابق آنچه در شکل ۱۵ مشاهده می شود نمونه تا جابجایی ۳۳ میلیمتر در تغییر مکان نسبی ۵/۵ درصد را تحمل کرد. نمونه مورد نظر همانند نمونه A دارای رفتار شکل پذیر مطلوبی بوده و بیشترین نیروی اعمال شده در حالت الاستیک برابر ۱۷۳ کیلو نیوتن در تغییر مکان ۲ درصد اتفاق افتاده است و پس از آن نمونه وارد مرحله غیرخطی، جاری شدگی و تغییر شکل های ماندگار گردید.



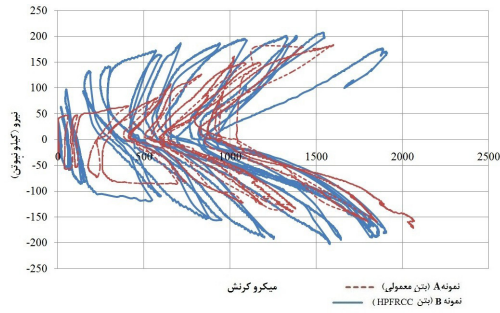
شکل ۱۵: منحنی رفت و برگشتی نیرو تغییر مکان نسبی نمونه B

Fig. 15. Hysteresis cycles of specimens B

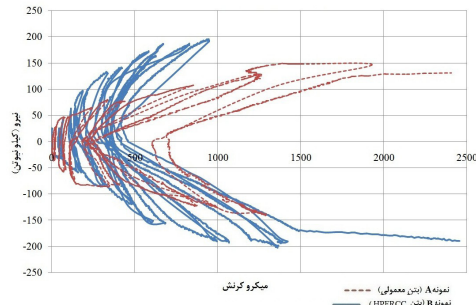
همانطوری که در شکل ۱۶ مشاهده می شود، هر دو نمونه A و B دارای رفتار تقریباً مشابه ای می باشند. اما همانطوری که از نمودارها مشخص است نمونه B دارای رفتار شکل پذیرتری نسبت به نمونه A می باشد، البته این تفاوت به مقدار خیلی کمی می باشد.

در حالی که نمونه A در سیکل آخر بارگذاری دچار کاهش مقاومت و گسیختگی شده اما نمونه B تا آخرین سیکل بارگذاری با افزایش نیرو و مقاومت در برابر بارهای وارده همراه بود که این امر در نمودار رفت و برگشتی نیرو-تغییر مکان نسبی نمایان می باشد.

با مقایسه پوش منحنی نیرو-تغییر مکان نسبی نمونه های A و B در شکل ۱۷ مشاهده می گردد که بیشترین نیروی وارد شده به نمونه A و B به



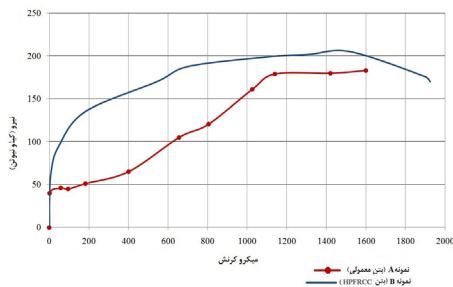
الف: خاموت ابتدای تیر همبند



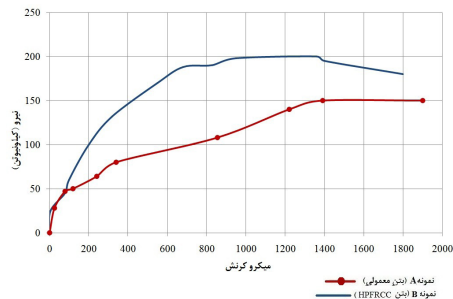
ب: خاموت وسط تیر همبند

شکل ۲۰: منحنی نیرو-کرنش خاموت نمونه های A و B

Fig. 18. Force-stress curves of stirrup in coupling beam



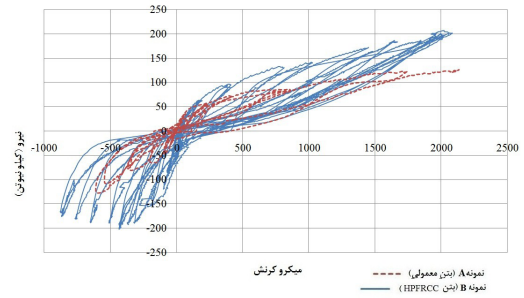
الف: خاموت ابتدای تیر همبند نمونه های A و B



ب: خاموت وسط تیر همبند

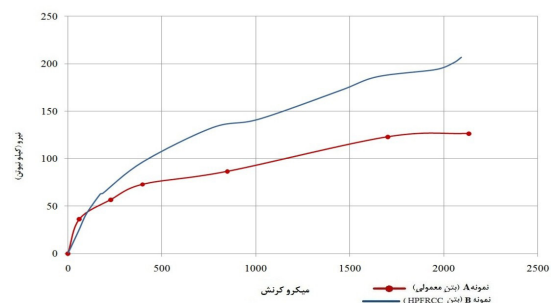
شکل ۲۱: پوش منحنی نیرو-کرنش خاموت نمونه های A و B

Fig. 21. Force-stress curves of stirrup in coupling beam - specimens A and B



شکل ۱۸: منحنی نیرو-کرنش آرماتورهای قطری نمونه های A و B

Fig. 18. Force-stress Hysteresis cycles curves of diagonal reinforcement specimens A and B



شکل ۱۹: پوش منحنی نیرو-کرنش کششی آرماتورهای قطری نمونه های A و B

Fig. 19. Force-stress curves of diagonal reinforcement specimens A and B

با مقایسه رفتار خاموت‌های ابتدا و وسط تیر همبند برای دو نمونه A و B که به ترتیب در اشکال ۲۰-الف و ۲۰-ب نشان داده شده است به راحتی می‌توان دریافت که خاموت‌های نمونه B نسبت به نمونه A نیروی بیشتری را تحمل کرده است. این رفتار از تأثیر الیاف در بتن الیافی توانمند ناشی می‌شود. در اشکال ۲۱-الف و ۲۱-ب مقایسه پوش منحنی نیرو-کرنش خاموت ابتدا و وسط تیر همبند نمونه‌های A و B نشان داده شده است. این نمودارها نشان می‌دهند که شروع کرنش خاموت‌های نمونه‌های A و B به ترتیب در بار ۳۰ و ۶۵ کیلو نیوتن رخ داده و این مقادیر به ترتیب بیانگر میزان مقاومت بتن معمولی و بتن الیافی توانمند می‌باشد که حاکی از بهبود مقاومت برشی بتن به میزان ۱۱۷٪ جهت به تأخیر انداختن اولین ترک و شروع کرنش خاموت‌های عرضی می‌باشد که این بهبود خواص نیز به واسطه استفاده از الیاف در بتن می‌باشد. شکل ۲۲ مقایسه نمودار بار-کرنش آرماتور خمشی تیر همبند نمونه A و B را در حالت الاستیک نشان می‌دهد. با بررسی این نمودار می‌توان دریافت که آرماتور خمشی تیر همبند در نمونه B نسبت به نمونه A دیرتر به حد جاری شدگی رسید و تغییر شکل‌های بیشتری را تحمل نمود.

جدول ۷: مقایسه نتایج آزمایش و مقادیر آیین نامه ای

Table 7. Comparison of experimental test results and ACI code

تیر همبند	نمونه A	نمونه B
V_y (KN)	۸۰	۱۷۳
V_{ACI} (KN)	۳۴/۵	۳۴/۵
V_y / V_{ACI}	۲/۳	۵
V_{yB} / V_y	۲/۱۶	۱

$$V_{yB} / V_{yA} = (173/80) = 2.16$$

V_y : حداکثر نیرو در حالت الاستیک وارده به نمونه در آزمایش (کیلو نیوتن)

V_{ACI} : مقدار نیروی برشی برای تیر همبند طبق آیین نامه 318 ACI -14 (کیلو نیوتن)

V_{yB} : حداکثر نیرو در حالت الاستیک وارده به نمونه B (کیلو نیوتن)
در حالت الاستیک، نمونه B، ساخته شده از بتن الیافی توانمند نسبت به نمونه A، حدود ۱۱۷٪ افزایش مقاومت برشی و ۱۰۰٪ افزایش جابجایی دارد. از محاسبه فوق نتیجه می‌گردد که در صورت استفاده از بتن‌های الیافی توانمند به جای بتن معمولی می‌توان مقادیر آرماتورهای قطری را کاهش داده و همچنین به رفتاری شکل‌پذیر با استهلاک انرژی مناسب دست یافت. همچنین آرماتورهای قطری نمونه A در تغییر مکان‌های نسبی بیش از ۱/۵٪ دچار کرنش‌های ماندگار شده در صورتی که در نمونه B که ساخته شده از بتن الیافی توانمند تا پایان تغییر مکان‌های نسبی ۴ درصد آرماتورهای قطری رفتار به مراتب بهتری نسبت به نمونه A از خود نشان دادند. مقادیر مقاومت برشی بتن (V_c) برای نمونه‌های A و B به ترتیب برابر ۳۰ و ۶۵ کیلو نیوتن می‌باشد. همچنین از رابطه زیر می‌توان مقدار مقاومت برشی خاموتها را محاسبه کرد. بنابراین مقدار مقاومت برشی:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S} \quad (2)$$

$$V_s = \frac{56.5 \times 155 \times 270}{100} = 23600 N = 23.6 kN$$

که در آن:

V_s : مقاومت برشی خاموتها (کیلو نیوتن)

A_v : سطح مقطع یک شاخه خاموت (میلی متر مربع)

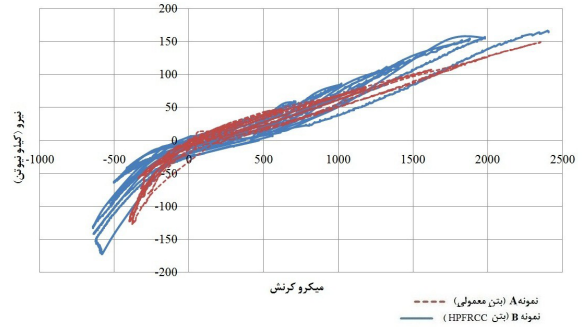
f_y : تنش جاری شدن آرماتور (مگا پاسکال)

d : ارتفاع موثر تیر همبند (میلی متر مربع)

S : فاصله خاموتها (میلی متر مربع)

مقدار مقاومت آرماتورهای قطری (V_d) برابر ۳۴/۵ کیلو نیوتن می‌باشد

که طبق رابطه ۱ محاسبه گردید.



شکل ۲۲: مقایسه منحنی نیرو - کرنش آرماتور خمشی نمونه های A و B

Fig. 22. Force-stress curves of bar bending in specimens A and B

مقدار نیروی برشی برای تیر همبند مورد آزمایش طبق آیین نامه ACI 318 - 14 با استفاده از رابطه ۱ [۳۲] میزان ۳۴/۵ کیلو نیوتن می‌باشد.

$$V_d = 2 A_{vd} f_y \sin \alpha \quad (1)$$

$$V_d = 2 \times 201 \times 353 \times \sin 14^\circ = 34500 N = 34.5 kN$$

که در آن:

V_d : مقدار نیروی برشی برای تیر همبند طبق آیین نامه - ACI 318 (نیوتن) 14

A_{vd} : سطح مقطع یک قفسه آرماتور قطری (میلی متر مربع)

f_y : تنش جاری شدن آرماتور (مگا پاسکال)

α : زاویه آرماتور قطری با سطح افق (درجه)

بعد از انجام آزمایشات بر روی دو نمونه A و B به مقدار ماکزیمم ۱۸۳ کیلو نیوتن برای نمونه A و ۲۰۷ کیلو نیوتن برای نمونه B دسترسی پیدا شد. مقدار محاسبه شده توسط آیین نامه در حالت الاستیک و بدون در نظر گرفتن مقاومت کششی بتن و برشی سایر آرماتورها بوده، لذا مقادیر متناظر با آن در حالت الاستیک و در نمونه A برابر ۸۰ کیلو نیوتن و برای نمونه B برابر ۱۷۳ کیلو نیوتن می‌باشد. این اعداد نشان می‌دهد که حالت الاستیک نمونه A، ۲/۳ برابر مقدار طرح شده توسط آیین نامه را تحمل کرده است. همچنین نمونه B، ۲/۱۶ برابر نمونه A و ۵ برابر مقدار آیین نامه را تحمل کرده است. این نتایج نشان می‌دهد که تأثیر الیاف در افزایش نیروی برشی در صورتی که ملاک عمل دو نمونه A و B که بر طبق آیین نامه طراحی گردیده‌اند، باشد برابر مقدار ۴۰ درصد مقدار آیین نامه و بیش از ۱۰۰ درصد نمونه بدون الیاف است که در جدول شماره ۷ نشان داده شده است.

به بتن، مقاومت کششی بتن الیافی توانمند بیش از ۱۰۰ درصد افزایش یافته و می‌توان مقاومت کششی بتن را در محاسبات منظور کرد. مقاومت برشی آزمایشگاهی الاستیک تیرهمبند ساخته شده با بتن الیافی توانمند ۲/۱۶ برابر تیرهمبند ساخته شده استاندارد با بتن معمولی می‌باشد که این تأثیر به واسطه استفاده از الیاف در بتن حاصل گردیده است.

۳. افزایش مقدار جذب انرژی به اندازه ۶۰ درصد و همچنین افزایش شکل‌پذیری نمونه بتن الیافی توانمند نسبت به نمونه ساخته شده با بتن معمولی مشاهده شد که ناشی از اثر زیاد وجود الیاف به میزان ۲ درصد حجم بتن می‌باشد. همچنین در نمونه حاوی بتن الیافی توانمند از افزایش عرض ترک‌ها و پخش ترک‌های برشی جلوگیری شده است.

۴. گرچه مقاومت برشی اسمی آیین‌نامه‌ای تیر همبند در حد الاستیک بوده و مختص آرماتورهای قطری می‌باشد ولی ظرفیت برشی آزمایشگاهی الاستیک تیرهای همبند استاندارد بتن معمولی و بتن الیافی توانمند به ترتیب ۲/۳ و ۵ برابر مقدار طرح شده آیین‌نامه می‌باشد که عدد بزرگتر ناشی از وجود بتن ویژه و ضرایب اطمینان آیین‌نامه‌ای می‌باشد.

۵. منحنی رفت و برگشتی نیرو-تغییر مکان نسبی نمونه‌ها نشان داد که رفتار برشی نمونه بتن الیافی نسبت به نمونه بتن معمولی بهتر و مطلوب‌تر است.

۶- فهرست علائم

- A_v سطح مقطع یک شاخه خاموت (میلی متر مربع)
- A_{vd} سطح مقطع یک قفسه آرماتور قطری (میلی متر مربع)
- d ارتفاع موثر تیر همبند (میلی متر مربع)
- f_y تنش جاری شدن آرماتور (مگا پاسکال)
- S فاصله خاموت‌ها (میلی متر مربع)
- V_{ACI} مقدار نیروی برشی برای تیر همبند طبق آیین‌نامه - ACI 318
- 08 (کیلو نیوتن)
- V_{cA} مقاومت برشی بتن نمونه A در آزمایش (کیلو نیوتن)
- V_{cB} مقاومت برشی بتن نمونه B در آزمایش (کیلو نیوتن)
- V_d مقاومت آرماتورهای قطری (کیلو نیوتن)
- V_n نیروی برشی اسمی برای تیر همبند (کیلو نیوتن)
- V_s مقاومت برشی خاموت‌ها (کیلو نیوتن)
- V_{yA} حداکثر نیرو در حالت الاستیک وارده به نمونه A (کیلو نیوتن)
- V_{yB} حداکثر نیرو در حالت الاستیک وارده به نمونه B (کیلو نیوتن)
- α زاویه آرماتور قطری با سطح افق (درجه)

آیین‌نامه ACI از مقادیر VC و مقاومت بتن، مقدار و مقاومت برشی خاموت‌ها صرف‌نظر می‌کند، در صورتی که از این مقادیر صرف‌نظر نشود برای نمونه A داریم:

$$V_n = V_d + V_{cA} + V_s \quad (3)$$

$$V_n = 34.5 + 30 + 23.6 = 88.1kN$$

که این مقدار با آنچه از نتایج آزمایش شده بر روی نمونه A در حالت الاستیک به دست آمد مطابقت می‌کند. همچنین برای نمونه B داریم:

$$V_n = V_d + V_c + V_s = 34.5 + 60 + 23.6 = 118.1kN$$

که در آن:

V_n : نیروی برشی اسمی برای تیر همبند (کیلو نیوتن)

V_d : مقاومت آرماتورهای قطری (کیلو نیوتن)

V_{cA} : مقاومت برشی بتن نمونه A در آزمایش (کیلو نیوتن)

V_s : مقاومت برشی خاموت‌ها (کیلو نیوتن)

V_{cB} : مقاومت برشی بتن نمونه B در آزمایش (کیلو نیوتن)

در آزمایش انجام شده بر روی نمونه B (بتن الیافی توانمند) مقدار مقاومت تیر همبند در حالت الاستیک برابر ۱۷۰ کیلو نیوتن می‌باشد که افزایش ۴۴ درصدی (۵۲ کیلو نیوتن) به وجود آمده نسبت به مقدار محاسباتی (۱۱۸/۱ کیلو نیوتن)، ناشی از تأثیر الیاف بر بهبود خاصیت باربری تیر همبند بعد از ایجاد اولین ترک و شروع مقاومت خاموت‌ها در تیر همبند می‌باشد که این همان اضافه مقاومت ایجاد شده در مقاومت کششی بتن توسط الیاف فولادی استفاده شده در بتن الیافی توانمند است. همچنین با محاسبه سطح زیر نمودار شکل ۱۷ به ترتیب مقادیر انرژی جذب شده نمونه‌های A و B به دست می‌آید که این مقادیر برای نمونه A برابر ۲۷۶۰ و برای نمونه B برابر ۳۸۷۰ ژول می‌باشد که جذب انرژی نمونه B، ۱/۶ برابر نمونه A می‌باشد که نشان می‌دهد وجود الیاف باعث افزایش ۶۰ درصدی جذب انرژی نمونه B ساخته شده از بتن الیافی توانمند نسبت به نمونه A ساخته شده از بتن معمولی شده است.

۵- نتیجه‌گیری

۱. بر اساس مشاهدات رفتاری و نتایج حاصل از انجام آزمایش بار رفت و برگشتی بر روی دو نمونه تیر همبند بتنی، شامل یک نمونه مرجع استاندارد بتن معمولی و یک نمونه بتن الیافی توانمند، نتایج زیر حاصل می‌شود:
۱. حضور الیاف باعث تغییر مدل شکست از شکست برشی-کششی در نمونه بتن معمولی به شکست برشی-لغزشی و تأخیر در ایجاد گسیختگی در نمونه حاوی بتن الیافی شد.
۲. با توجه به ثابت نگه داشتن تمام پارامترهای طراحی و یکسان بودن شرایط در دو نمونه ساخته شده، فقط با اضافه شدن الیاف

- [15] Fukuyama, H., HPFRCC Device for Structural Control of Building With Soft Story, 6th RILEM Symposium on Fiber-Reinforced Concretes (FRC) - BEFIB, Varenna, Italy, (2004) 1163-1172
- [16] Parra-Montesinos, G.J., Peterfreund, S.W. and Chao, Sh., H., Highly Damage-Tolerant Beam-Column Joints Through Use of High- Performance Fiber-Reinforced Cement Composites, ACI Structural Journal, 102 (3) (2005) 487-495.
- [17] Hemmati, A., Kheroddin, A. Sharbatdar, M.K., Ductile behavior of high performance fiber reinforced cementitious composite (HPFRCC) frames, Construction and Building Materials Journal, 115 (2016) 681-689
- [18] Hemmati, A., Kheroddin, A. Sharbatdar, M.K., Numerical Investigation of Load Capacity Increasing of HPFRCC Frame", Sharif Journal, Iran, (2013)
- [19] Hemmati, A., Kheroddin, A., Sharbatdar, M.K., Plastic hing rotation capacity of reinforced HPFRCC beam, Journal of Structural engineering, ASCE, (2013)
- [20] Hemmati, A., Kheroddin, A. Sharbatdar, M.K., "Flexural Behavior of Reinforced HPFRCC Beams" Journal of Rehabilitation in Civil Engineering, (2013) 66-77.
- [21] Hemmati, A., Kheroddin, A. Sharbatdar, M.K., Increasing the flexural capacity of RC beams using partially HPFRCC layers, Computers and Concrete Journal, 16 (4) (2015)
- [22] Kim, K., and Parra-Montesinos, G., Behavior of HPFRCC Low-Rise Walls Subjected to Displacement Reversals, High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC), Proceedings of the Fourth International RILEM Workshop, A. E. Naaman and H. W. Reinhardt, eds., RILEM Publications S.A.R.L., Cachan Cedex, France, (2003) 505-515.
- [23] Canbolat, B. A., Parra-Montesinos, G. J.; and Wight, J. K., Experimental Study on the Seismic Behavior of High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composite Coupling Beams, ACI Structural Journal, 102 (1) (2005) 159-166.
- [24] Hung, C. and El-Tawil, S., Seismic Behavior of a Coupled Wall System with HPFRCC Materials in Critical Regions , J. Struct. Eng., 10.1061 (ASCE)ST. 1943-541X.0000393, 1499-1507 , (2011)
- [25] Maruta, M., Kanda, T., Nagai, S. and Yamamoto, Y., New High-Rise RC Structure Using Pre-Cast ECC Coupling Beams", Concrete Journal, 43(11) (2005) 18-26
- [26] Hung, Ch., Computational and hybrid simulation of high performance fiber reinforced concrete coupled wall systems, PhD Thesis, The University of Michigan, USA, (2010)
- [1] Moehle J., Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings, McGraw-Hill Education, (2015)
- [2] Parra-Montesinos, G.J., High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composites An Alternative for Seismic Design of Structures, ACI Structural Journal, 102(5) (2005) 668-675.
- [3] Wei-ling, L., Toughness Behavior Of fiber Reinforcement Concrete, Proceeding of the Fourth RILEM International Symposium Sheffield, UK, (1992)
- [4] M. A. Asgari, Experimental Investigation of Compressive and Flexural Capacity of Concrete Panels Reinforced with GFRP Fiber, Thesis of Master of Science in Civil Engineering, Semnan University, (2010)
- [5] American Concrete Institute (ACI) 544.1R-96, State of The Art Report on The Fiber Reinforced Concrete, Manual of concrete practice, ACI-544. 2R-89 Michigan, USA, (1998)
- [6] R. Ahmadi, M. Sharifi, Introduction to properties of Ductile Engineer Cementitious Composite, 4th National Congress on Civil Engineering, University of Tehran, (2008)
- [7] ACI544.1R-96, State of The Art Report on The Fiber Reinforced Concrete
- [8] Bolander, J., Spring network model of fiber reinforced cement composites, High performance fiber reinforced cement composites. HPFRCC 3, H.W. Reinhardt and A.E. Naaman, 341-350, (1999)
- [9] Vandewalle, L. et al., Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, Sigma-epsilon-design method - Final Recommendation. Materials and Structures. RILEM TC 162-TDF, 36(262) (2003) 560-567
- [10] Krenchel, H. and Stang, H. A.M. Brandt, J.H. Marshall, Stable microcracking in cementitious materials, in brittle matrix composites 2. Eds, (1989) 20-33.
- [11] Naaman, A.E., Reinhardt, H.W., toward performance-based classification of FRC composites, In high performance fiber reinforced cement composites (HPFRCC-4), Proc. of the 4th Int'l RILEM workshop, A.E. Naaman and H.W. Reinhardt, (2003)
- [12] Farhat, F.A. Nicolaidis, D. Kanellopoulos, A. Karihaloo, B.L., High performance fiber-reinforced cementitious composite (CARDIFRC)-performance, (2007)
- [13] Richard, P. and Cheyrezy, M.H., Composition of reactive powder concretes, Cement and concrete research, 25 (7) (1995) 1501-1511.
- [14] Habel, H. Gauvreau, P., Response of UHPFRC to impact and static loading, cement and concrete composites, (2008) 938-946.

- [30] M. Dehghan, Experimental and analytical investigation of placing steel bars details in HPFRCC coupling beams, Thesis of Master of Science in Civil Engineering, Semnan University, (2011)
- [31] A. Kheroddin, Analysis and design of shear walls, Third edition, Semnan University Press, (2011)
- [32] Zhang, M. H. , Shim, V. P. W. , Lu, G., Chew, C. W. , Resistance of High Strength Concrete to Projectile Impact, International Journal of Impact Engineering, 31 (2005)
- [33] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., (2014)
- [27] Lequesne, R.D., Parra-Montesinos, G.J. and Wight, J.K., Test of a Coupled Wall with High Performance Fiber Reinforced Concrete Coupling Beams, Thomas T. C. Hsu Symposium: Shear and Torsion of Concrete Structures, SP-265, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., (2009)
- [28] Performance Fiber Reinforced Concrete Coupling Beams, Thomas T. C. Hsu Symposium: Shear and Torsion of Concrete Structures, SP-265, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [29] Parra-Montesinos, G.J., Canbolat, B.A., and Jeyaraman, G., Relaxation of confinement reinforcement requirements in structural walls through the use of fiber reinforced cement composites, 8th National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, CA, (2006)

Please cite this article using:

A. Kheyroddin, M. Dehghan, M. K. Sharbatdar, Structural Improvement of Shear Wall Coupled RC Beam Replaced with HPFRCC , *Amirkabir J. Civil Eng.*, 50(3) (2018) 471-484.

DOI: 10.22060/ceej.2017.11683.5056

