

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده مهندسی عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی سازه

بررسی اثر کرنش‌های حین مقاوم‌سازی بر رفتار تیرهای بتن آرمه مقاوم شده با HPFRCC

نگارنده: محمدجواد جعفری

استاد راهنما

دکتر فرشید جندقی علایی

مهر ۱۴۰۰

شماره: ۵۴۵ / ۲ = ۱۴

تاریخ: ۱۴۰۲/۰۹/۲۲

ویرایش:

باسمه تعالی

فرمهای ارزشیابی پایان نامه کارشناسی ارشد
مربوط به ورودی های ۱۴ به بعد



مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۳) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای محمدجواد جعفری با شماره دانشجویی ۹۷۰۴۸۷۴ رشته عمران گرایش سازه تحت عنوان بررسی اثر کرنش های حین مقاوم سازی بر رفتار تیرهای بتن آرمه مقاوم شده با HPRCC که در تاریخ ۲۶ مهر ۱۴۰۰ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار شد به شرح ذیل اعلام می گردد:

☐ الف) درجه عالی: نمره ۱۹-۲۰ ☐ ب) درجه خیلی خوب: نمره ۱۸/۹۹-۱۸ ☐ ج) درجه خوب: نمره ۱۷/۹۹-۱۷ ☐ د) درجه متوسط: نمره ۱۵/۹۹-۱۴ ☐ ه) کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول و نیاز به دفاع مجدد دارد		نوع تحقیق: ☒ نظری ☐ عملی	
عضو هیأت داوران	نام و نام خانوادگی	مرتبه علمی	امضاء
۱- استاد راهنمای اول	آقای دکتر فرشید جندقی علایی	دانشیار	
۲- استاد راهنمای دوم			
۳- استاد مشاور			
۴- استاد داور اول	آقای دکتر جلیل شفاغی	استادیار	
۵- استاد داور دوم	آقای دکتر ابراهیم زمانی بیدختی	استادیار	
۶- نماینده تحصیلات تکمیلی	آقای دکتر محسن کرامتی	استادیار	

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده: آقای دکتر رضا نادری

تاریخ و امضاء و مهر دانشکده:

تقدیم بہ

عزیزانی کہ جان با ارزش خود را مظلومانہ از دست دادند.

مشکر و قدردانی

از خانواده عزیزم که همواره برای من هم انگیزه بودند و هم هدف پاسکزارم.
بر خود لازم می‌بینم از استاد راهنما که تقدیر خویش، جناب آقای دکتر فرشید علایی که در طول نگارش این مجموعه بارها راهنمایی‌های بجایشان
مرا یاری نمودند، قدردانی نمایم.
همچنین از جناب آقای دکتر جلیل شغائی و جناب آقای دکتر ابراهیم زمانی، که داوران پایان نامه را بر عهده گرفتند و قدردانی
می‌نمایم.
و در انتها از دوستان با محبت خود، که با درکی مثال زدنی، در طول نگارش این پایان نامه فرصت کافی را برای اینجانب فراهم نموده‌اند،
ممنونم.

تهدیه نامه

اینجانب **محمدجواد جعفری** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران-سازه دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه بررسی اثر کرنش های حین مقاوم سازی بر رفتار تیرهای بتن آرمه مقاوم شده با **HPFRCC** تحت راهنمایی دکتر فرشید علایی متعهد می شوم.

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده است و از صحت و اصالت برخوردار است .
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است .
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است .
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام « دانشگاه صنعتی شاهرود » و یا « Shahrood University of Technology » به چاپ خواهد رسید .
- حقوق معنوی تمام افرادی که در به دست آمدن نتایج اصلی پایان نامه تأثیرگذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت می گردد.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که از موجود زنده (یا بافتهای آنها) استفاده شده است ضوابط و اصول اخلاقی رعایت شده است .
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی رعایت شده است .

تاریخ ۱۴۰۰/۰۷/۱۱
امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق نشر

کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانهای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد . این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود . استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

کامپوزیت‌های پایه سیمانی تقویت‌شده الیافی با عملکرد بالا (HPFRCC) یک کلاس جدید و ابتکاری از کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با الیاف هستند که عمدتاً در دهه‌های اخیر توسعه یافته‌اند. برجسته‌ترین ویژگی HPFRCC ها، که آن‌ها را از بتن‌های الیافی متداول متمایز می‌کند، سخت‌شدگی کرنشی درکش می‌باشد. در نتیجه HPFRCC بسیار انعطاف‌پذیرتر از بتن معمولی است، که آن‌ها را برای برخی از کاربردهای سازه‌ای مناسب می‌کند. هدف اصلی در این پایان‌نامه پی بردن به تاثیر کرنش ابتدایی موجود در تیر بتن‌آرمه زیرلایه حین مقاوم‌سازی با استفاده از HPFRCC می‌باشد. برای این منظور برنامه‌ای در محیط MATLAB نوشته شده است. در این برنامه با توجه به منحنی تنش-کرنش مصالح در کشش و فشار، ابتدا به منحنی لنگر-انحنا تیر رسیده و سپس با استفاده از روابط موجود مقاومت مصالح، منحنی بار-تغییر مکان تیر تحت بارگذاری معلوم، به دست می‌آید. برنامه پیشنهادی توسط سه آزمون آزمایشگاهی اعتبارسنجی شده و نتایج برنامه شبیه‌سازی شده توافق بسیار خوبی با اندازه‌گیری‌های نمونه در آزمایشگاه نشان می‌دهد. عملکرد کلی برنامه بسیار رضایت‌بخش است و مراحل مختلف رفتار تیر را به درستی پیش‌بینی می‌کند. در ادامه پارامترهای متفاوتی از جمله ضخامت و نوع لایه مقاوم‌سازی کننده در شرایط اعمال پیش بارهای مختلف در زمان اتصال لایه بر روی تیر مورد مطالعه قرار گرفته است. بررسی‌های انجام شده در این پایان‌نامه نشان داد که در کامپوزیت‌های دارای رفتار سخت‌شدگی کرنشی در کشش، کرنش اولیه تاثیر ناچیزی بر روی مقاومت و شکل‌پذیری نهایی تیر دارد. در کامپوزیت‌های با رفتار نرم‌شدگی کرنشی در کشش، مقدار کرنش متناظر با بیشینه تنش کششی (ϵ_{pl})، در تاثیر کرنش اولیه حین مقاوم‌سازی بسیار حائز اهمیت است. به طوری که در کامپوزیت دارای ϵ_{pl} بیشتر، تاثیر کرنش اولیه در مقاومت تیر حدود ۱.۶ درصد و در کامپوزیت‌هایی با ϵ_{pl} کمتر، این مقدار به نزدیک ۱۲ درصد می‌رسد. در موضوع شکل‌پذیری نیز همین‌گونه است، تاثیر تفاوت کرنش اولیه در تیرهای مقاوم‌شده با کامپوزیت ϵ_{pl} بیشتر، ۴.۳ درصد اما در کامپوزیت دارای ϵ_{pl} کمتر به ۶۱ درصد می‌رسد.

کلمات کلیدی : بتن الیافی با عملکرد بالا، مقاوم‌سازی، کرنش حین مقاوم‌سازی، منحنی لنگر-انحنا، سخت‌شدگی و نرم‌شدگی کرنشی

فهرست

Contents

۱	فصل ۱ : مقدمه
۲	۱-۱ پیشگفتار.....
۳	۲-۱ تشریح هدف پایان نامه و روش تحقیق.....
۳	۳-۱ ساختار پایان نامه.....
۵	فصل ۲ : مرور ادبیات فنی
۶	۱-۲ مقدمه.....
۶	۱-۲-۱ تاریخچه.....
۷	۱-۲-۲ الیاف.....
۸	۱-۲-۳ بررسی اجمالی و طبقه بندی FRCC ها.....
۱۲	۲-۲ بتن مسلح با الیاف فولادی.....
۱۳	۱-۲-۲ خصوصیات مکانیکی SFRC ها.....
۱۳	۲-۲-۲ کاربردهای SFRC ها.....
۱۴	۳-۲ بتن الیافی با دوغاب نفوذی.....
۱۵	۱-۳-۲ خصوصیات مکانیکی SIFCON ها.....
۱۶	۲-۳-۲ کاربردهای SIFCON ها.....
۱۷	۴-۲ کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده.....
۲۰	۱-۴-۲ خصوصیات مکانیکی ECC ها.....
۲۲	۲-۴-۲ کاربردهای ECC ها.....

۲۵.....	۵-۲ بتن تقویت شده الیافی با عملکرد بالا
۲۶.....	۱-۵-۲ خصوصیات مکانیکی HPFRCC ها
۲۷.....	۲-۵-۲ کاربردهای HPFRCC ها
۲۹.....	۶-۲ بتن الیافی ترکیبی
۳۲.....	۱-۶-۲ خصوصیات مکانیکی HFC ها
۳۶.....	۲-۶-۲ کاربردهای HFC ها
۳۷.....	۷-۲ مقایسه FRCC ها
۳۹.....	۱-۷-۲ ویژگی های عملکردی FRCC ها
۴۳.....	۲-۷-۲ نتیجه مقایسه FRCC ها
۴۳.....	۸-۲ پیشینه تحقیقات مرتبط انجام شده
۴۶.....	۹-۲ توسعه فرضیات
۴۷.....	۱۰-۲ جمع بندی

فصل ۳: طراحی و روش تحقیق

۴۹	۱-۳ مقدمه
۵۰.....	۲-۳ نمودار تنش-کرنش بتن
۵۰.....	۱-۲-۳ نمودار تنش-کرنش بتن در فشار
۵۱.....	۲-۲-۳ نمودار تنش-کرنش بتن در کشش
۵۳.....	۳-۳ نظریه خمش برای بتن مسلح
۵۴.....	۴-۳ رفتار خمشی تیرهای بتن آرمه
۵۷.....	۱-۴-۳ نقطه ترک خوردگی
۵۷.....	۲-۴-۳ نقطه تسلیم

۵۸.....	۳-۴-۳ نقاط بالاتر از تسلیم.....
۵۸.....	۵-۳ روش تحقیق.....
۵۸.....	۳-۵-۱ نمودار لنگر-انحنای.....
۶۴.....	۳-۵-۲ نمودار بار-تغییر مکان.....
۶۵.....	۳-۶-۳ صحت سنجی برنامه.....
۶۵.....	۳-۶-۱ تحلیل دستی تیر بتن آرمه و مقایسه با نتیجه برنامه.....
۶۶.....	۳-۶-۲ مقایسه نتایج آزمایشگاهی و برنامه.....
۷۵.....	۳-۷-۱ جمع بندی.....
۷۷	فصل ۴ تجزیه و تحلیل نتایج
۷۸.....	۴-۱ مقدمه.....
۷۸.....	۴-۲ مدلسازی تیر شاهد.....
۷۹.....	۴-۳-۱ خصوصیات مصالح.....
۷۹.....	۴-۳-۲ تیر شاهد.....
۷۹.....	۴-۳-۳ لایه کامپوزیت مقاوم کننده تیر.....
۸۱.....	۴-۴ ضخامت لایه مقاوم کننده.....
۸۲.....	۴-۵ نحوه اعمال بار.....
۸۲.....	۴-۶ بررسی پارامترهای موثر در رفتار خمشی تیر.....
۸۳.....	۴-۶-۱ نتایج تحلیل تیر شاهد.....
۸۴.....	۴-۶-۲ اثر کامپوزیت ASFRC در تیر مقاوم سازی شده.....
۸۹.....	۴-۶-۳ اثر کامپوزیت ECC در تیر مقاوم سازی شده.....
۹۴.....	۴-۶-۴ اثر کامپوزیت SIFCON در تیر مقاوم سازی شده.....

۹۸.....۵-۶ اثر کامپوزیت CARDIFRC در تیر مقاوم سازی شده

۱۰۴.....۶-۶ مقایسه همزمان کامپوزیت ها

۱۰۵.....۷-۶ تاثیر میزان فولاد کششی در رفتار تیر مقاوم شده

۱۱۲.....۷-۴ جمع بندی

۱۱۵ فصل ۵ نتیجه گیری و پیشنهادها

۱۱۶.....۱-۵ مقدمه

۱۱۶.....۲-۵ نتیجه گیری

۱۱۷.....۳-۵ پیشنهادها

۱۱۹ منابع

۱۲۴ پیوست ۱

۱۲۵ پیوست ۲

فهرست جدول‌ها

جدول ۱-۲	 خصوصیات مکانیکی HFC	۳۲
جدول ۲-۲	 خلاصه ترکیبات سیمانی تقویت‌شده با الیاف	۳۷
جدول ۳-۲	 مقایسه الیاف در انواع HPRCCها	۳۸
جدول ۱-۳	 مقادیر انرژی شکست و ضریب ثابت [۸۴]	۵۳
جدول ۲-۳	 مشخصات مصالح	۶۵
جدول ۳-۳	 نتایج آزمایشگاهی [۸۶] و برنامه	۶۸
جدول ۴-۳	 جمع بندی مقایسه نتایج آزمایشگاهی [۸۷] و برنامه	۷۲
جدول ۵-۳	 خواص مکانیکی آزمایش هو [۸۲]	۷۳
جدول ۶-۳	 مقایسه نتایج آزمایشگاهی [۸۲] و برنامه	۷۵
جدول ۱-۴	 جزئیات ابعاد تیر شاهد	۷۸
جدول ۲-۴	 مشخصات مصالح در تیر شاهد	۷۹
جدول ۳-۴	 نتایج تحلیل تیر شاهد	۸۳
جدول ۴-۴	 نتایج تحلیل تیرهای شاهد جدید	۱۰۵
جدول ۵-۴	 مقادیر شکل‌پذیری و حداکثر بار قابل تحمل تیرهای مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر ASFRC	۱۰۷
جدول ۶-۴	 مقادیر شکل‌پذیری و حداکثر بار قابل تحمل تیرهای مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر ASFRC	۱۰۸
جدول ۷-۴	 مقادیر شکل‌پذیری و حداکثر بار قابل تحمل تیرهای مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر CARDIFRC	۱۱۰
جدول ۸-۴	 مقادیر شکل‌پذیری و حداکثر بار قابل تحمل تیرهای مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر CARDIFRC	۱۱۲
جدول ۹-۴	 خلاصه نتایج تیرهای مدل شده	۱۱۳

فهرست اشکال

شکل ۱-۲ اشکال مختلف الیاف فولادی [۴].....	۸
شکل ۲-۲ طبقه بندی HPFRCC ها [۵].....	۱۰
شکل ۳-۲ منحنی معمول تنش-کرنش در کشش تا زمان شکست کامل، a : کامپوزیت مرسوم FRC و b : کامپوزیت.....	۱۱
شکل ۴-۲ اتصال تیر-ستون FRC با کاهش میزان آرماتورهای برشی [۲۰].....	۱۴
شکل ۵-۲ (a) : خرابی تیر SIFCON [۳۰]، (b) : مفهوم اتصال SIFCON [۳۰].....	۱۶
شکل ۶-۲ منحنی تنش-کرنش معمول برای بتن ساده، ECC و FRC [۳۴].....	۱۸
شکل ۷-۲ الگوهای ترک خوردگی در محدوده تغییر شکل غیر الاستیک [۴۶].....	۲۱
شکل ۸-۲ رفتار دوره‌ای ECC تحت (a) فشار و (b) کشش [۴۱].....	۲۲
شکل ۹-۲ مقایسه تیر برشی در (a) بتن آرمه معمولی و (b) ECC [۴۹].....	۲۳
شکل ۱۰-۲ مقایسه پاسخ چرخه‌ای در (a) تیر بتن آرمه و (b) تیر ECC [۴۹].....	۲۴
شکل ۱۱-۲ کاربرد ECC در پایه پل [۵۱].....	۲۴
شکل ۱۲-۲ اتصال تیر فلزی به ستون ECC [۵۴].....	۲۵
شکل ۱۳-۲ خصوصیات کششی و فشاری HPFRCC ها [۵۵].....	۲۷
شکل ۱۴-۲ تیر همبند HPFRCC (a) : طراحی، (b) : الگو ترک [۵۶].....	۲۸
شکل ۱۵-۲ اتصال تیر-ستون HPFRCC [۵۹].....	۲۸
شکل ۱۶-۲ اثرات متفاوت الیاف کوتاه و بلند، (a) : الیاف فعال در طول گسترش ترک [۶۵]، (b) : الیاف مختبف در رفتار کششی [۶۶].....	۳۰
شکل ۱۷-۲ ذرات متراکم ماتریس در نزدیکی الیاف [۶۷].....	۳۱
شکل ۱۸-۲ نتایج آزمایش‌های فشاری نمونه‌های مکعبی HFC [۷۳].....	۳۴
شکل ۱۹-۲ فازهای رفتار کششی HFC [۶۵].....	۳۴
شکل ۲۰-۲ (a) : پاسخ خمشی HFC، (b) : هم افزایی الیاف [۶۲].....	۳۵
شکل ۲۱-۲ دیوار سازه‌ای HFC، (a) : الگو ترک در لحظه گسیختگی، (b) : جزئیات آرماتورگذاری، (c) : مقطع عرضی [۷۶].....	۳۶
شکل ۲۲-۲ محدود شدن مقاومت برشی توسط مقاومت کششی.....	۴۱
شکل ۲۳-۲ موقعیت مقاوم‌سازی (a) : چسباندن یک نوار در وجه کششی، (b) : چسباندن یک نوار در وجه کششی و دو نوار در وجه عمودی و چهار تکه در قسمت تکیه گاه، (c) : چسباندن یک نوار در وجه کششی و دو نوار در وجه عمودی.....	۴۴

- شکل ۲-۲۴ الگو ترک خوردگی نهایی برای لایه تقویت کننده UHP-SHCC [۷۹] ۴۴
- شکل ۲-۲۵ (a): جزئیات آرماتور گذاری در تیر شاهد (b) : مقطع عرضی تیرها [۸۱] ۴۵
- شکل ۲-۲۶ نمایی از نحوه سیستم مهارى لایه با پیچ و مهره های فولادی [۸۲] ۴۶
- شکل ۳-۱ منحنی تنش-کرنش هاگنستاد اصلاح شده برای بتن فشاری [83] ۵۱
- شکل ۳-۲ نمودار (a) : تنش-کرنش و (b) : تنش-بازشدگی ترک برای بتن کششی [۸۴] ۵۲
- شکل ۳-۳ رابطه تنش-کرنش در نظر گرفته شده برای فولاد ۵۵
- شکل ۳-۴ مراحل تحلیل لنگر و انحنا، a : مقطع تیر، b : توزیع کرنش، c : توزیع تنش و d : نیروهای داخلی [۸۵] ۵۶
- شکل ۳-۵ مثالی از رابطه لنگر-انحنا یک تیر تحت مسلح [۸۵] ۵۶
- شکل ۳-۶ مقایسه نمودار لنگر-انحنا در تیر شاهد و تیر مقاوم شده با SIFCON ۶۰
- شکل ۳-۷ توزیع کرنش مقطع تیر مقاوم شده در لحظه (a : اتصال کامپوزیت، b) تسلیم فولادهای کششی، (c) بیشینه لنگر خمشی و (d) شکست مقطع ۶۱
- شکل ۳-۸ فلوچارت رسم نمودار لنگر-انحنا تیر شاهد ۶۲
- شکل ۳-۹ فلوچارت رسم نمودار لنگر-انحنا تیر مقاوم شده ۶۳
- شکل ۳-۱۰ مراحل رسم نمودار بار-تغییر مکان ۶۴
- شکل ۳-۱۱ مقطع تیر مورد نظر جهت تحلیل دستی (واحدها به میلیمتر) ۶۵
- شکل ۳-۱۲ نمودار لنگر-انحنا مقطع تیر ۶۶
- شکل ۳-۱۳ هندسه تیر و جزئیات آرماتور گذاری آزمایش مدا [۸۶] ۶۷
- شکل ۳-۱۴ مقایسه نموداری نمونه آزمایشگاهی [۸۶] و برنامه ۶۸
- شکل ۳-۱۵ نمودار تحلیلی لنگر-انحنا نمونه با دو میلگرد به قطر ۱۶ آزمایش مدا [۸۶] ۶۹
- شکل ۳-۱۶ توزیع کرنش سه نقطه اساسی نمودار لنگر-انحنا، a : نقطه ترک خوردن بتن کششی، b : نقطه تسلیم شدن میلگر کششی و c : نقطه شکست نهایی مقطع ۶۹
- شکل ۳-۱۷ نمونه ها و پارامترهای مورد آزمایش [۸۷] ۷۰
- شکل ۳-۱۸ نحوه چینش میلگردها و اعمال بار به تیر [۸۷] ۷۰
- شکل ۳-۱۹ مقایسه نموداری نمونه آزمایشگاهی [۸۷] و برنامه، a : تیرها با یک لایه CFRP و b : تیرها با دو لایه CFRP ۷۱
- شکل ۳-۲۰ نمونه ها و پارامترهای مورد آزمایش [۸۲] ۷۲
- شکل ۳-۲۱ ابعاد و جزئیات آرماتور گذاری نمونه های تیر در آزمایش هو [۸۲] ۷۳
- شکل ۳-۲۲ منحنی تنش-کرنش کششی ECC ۷۳
- شکل ۳-۲۳ نمودار تنش-کرنش کششی ECC [۸۲] ۷۴
- شکل ۳-۲۴ مقایسه نموداری نمونه آزمایشگاهی [۸۲] و برنامه ۷۴

- شکل ۴-۱ ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری و نحوه بارگذاری تیر شاهد (واحد ها به میلیمتر) ۷۹
- شکل ۴-۲ نمودار دو خطی تنش کششی- کرنش ECC [۸۲] ۸۰
- شکل ۴-۳ نمودار تنش کششی- کرنش SIFCON [۸۸] ۸۰
- شکل ۴-۴ نمودار تنش کششی- کرنش ASFRC [۸۹] ۸۱
- شکل ۴-۵ رفتار کششی CARDIFRC [۷۸] ۸۱
- شکل ۴-۶ مقطع تیر پس از اتصال کامپوزیت ۸۲
- شکل ۴-۷ تعریف شکل پذیری پژوهش وو [۹۰] ۸۳
- شکل ۴-۸ مقایسه بار بیشینه تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه ASFRC تحت پیش بارهای مختلف ۸۴
- شکل ۴-۹ مقایسه شکل پذیری تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه ASFRC تحت پیش بارهای مختلف ... ۸۵
- شکل ۴-۱۰ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد و تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه ASFRC ۸۵
- شکل ۴-۱۱ مقایسه بار بیشینه تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه ASFRC تحت پیش بارهای مختلف... ۸۶
- شکل ۴-۱۲ مقایسه شکل پذیری تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه ASFRC تحت پیش بارهای مختلف ۸۷
- شکل ۴-۱۳ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد و تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه ASFRC ۸۷
- شکل ۴-۱۴ مقایسه تاثیر ضخامت بر شکل پذیری تیرهای مقاوم شده با ASFRC ۸۸
- شکل ۴-۱۵ مقایسه تاثیر ضخامت بر نمودار بار-تغییر مکان تیرهای مقاوم شده با ASFRC ۸۸
- شکل ۴-۱۶ مقایسه بار بیشینه تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه ECC تحت پیش بارهای مختلف ۸۹
- شکل ۴-۱۷ مقایسه شکل پذیری تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه ECC تحت پیش بارهای مختلف ۹۰
- شکل ۴-۱۸ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد و تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه ECC ۹۰
- شکل ۴-۱۹ مقایسه بار بیشینه تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه ECC تحت پیش بارهای مختلف ۹۱
- شکل ۴-۲۰ مقایسه شکل پذیری تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه ECC تحت پیش بارهای مختلف ۹۱
- شکل ۴-۲۱ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد و تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه ECC ۹۲
- شکل ۴-۲۲ مقایسه تاثیر ضخامت بر شکل پذیری تیرهای مقاوم شده با ECC ۹۳
- شکل ۴-۲۳ مقایسه تاثیر ضخامت بر نمودار بار-تغییر مکان تیرهای مقاوم شده با ECC ۹۳
- شکل ۴-۲۴ مقایسه بار بیشینه تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه SIFCON تحت پیش بارهای مختلف. ۹۴
- شکل ۴-۲۵ مقایسه شکل پذیری تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه SIFCON تحت پیش بارهای مختلف ۹۵
- شکل ۴-۲۶ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد و تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه SIFCON ۹۵
- شکل ۴-۲۷ مقایسه بار بیشینه تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه SIFCON تحت پیش بارهای مختلف. ۹۶
- شکل ۴-۲۸ مقایسه شکل پذیری تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه SIFCON تحت پیش بارهای مختلف ۹۶
- شکل ۴-۲۹ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد و تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه SIFCON ۹۷
- شکل ۴-۳۰ مقایسه تاثیر ضخامت بر شکل پذیری تیرهای مقاوم شده با SIFCON ۹۷

- شکل ۴-۳۱ مقایسه تاثیر ضخامت بر نمودار بار-تغییر مکان تیرهای مقاوم شده با SIFCON..... ۹۸
- شکل ۴-۳۲ مقایسه بار بیشینه تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه CARDIFRC تحت پیش بارهای مختلف ۹۹
- شکل ۴-۳۳ مقایسه شکل پذیری تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه CARDIFRC تحت پیش بارهای مختلف ۹۹
- شکل ۴-۳۴ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد و تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه CARDIFRC..... ۱۰۰
- شکل ۴-۳۵ مقایسه بار بیشینه تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه CARDIFRC تحت پیش بارهای مختلف ۱۰۱
- شکل ۴-۳۶ مقایسه شکل پذیری تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه CARDIFRC تحت پیش بارهای مختلف ۱۰۱
- شکل ۴-۳۷ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد و تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه CARDIFRC..... ۱۰۲
- شکل ۴-۳۸ مقایسه تاثیر ضخامت بر شکل پذیری تیرهای مقاوم شده با CARDIFRC..... ۱۰۳
- شکل ۴-۳۹ مقایسه تاثیر ضخامت بر نمودار بار-تغییر مکان تیرهای مقاوم شده با CARDIFRC..... ۱۰۳
- شکل ۴-۴۰ مقایسه نمودار بار-تغییر مکان تیر مقاوم شده با ۲۰ میلی متر کامپوزیت ASFRC، CARDIFRC، ECC و SIFCON تحت پیش بار ۴۰ درصد و ۸۰ درصد بار نهایی ۱۰۴
- شکل ۴-۴۱ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد ۲ مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر کامپوزیت ASFRC..... ۱۰۶
- شکل ۴-۴۲ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد ۳ مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر کامپوزیت ASFRC..... ۱۰۶
- شکل ۴-۴۳ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد ۲ مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر کامپوزیت ASFRC..... ۱۰۷
- شکل ۴-۴۴ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد ۳ مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر کامپوزیت ASFRC..... ۱۰۸
- شکل ۴-۴۵ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد ۲ مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر کامپوزیت CARDIFRC..... ۱۰۹
- شکل ۴-۴۶ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد ۳ مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر کامپوزیت CARDIFRC..... ۱۰۹
- شکل ۴-۴۷ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد ۲ مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر کامپوزیت CARDIFRC..... ۱۱۱
- شکل ۴-۴۸ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد ۳ مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر کامپوزیت CARDIFRC..... ۱۱۱

فصل ۱ : مقدمه

۱-۱ پیشگفتار

با گذشت زمان و افزایش جمعیت دنیا، همواره نیاز به ساخت و ساز و همچنین نگهداری و مقاوم سازی سازه های موجود به طور روزافزون در حال گسترش است. سازه ها با گذشت زمان قدیمی تر و ضعیف می شوند. به منظور حفظ قابلیت سرویس دهی کارآمد، سازه های قدیمی تر باید تعمیر یا تقویت شوند تا بتوانند همان الزامات مورد نیاز سازه های ساخته شده امروز و آینده را برآورده کنند. همچنین تعمیر یا تقویت سازه ها به جای جایگزینی کامل آن ها از نظر زیست محیطی و اقتصادی ارجحیت دارد، به ویژه اگر روش های مقاوم سازی سریع، موثر و ساده در دسترس باشد. همین طور از مقاوم سازی می توان به عنوان یکی از بهترین گزینه ها برای ایمن کردن سازه های موجود در مقابل زلزله های محتمل در آینده یا نیروهای محیطی دیگر نام برد.

سازه های مختلف موجود در دنیا به دلایل مختلفی نیاز به تعمیر، بازسازی و یا مقاوم سازی پیدا می کنند. به طور کلی از دلایل ضعف سازه ها می توان خطاهای اجرایی و طراحی، تغییر کاربری و افزایش بارگذاری سازه و همچنین تغییرات آئین نامه ای نام برد. دیده شده با گذشت زمان مقاومت بسیاری از سازه ها به دلایل مختلف مانند فعالیت های لرزه ای کاهش یافته است.

مقاوم سازی ساختمان در علم مهندسی عمران به مفهوم بالا بردن مقاومت یک سازه (ساختمان) در برابر نیروهای وارده و یا عوامل محیطی می باشد. یکی از موضوعات مهم و اساسی در راهبرد کاهش خطرپذیری در برابر زلزله، مقاوم سازی ساختمان های موجود با کمترین هزینه با سرعت بالا و به صورت ساده است تا دست کم جان شهروندان در زلزله ای متوسط به بالا حفظ شود و در حقیقت آستانه ریزش ساختمان ها ارتقا یابد. در سال های اخیر نوآوری جدیدی به نام بتن تقویت شده الیافی با عملکرد بالا^۱ در صنعت ساخت و ساز پدیدار شد. بتن از مصالح معمول ساختمانی است که در کشش ضعیف است و دارای ترک هایی به علت انقباض خشک شدگی و پلاستیک است. ارائه الیاف ریز و گسسته درون بتن باعث مقابله با گسترش ترک می شود. به طور کلی ثابت شده که اضافه کردن الیاف به بتن با مقاومت بالا باعث افزایش مشخصات مکانیکی بتن از جمله مقاومت کششی، مقاومت خمشی و عملکرد شکل پذیری می شود. همچنین استفاده از الیاف در بتن سبب کاهش تغییر شکل انقباضی و خزشی بتن می شود. از طرفی دیگر هرچند نشان داده شده است که الیاف ممکن است تاثیر منفی بر برخی از ویژگی های بتن مثل کارایی داشته باشد. اضافه نمودن الیاف، مخصوصا الیاف فولادی، به واسطه رسانایی آن ها منجر به کاهش در مقاومت الکتریکی بتن می شود و همچنین باعث کاهش در زمینه مقاومت نفوذ کلرید بتن می گردد.

HPFRCC به عنوان نوع خاصی از بتن دارای عملکرد بالا ارائه شده است که نسبت آب به مواد چسبنده پایینی دارد، شامل مواد پوزولانی کیفیت بالا، مقاومت کششی بالا و با مشخصه دوام بالا. بیشترین مشارکت الیاف ها مربوط به تاخیر انداختن پخش شدگی ترک در بتن سخت شده می باشد.

¹ High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites

الیاف مورد استفاده به صورت طبیعی، متالیک یا پلیمری می‌باشند. در میان انواع الیاف‌ها، الیاف فولادی به دلایل اقتصادی، امکانات کارخان‌های و مقاومت در برابر شرایط سخت محیطی بیشترین استفاده را برای اهداف سازه‌ای و غیر سازه‌ای در بر دارد. بعد از آن الیاف پلی پروپیلن و الیاف شیشه رتبه‌های بعدی را در اختیار دارند.

۱-۲ تشریح هدف پایان نامه و روش تحقیق

هدف از انجام این پایان‌نامه، بررسی این موضوع است که آیا بارهای موجود بر روی تیرها تاثیر به خصوصی در شکل‌پذیری یا مقاومت تیر می‌گذارد یا خیر. پیش از این در نمونه‌های آزمایشگاهی گذشته بدون در نظر گرفتن این بار مقاومت‌سازی را انجام داده‌اند و یا اینکه پس از اعمال بار و بوجود آمدن ترک‌ها بر روی تیر، تیر آسیب دیده را مقاومت‌سازی می‌کردند. این موضوع‌ها همگی منجر به هدف اصلی این پایان نامه شد. برای رسیدن به این هدف ابتدا برنامه‌ای جهت پیش‌بینی میزان بار قابل تحمل تیر و تغییر مکان نقاط تیر نوشته شد. این برنامه قادر به اضافه کردن لایه مقاوم کننده، از هر جنس و خصوصیت مکانیکی، به تیر در هر مرحله از بارگذاری می‌باشد. کلیه این برنامه در محیط متلب نوشته شده است.

۱-۳ ساختار پایان نامه

پایان‌نامه حاضر در پنج فصل تنظیم شده است که ساختار و فصل‌بندی آن به شرح ذیل است:

در فصل اول، ضمن ارائه مقدمه‌ای به بیان اهمیت موضوع تحقیق، تشریح موضوع و اهداف پایان نامه و ساختار کلی آن پرداخته شده است.

در فصل دوم بعد از مرور تاریخچه به طبقه‌بندی انواع بتن‌های الیافی پرداخته می‌شود و سپس چند مورد از مهم‌ترین این دسته توصیف می‌شود. در انتها از تحقیقات و مقالات پیشین که به موضوع مرتبط است، اشاره می‌شود.

در فصل سوم، به معرفی و توضیح روش تحقیق و مراحل نوشتن برنامه پرداخته می‌شود. در انتها پس از انجام صحت‌سنجی، کفایت برنامه مورد بررسی قرار می‌گیرد.

در فصل چهارم، به بررسی نتایج اولیه حاصل از یافته‌های پژوهش و تجزیه و تحلیل آن‌ها پرداخته می‌شود. در فصل پنجم که فصل پایانی پایان‌نامه می‌باشد به نتیجه‌گیری و ارائه پیشنهاداتی در راستای موضوع تحقیق، برای ادامه تحقیقات می‌پردازد.

فصل ۲ : مرور ادبیات فنی

۱-۲ مقدمه

در این فصل مروری کوتاه بر کامپوزیت‌های سیمانی مسلح شده با الیاف^۱ (FRCC) ارائه می‌شود. پس از نگاهی گذرا به تاریخچه FRCC ها و پیشنهاد یک طبقه‌بندی در بخش ۲-۱-۳، مهمترین کامپوزیت‌های سیمانی مسلح شده با الیاف مشخص شده و برخی از کاربردها برای هر یک از آنها ارائه شده است. در ادامه پس از مروری بر مبانی نظری تحقیق، به مطالعات تجربی مرتبط با حوزه تحقیق پرداخته می‌شود.

۱-۱-۲ تاریخچه

کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با الیاف اصطلاحی است که معمولاً برای دسته وسیعی از مصالح استفاده می‌شود. هر FRCC از دو جز اساسی تشکیل شده است: یک ماده پایه سیمانی به نام ماتریس، که توسط الیاف فولادی یا مصنوعی تقویت می‌شود. با این حال، اگرچه مولفه‌های میکروسکوپی تمام کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با الیاف کم و بیش یکسان هستند، اما همانطور که در بخش‌های بعدی این فصل خواهیم دید، مصالح به تنهایی می‌توانند یک رفتار ماکروسکوپی کاملاً متفاوتی از خود نشان دهند. رایج ترین دلیل افزودن الیاف به ماده، بهبود عملکرد کششی آن یعنی شکل‌پذیری کششی یا مقاومت کششی آن است. در حقیقت ایده استفاده از الیاف به منظور بهبود خواص کششی مواد شکننده قدیمی است. در دوران باستان از الیاف کاه برای افزایش مقاومت کششی آجرهای آفتاب‌پز استفاده می‌شد.

تحقیقات علمی در مورد ترکیبات سیمانی تقویت‌شده با الیاف به دهه ۱۹۶۰ برمی‌گردد [۱]. در ابتدا، از الیاف فولادی مستقیم با درصد حجمی کم برای بهبود خواص مکانیکی بتن ساده استفاده شد. با این حال، تلاش‌های اولیه فقط با موفقیت متوسط صورت گرفت [۲]. اگرچه الیاف قادر به افزایش کمی مقاومت در کامپوزیت بودند، شکل‌پذیری آن کم و بیش بدون تغییر باقی می‌ماند. از افزودن حجم بیشتری از الیاف به علت کم شدن در کارایی بتن جلوگیری می‌شد.

به منظور بهبود کارایی و کاهش گلوله شدن الیاف^۲، مقدار سیمان افزایش و مقدار درشت‌دانه کاهش یافت. با اضافه کردن مواد افزودنی کاهنده آب (فوق روان‌کننده‌ها)، می‌توان به بهبود بیشتر کارایی دست یافت. به عنوان یک نتیجه‌گیری مستقیم از بهبود کارایی، حجم الیاف نیز می‌تواند افزایش یابد.

همانطور که در بخش ۲-۱-۲ بحث شده است، گام بعدی به سمت ترکیبات بهتر سیمانی تقویت‌شده با الیاف، استفاده از الیاف مصنوعی با خواص چسبندگی بهتر است [۳].

¹ Fiber Reinforced Cementitious Composites

² Balling

نمونه‌های مدرن از کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با الیاف عبارتند از: بتن الیافی با دوغاب نفوذی^۱، کامپوزیت سیمانی مهندسی شده^۲، کامپوزیت تقویت‌شده فشرده^۳، بتن پودری واکنشی^۴ و بتن الیافی ترکیبی^۵.

۲-۱-۲ الیاف

الیاف مولفه اصلی FRCCها هستند و از آن‌ها در اشکال و اندازه‌های مختلف استفاده می‌شود. جز الیاف فولادی که بیشترین موارد استفاده را دارند، در برخی از کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با الیاف، از الیاف مصنوعی ساخته شده از پلی پروپیلن، پلی اتیلن، پلی استر، کربن، اکریلیک یا آرامید استفاده می‌کنند. الیاف آزبست که در گذشته محبوب بودند، به دلیل تأثیر مخرب آن‌ها بر سلامت انسان، اکنون ممنوع شده اند. در برخی از FRCCها از الیاف معدنی و طبیعی نیز استفاده می‌شود.

اکثر FRCCها در مهندسی عمران حاوی الیاف فولادی هستند. با این حال، امروزه تعداد زیادی از الیاف مختلف فولادی برای انتخاب وجود دارد. برخلاف اوایل، اکثر الیاف فولادی مدرن برای بهبود خاصیت چسبندگی مکانیکی خود، در سطح خود تغییر شکل دارند. برخی از اشکال معمول در شکل ۲-۱ نشان داده شده است. آن‌ها می‌توانند صاف، تورفته^۶، چین دار^۷، تابیده^۸، با انتهای قلابدار^۹ و شکل‌های مختلف باشند. جدیدترین نوع آن استفاده از الیاف تابیده است. طرحی که منجر به عملکرد عالی شده است [۴]. الیاف فولادی عموماً طولی بین ۶ تا ۸۰ میلی‌متر دارند و قطر آن‌ها از ۰.۱۵ تا ۱.۰ میلی‌متر است. یک ویژگی مرسوم الیاف نیز نسبت ابعاد^{۱۰} آن‌ها است که به عنوان نسبت بین طول و قطر یک الیاف تعریف می‌شود. نسبت ابعاد معمول برای الیاف فولاد بین ۲۰ تا ۱۰۰ است. برای بیان میزان مقدار الیاف در FRCCها معمولاً از درصد کل حجم استفاده می‌شود، حجم معمولی برای بتن‌های تقویت‌شده با الیاف فولادی بین ۰.۲۵ تا ۳ درصد است. اندازه الیاف مصنوعی بسیار بیشتر از الیاف طبیعی است و قطر آن‌ها می‌تواند از ۱۰ میکرومتر تا ۰.۸ میلی‌متر باشد. طول آن‌ها معمولاً بین ۱۰ تا ۸۰ میلی‌متر و حجم معمول آن بین ۰.۵ تا ۲ درصد است. الیاف درشت معمولاً دارای نسبت ابعادی کمتر از ۱۰۰ هستند در حالیکه نسبت ابعاد الیاف ریز به راحتی از ۱۰۰ تجاوز می‌کند.

¹ Slurry Infiltrated Fiber Concrete (SIFCON)

² Engineered Cementitious Composites (ECC)

³ Compact Reinforced Composite (CRP)

⁴ Reactive Powder Concrete (RPC)

⁵ Hybrid Fiber Concrete

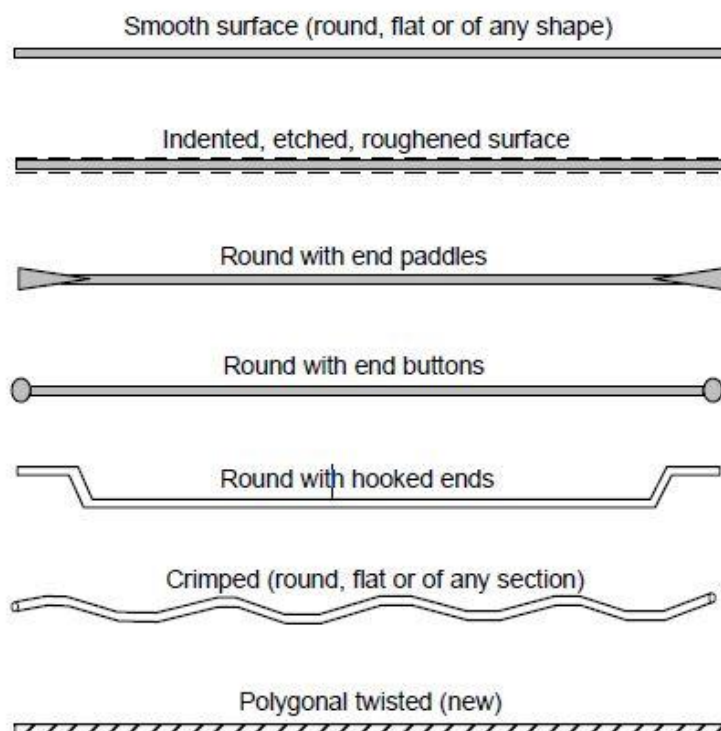
⁶ Indented

⁷ Crimped

⁸ Twisted

⁹ Hooked end

¹⁰ Aspect Ratios



شکل ۲-۱ اشکال مختلف الیاف فولادی [۴]

برای اینکه الیاف در FRCC به خوبی عمل کنند، باید خواص زیر را داشته باشد [۴]:

- مقاومت کششی ۲ تا ۳ مرتبه بزرگتر از ماتریس
- یک مقاومت چسبندگی که حداقل به اندازه مقاومت ترک خوردگی ماتریس باشد
- مدول الاستیک که بسیار بالاتر از ماتریس است (حداقل ۳ برابر)
- بسته به نوع و بعد الیاف، تأثیر آن‌ها روی خصوصیات مکانیکی FRCC می‌تواند بسیار متفاوت باشد.

۲-۱-۳ بررسی اجمالی و طبقه بندی FRCCها

در ادبیات فنی، اصطلاحات مختلفی برای توصیف FRCCهای متفاوت وجود دارد که معیار کاملاً مشخصی نیز ندارند. بسیاری از نویسندگان نام‌های جدیدی برای مطالب خود می‌آورند یا از همان نام در زمینه‌ای متفاوت استفاده می‌کنند. بنابراین، این بخش طبقه بندی متداول مورد استفاده در FRCCها را مورد مطالعه قرار می‌دهد [۵].

۲-۱-۳ کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده الیافی با عملکرد بالا

پیشنهادی که به طور گسترده‌ای پذیرفته شده است، طبقه بندی FRCC ها توسط پاسخ تنش-کرنش در کشش مستقیم و پاسخ بار-تغییر مکان آن‌ها در خمش است [۵]، [۶]. به دنبال این رویکرد، FRCC که در کشش مستقیم در حالت سخت‌شدگی کرنشی^۱ است، کامپوزیت سیمانی تقویت‌شده الیافی با عملکرد بالا یا HPFRCC نامیده می‌شود (شکل ۲-۲). یکی از اولین منحنی‌های تنش-کرنش یک کامپوزیت سیمانی تقویت‌شده با عملکرد بالا در سال ۱۹۷۹ منتشر شد اگرچه در آن زمان به این ترتیب شناخته نشده بود [۷].

پاسخ تنش-کرنش رفتار مواد بتن ساده، کامپوزیت‌های متداول FRC و HPFRC را از هم مشخص می‌کند. در مواد شکننده تحت کشش (ماتریس‌های سیمانی یا بتن ساده) تغییر شکل پلاستیک خیلی کم رخ می‌دهد یا هرگز اتفاق نمی‌افتد، مواد در نزدیکی انتهای قسمت الاستیک خطی منحنی، گسیخته می‌شوند. در کامپوزیت‌های معمولی FRC و HPFRC، وجود الیاف ممکن است منجر به تغییر شکل غیر الاستیک، بهبود شکل‌پذیری و افزایش چقرمگی شود. در این راستا، موارد زیر به عنوان مکانیزم اساسی گسیختگی شناخته شده است که بر پاسخ پس از ترک‌خوردگی تأثیر می‌گذارد:

۱- جداشدگی الیاف

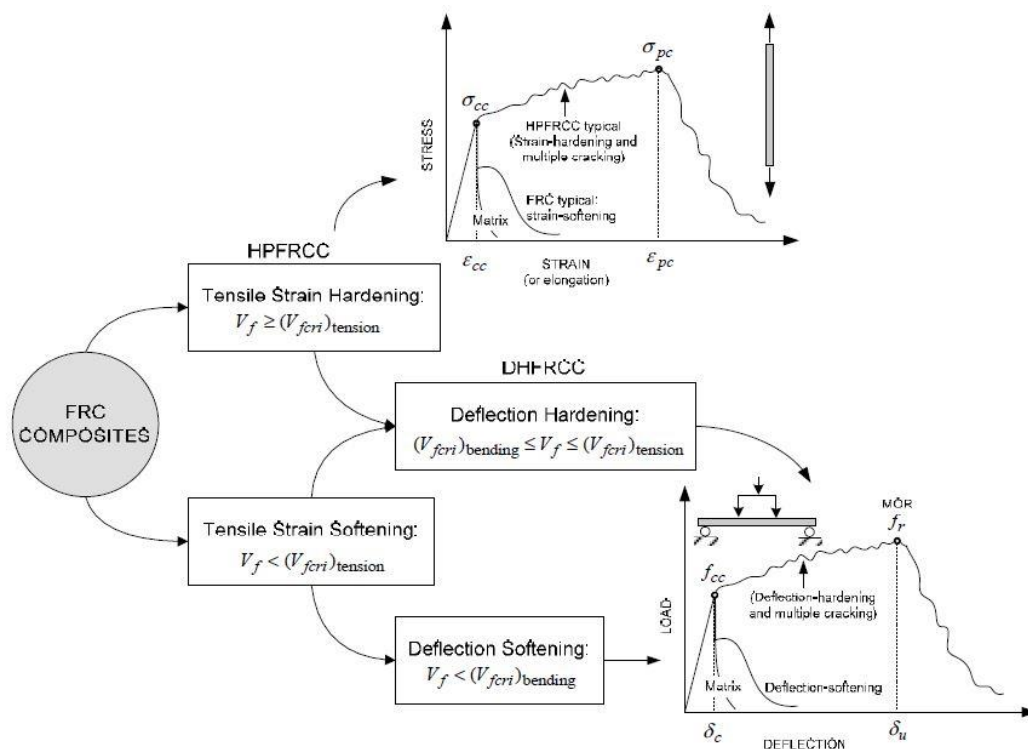
۲- بیرون کشیدگی الیاف از ماتریس

۳- افزایش باز شدگی عرض ترک.

بحث مختصری در مورد ویژگیهای پاسخ کامپوزیت‌های مبتنی بر بتن در این مرحله ارائه شده است، که برخی از رفتار کلی این مصالح را بیان می‌کند. قسمت a از شکل ۲-۳ نشان دهنده پاسخ معمول برای بتن الیافی مرسوم است. منحنی تنش-کرنش یک شاخه صعودی تا نقطه اوج تنش را نشان می‌دهد، این نقطه با مختصات $(\sigma_{cc} - \epsilon_{cc})$ مشخص می‌شود، که بلافاصله با رفتار پساترک دنبال می‌شود. پس از ایجاد ترک، منحنی شاخه‌ای نزولی را نشان می‌دهد و بنابراین هیچ ترک‌خوردگی چندگان‌های رخ نمی‌دهد.

در مقابل، منحنی تنش-کرنش یک کامپوزیت HPFRC، همانطور که در قسمت b شکل ۲-۳ است، با یک قسمت صعودی ابتدایی تا اولین ترک سازه‌ای یعنی نقطه $(\sigma_{cc} - \epsilon_{cc})$ شروع می‌شود. در این مرحله، منحنی تنش-کرنش از قسمت خطی منحرف می‌شود. پس از این نقطه یک شاخه سخت‌شونده کرنشی تا نقطه $(\sigma_{pc} - \epsilon_{pc})$ ختم می‌شود که حداکثر نقطه تنش-کرنش پس از ترک‌خوردگی است. در نقطه اوج، یک ترک بحرانی شده، هیچ ترک دیگری نمی‌تواند ایجاد شود، و فقط این ترک بحرانی تحت تغییر شکل باز می‌شود. این بازشدگی ترک در منحنی تنش-کرنش توسط یک شاخه نزولی مشخص می‌شود و در طی این فرآیند الیاف بیرون می‌آیند یا از بین می‌روند [۸]. به طور خلاصه، نتیجه گیری کلی این است که ورود الیاف کوتاه در یک ماتریس مبتنی بر سیمان منحنی تنش-کرنش را به میزان قابل توجهی تغییر می‌دهد، باعث افزایش کرنش شکست و چقرمگی شکست کامپوزیت می‌شود [۹]، [۱۰].

¹ Strain Hardening



شکل ۲-۲ طبقه بندی HPFRCC ها [۵]

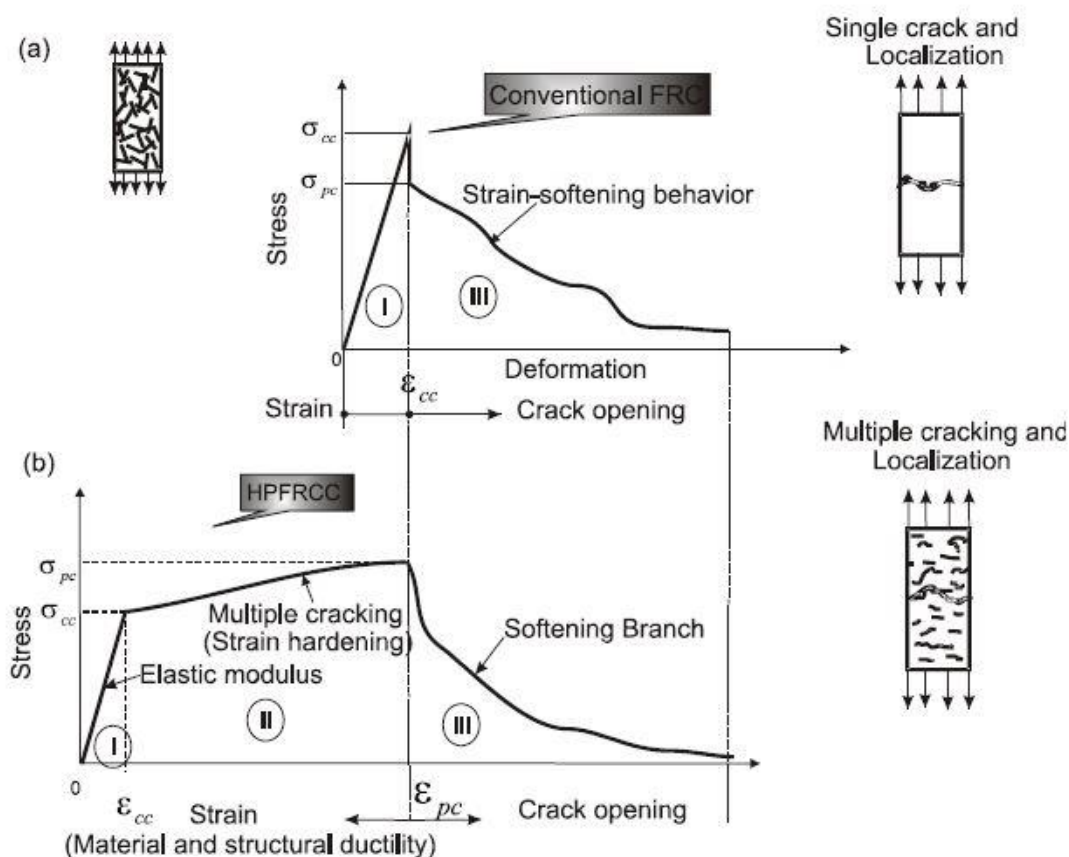
برخی از FRCC ها در کشش مستقیم رفتار سخت‌شدگی کرنشی ندارند اما همچنان در خم شدن یک رفتار سخت‌شدگی نشان می‌دهند. به این موارد FRCC ها سخت‌شدگی خمشی^۱ گفته می‌شود و دسته‌ای از کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با الیاف شکل‌پذیر را تشکیل می‌دهند [۱۱]. با این حال، باید تأکید کرد که سخت‌شدگی خمشی نیز تحت تأثیر ابعاد و هندسه مقطع نمونه قرار می‌گیرد و بنابراین به معنای دقیق خاصیت ماده نیست [۶]. FRCC هایی که در هیچ یک از این دو دسته قرار نمی‌گیرند، FRCC های حاوی نرم‌شدگی خمشی^۲ نامیده می‌شود.

تفاوت اساسی بین کامپوزیت با سخت‌شدگی کرنشی و نرم‌شدگی کرنشی این است که شکل‌پذیری در نرم‌شدگی کرنشی فقط در سطح ماده موثر است و به طور کلی بر شکل‌پذیری کلی سازه تأثیر نمی‌گذارد. یا به عبارت دیگر، ماده به صورت شکل‌پذیر رفتار می‌کند، اما به دلیل نرم‌شدگی کرنشی، شکست به یک ناحیه کوچکی که در نتیجه ی بازشدگی یک ترک بزرگ ایجاد می‌شود، محصور می‌شود. در سطح سازه‌ای، این نوع شکل‌پذیری فایده کمی دارد، زیرا شکست به صورت محلی رخ می‌دهد و بقیه سازه به صورت الاستیک باقی می‌ماند. البته این امر می‌تواند با افزودن میلگردهای تقویتی سازه‌ای که تنش‌های بزرگ را از منطقه شکست موضعی به سایر قسمت‌های آسیب ندیده سازه منتقل می‌کند، اصلاح شود. توجه داشته باشید که در برخی موارد خاص، FRCC های دارای نرم‌شدگی کششی می‌توانند شکل‌پذیری سازه‌ای را بهبود بخشند، در صورتی

¹ Deflection Hardening

² Strain Softening

که از شکست برشی جلوگیری کرده و در نتیجه شکست انعطاف پذیرتر بیشتری ایجاد کنند.



شکل ۲-۳ منحنی معمول تنش-کرنش در کشش تا زمان شکست کامل، a: کامپوزیت مرسوم FRC و b: کامپوزیت سخت‌شونده کرنشی. [۵]

از طرف دیگر ترکیبات سیمانی تقویت‌شده با الیاف از نوع سخت‌شدگی کرنشی ترک‌خوردگی شدید در یک ناحیه را به تاخیر می‌اندازد و منجر به ایجاد ترک‌خوردگی متعدد و شکل‌پذیری سازه‌ای، حتی بدون اضافه شدن میلگردهای تقویتی می‌شوند. به همین دلیل به آن‌ها کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با عملکرد بالا گفته می‌شود. از نمونه‌های معمول HPFRCC می‌توان به بتن الیافی با دوغاب نفوذی و کامپوزیت سیمانی مهندسی شده اشاره کرد.

۲-۱-۳ کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با عملکرد بسیار بالا^۱

یکی دیگر از ویژگی‌های مهم یک کامپوزیت سیمانی تقویت‌شده با الیاف، غیر از رفتار سخت‌شدگی کرنشی، مقاومت فشاری بسیار بالا است. توسعه چنین بتن‌هایی با مقاومت فشاری بسیار زیاد^۲ در دهه ۱۹۷۰ آغاز شد. در سال ۱۹۸۱ باگه^۳ مفهومی را برای ایجاد بتن با مقاومت فشاری بسیار بالا با هدف قرار دادن، ترکیب بسیار متراکم از ذرات در ماتریس بتن ارائه داد [۱۲]. برای رسیدن به این هدف وی از مقدار زیادی سیمان و ذرات ریز مانند بخار سیلیس استفاده کرد. استفاده از روان‌کننده‌ها ترکیب متراکم قابل اجرا و کارایی کافی حتی در نسبت‌های کم آب به ماده چسبنده را تضمین می‌کند. باگه همچنین درشت‌دانه‌ها را از طرح اختلاط حذف کرد و به جای آن از ریزدانه‌هایی با ابعاد کوچکتر اما بسیار قوی استفاده کرد. دلیل عدم استفاده از ذرات بزرگ این بود که آن‌ها منبع اصلی ناهمگنی هستند که به نوبه خود باعث نقطه ضعف ماتریس و شروع ترک‌خوردگی می‌شوند. او کشف خود را بتن با ذرات کوچک متراکم^۴ نامید که بعداً با نام تجاری **Densit®** ارائه شد [۱۳]. اگرچه مقاومت فشاری قابل ملاحظه‌ای معمولاً بین ۱۲۰ تا ۲۵۰ مگاپاسکال با این روش بدست می‌آید اما بتن DSP یک اشکال قابل توجه دارد: با افزایش مقاومت فشاری، میزان شکنندگی نیز افزایش می‌یابد. راه حل این مشکل با افزودن الیاف فولادی به ماتریس سیمانی پیدا شد که باعث افزایش انرژی شکست و در نتیجه کاهش شکنندگی می‌شود. این ایده باعث به وجود آمدن موادی به نام کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با عملکرد بسیار بالا شد. **UHPFRC**ها در کنار رفتار سخت‌شدگی کششی (مانند **HPFRC**ها) دارای مقاومت فشاری بسیار بالایی نیز هستند. منشأ این تحقیق در ادامه مسیر با کمی تفاوت ادامه یافت که منجر به کامپوزیت تقویت‌شده فشرده، بتن پودری واکنشی و بتن الیافی ترکیبی شد.

۲-۲ بتن مسلح با الیاف فولادی^۵

اولین کامپوزیت سیمانی تقویت‌شده با الیاف که در اوایل دهه ۱۹۶۰ ساخته شد بتن تقویت‌شده با الیاف فولاد (**SFRC**) بود. اگرچه **SFRC** پیشرفت‌های خاصی را در مقایسه با بتن معمولی نشان می‌دهد، اما به عنوان یک کامپوزیت سیمانی تقویت‌شده الیافی با عملکرد بالا در نظر گرفته نمی‌شود. **SFRC** از یک ماتریس بتن با مقاومت معمولی (حاوی ریزدانه و درشت‌دانه) تشکیل شده است که توسط الیاف فولادی تقویت می‌شود. گاهی اوقات اصطلاح کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با الیاف فولادی (**SFRCC**) به اصطلاح بتن تقویت‌شده با الیاف فولاد (**SFRC**) ترجیح داده می‌شود زیرا کمی کلی‌تر است و همچنین شامل مصالح تقویت‌شده با الیاف بدون درشت‌دانه نیز است [۱۴]، [۱۵].

¹ Ultra High-Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites

² Ultra High Strength Concrete

³ Bache

⁴ Densified Small Particle

⁵ Steel Fiber Reinforced Concrete

۲-۲-۱ خصوصیات مکانیکی SFRC ها

تکامل اولیه SFRC در مقایسه با بتن معمولی عبارتند از: مقاومت و قدرت جذب انرژی بالاتر، مقاومت بیشتر در برابر ورقه ورقه شدن^۱ بتن، بهبود ویژگی‌های دوام از طریق کنترل بهتر ترک و همچنین شکل‌پذیری بالاتر. با این حال، چقرمگی بالاتر و ظرفیت جذب انرژی بیشتر، در شرایط بارگذاری ضربه مورد توجه است و نه برای بارگذاری دوره‌ای. زیرا مکانیزم کشش الیاف که مسئول چقرمگی بیشتر و جذب انرژی است برگشت پذیر نیست.

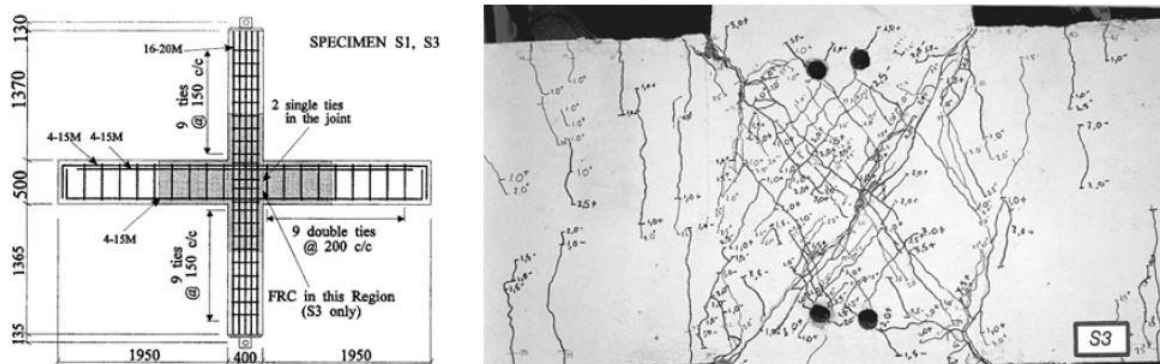
در مقایسه با بتن معمولی مقاومت کششی SFRC به طور قابل توجهی که متصور هستیم افزایش نیافته است و هنوز رفتار نیمه شکننده‌ای نشان می‌دهد (بدون سخت‌شدگی کرنشی). دلایل این امر را میتوان مقدار نسبتاً کم الیاف و همچنین این واقعیت که ماتریس حاوی مقدار زیادی درشت‌دانه است، برشمارد. با این حال، در مقایسه با بتن غیر مسلح، گسیختگی بیشتر شکل‌پذیر است و یک رفتار نرم‌شونده تدریجی از خود نشان می‌دهد. از این رو از اصطلاح نیمه شکننده استفاده می‌شود.

۲-۲-۲ کاربردهای SFRC ها

SFRC عمدتاً برای عناصر غیر سازه‌ای مانند روسازی کف‌های صنعتی و باندها، طاق‌های ایمنی، پوشش تونل، تحکیم شیب و تعمیرات سد یا روسازی، همچنین برای تعمیر و بازسازی سازه‌های دریایی استفاده می‌شود [۱۴]–[۱۶]. اکثر این کاربردها یا از ویژگی‌های بهبود یافته دوام بیشتر و یا مقاومت بالاتر SFRC استفاده می‌کنند. هرچند کم، برخی از کاربردهای سازه‌ای مورد بررسی قرار گرفته و آزمایش‌های انجام شده نشان داده‌اند که SFRC قادر به بهبود ظرفیت برشی تیرها و کاهش جزئیات لازم میلگرد گذاری در اتصالات تیر-ستون است (شکل ۲-۴) [۱۷]–[۲۱].

کاربرد اخیر SFRC تقویت پایه‌های مستطیلی پل است. برای پایه‌های دایره‌ای و مربع شکل چندین استراتژی از قبیل استفاده از FRP (پلیمر تقویت‌شده با الیاف) یا جوش دادن صفحه‌های فولادی موجود است. این روش‌ها با محصور کردن بتن باعث بهبود همبستگی در ناحیه وصله‌ها می‌شوند. با این وجود، این روش‌ها نمی‌توانند عملکرد موافقی در ستونهای مستطیلی با نسبت ابعاد بزرگ داشته باشند. برای نواحی وصله در ستون‌های مستطیلی، ایده اصلی این است که یک کاور SFRC جایگزین کاور بتنی موجود در این ناحیه شود. محققین نشان دادند که با جایگزینی کاور بتنی موجود با FRC که دارای مقاومت فشاری ۵۰ مگاپاسکال و الیاف فولادی به طول ۳۰ میلی‌متر است (حدود ۱ درصد حجمی) می‌توان از گسیختگی در این منطقه جلوگیری کرد و به رفتار انعطاف پذیرتری رسید [۲۲].

¹ Delamination



شکل ۲-۴ اتصال تیر-ستون FRC با کاهش میزان آرماتورهای برشی [۲۰]

در مقاله‌ای دیگر از SFRCC های مختلف با الیاف فولادی تابیده یا قلاب دار در ناحیه مفصل پلاستیک دیوارهای سازه‌ای استفاده می‌شود که تحت بار جانبی قرار می‌گیرد. مشخص شد که یک SFRCC با ۲ درصد حجم از الیاف فولادی قلاب شده سبب حذف کامل آرماتورهای محصور کننده مرزی و توزیع ترک مطلوب تر، بدون خرابی ناشی از برش را امکان پذیر می‌کند [۲۳].

۲-۳ بتن الیافی با دوغاب نفوذی

تجربه با FRCC متداول نشان داد که پس از اینکه حجم الیاف مصرفی بیش از ۲ درصد شود، قرار دادن الیاف سخت شده و مشکلاتی در زمینه کارایی ایجاد می‌کند. در اوایل دهه ۱۹۸۰، لانکارد و همکاران برای حل این مسئله روش دیگری را آزمایش کردند. به جای افزودن الیاف به بتن تازه، آن‌ها بطور تصادفی در قالب قرار گرفته و سپس با دوغاب سیمان بسیار روان پر می‌شود. این روش برای حجم‌های الیاف بسیار بالاتر امکان پذیر بود و کلاس جدیدی از FRCC ها به نام بتن الیافی با دوغاب نفوذی یا SIFCON به وجود آمد. به عنوان یک نتیجه از مصرف الیاف با حجم بالاتر، SIFCON رفتار سخت‌شدگی کرنشی را در کشش مستقیم نشان می‌دهد و بنابراین می‌تواند آن را قدیمی‌ترین HPFRCC نامید [۲۴]، [۲۵].

الیاف معمولی مورد استفاده در SIFCON الیاف فولادی قلاب دار به طول ۳۰ تا ۶۰ میلی‌متر با نسبت ابعاد ۶۰ تا ۱۰۰ است. به طور سنتی آن‌ها به طور تصادفی با دست یا با یک وسیله توزیع کننده صنعتی الیاف قرار می‌گیرند. با این حال برخی تلاش‌ها نیز برای ساخت مصنوعی این نوع الیاف انجام شده است [۲۶]. روش دوغاب‌ریزی^۱ غیر متعارف امکان استفاده از الیاف با حجم بسیار بالا را از ۵ تا ۱۲ درصد هموار می‌سازد. حتی

¹ Casting

در صورت ردیف قرار گیری الیاف، تا ۲۵ درصد این مقدار افزایش می‌یابد. از آنجا که ماتریس سیمان باید به تارهای نسبتاً متراکم الیاف نفوذ کند، باید بسیار روان باشد. این امر با استفاده از دوغاب پایه سیمانی حاصل می‌شود که فاقد هرگونه درشت‌دانه باشد و نسبت آب به سیمان آن در حدود ۰.۳ باشد. بسته به مقاومت فشاری مورد نیاز، بخار خاکستر یا سیلیس نیز می‌تواند اضافه شود [۱۵]. محصولی که ارتباط نزدیکی با SIFCON دارد و باید در اینجا به آن اشاره شود SIMCON است. تقریباً مشابه SIFCON است و تنها تفاوت این است که به جای الیاف، یک حصیر فولادی قبل از نفوذ با دوغاب سیمان درون قالب قرار داده می‌شود.

۲-۳-۱ خصوصیات مکانیکی SIFCON ها

به دلیل حجم الیاف زیاد، بتن الیاف نفوذی دوغاب عملکرد مکانیکی فوق‌العاده‌ای از خود نشان می‌دهد. در کشش نه تنها بسیار شکل‌پذیر و سخت‌شونده کرنشی است بلکه از چقرمگی فوق‌العاده بالایی نیز برخوردار است. در حقیقت مقاومت SIFCON و ظرفیت جذب انرژی مربوط به آن ۲ تا ۳ مرتبه بزرگتر از بتن ساده است.

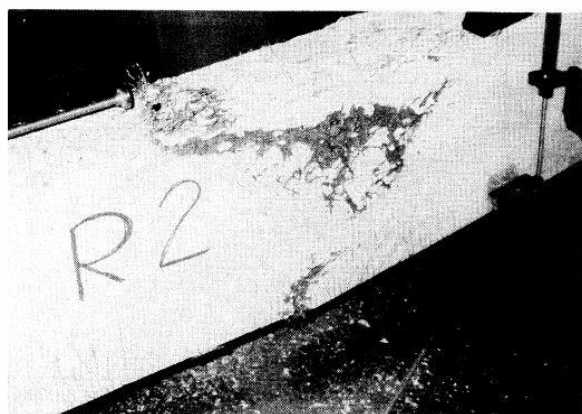
در مطالعه‌ای رفتار فشاری SIFCON مشخص شده است که مقاومت فشاری بسته به ترکیبات ماتریس می‌تواند تا ۱۹۰ مگاپاسکال نیز برسد، اما مقاومت فشاری متعارف، معمولاً بیشتر از ۷۰ مگاپاسکال است [۲۷]. به خصوص افزودن بخار سیلیس برای افزایش مقاومت فشاری بسیار مثر ثمر نشان داده شده است. همانطور که در بخش قبل شرح داده شد، اگر بخار سیلیس اضافه شود می‌تواند به یک ماتریس متراکم رسید. الیاف فولادی همچنین به مقاومت فشاری SIFCON کمک می‌کنند. به طور خاص الیافی که عمود بر جهت اصلی بارگذاری‌اند، به نوعی عامل محصور کردن بتن هستند که منجر به سخت‌شدگی کرنشی در فشار و مقاومت فشاری حدود سه برابر ماتریس خالص شود.

قرار گرفتن SIFCON در شاخه کامپوزیت سیمانی تقویت‌شده با عملکرد بالا سه مرحله مجزا از رفتار کششی را نشان می‌دهد که برای کامپوزیت‌های سیمانی سخت‌شونده کرنشی قابل پیش‌بینی است. محققان گزارش دادند که قبل از رسیدن به حداکثر بار و شروع نرم‌شدگی، مرحله طولانی از ترک‌خوردگی چندگانه مشاهده کردند. به دلیل حجم الیاف بسیار بالا، SIFCON می‌تواند مقاومت کششی مستقیمی بین ۹ تا ۱۵ مگاپاسکال ایجاد کند که به طور متوسط تقریباً دو برابر مقاومت ماتریس معمولی است [۲۸]. همینطور در تحقیقی ذکر شده است که در صورت عبور از ۱۰ درصد حجم الیاف، افزایش قابل توجهی در مقاومت کششی به وجود می‌آید. همچنین مقاومت کششی در صورت استفاده از دوغاب حاوی بخار سیلیس افزایش می‌یابد زیرا ماتریس متراکم تری منجر به انباشتگی بهتر الیاف می‌شود که به نوبه خود باعث افزایش چسبندگی الیاف ماتریس می‌شود (که در برخی موارد می‌تواند منجر به گسیختگی الیاف شود). علاوه بر این، الیاف قلاب دار نسبت به الیاف صاف بسیار بهتر عمل می‌کنند و استفاده از آن‌ها برای مقاومت کششی بسیار مفید است [۱۵].

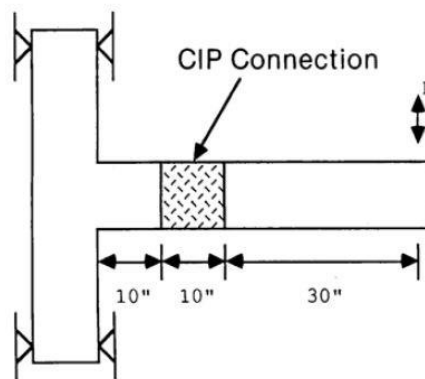
نتیجه دیگر رفتار سخت‌شدگی کرنشی SIFCON، شکل‌پذیری بسیار زیاد آن است. خیلی دور از انتظار نیست که کرنش قبل از نرم‌شدگی مواد به ۱ تا ۲ درصد برسد. در مورد خمش، می‌توان گفت ظرفیت حمل بار یک تیر SIFCON تقریباً برابر تیر بتن‌آرمه معمولی است. تنها تفاوت این است که مرحله نرم شدن تیر SIFCON کمتر است زیرا در مقابل میلگردهای تقویتی فولاد، طول موثر الیاف محدود است. مقاومت خمشی بتن الیافی نفوذی دوغاب مستقیماً تحت تأثیر مقاومت کششی زیاد آن است که منجر به تنش‌های خمشی معادل (الاستیک) تا ۹۰ مگاپاسکال برسد که بسته به میزان حجم الیاف است. مطابق با مشاهدات انجام شده برای کشش و فشار مستقیم، یک ماتریس متراکم از چند جهت مفید است. مقاومت کششی را در سمت کشش افزایش می‌دهد و همچنین باعث افزایش مقاومت فشاری در سمت فشار یک عضو خمشی می‌شود. الیاف مصرفی در SIFCON نیز در افزایش مقاومت برشی بسیار موثر است. در حقیقت مقاومت برشی بتن الیافی نفوذی دوغاب در حدود سه برابر بتن ساده است. مطالعات تجربی نشان داد که SIFCON می‌تواند تنش‌های برشی تا ۲۸ مگاپاسکال را تحمل کند [۱۵].

۲-۳-۲ کاربردهای SIFCON ها

با توجه به ماهیت SIFCON و روش ساخت خاص آن و همچنین هزینه‌های بسیار زیاد مواد، کاربردهای SIFCON به چند مورد خاص محدود می‌شوند. متداول ترین آن‌ها سازه‌های مقاوم در برابر ضربه، انفجار و زلزله هستند. برخی از این کاربردها عبارتند از: ساخت طاق‌های امنیتی، کانتینرهای مقاوم در برابر مواد منفجره، ترمیم اجزای سازه‌ای، بازسازی عرشه و روسازی پل، مصالح نسوز و سنگرهای دفاع موشکی. با مطالعه مقالات، می‌توان به چند نمونه آزمایشگاهی را روی SIFCON رسید مانند تلاش برای استفاده از آن برای اتصالات تیر-ستون به صورت درجا در قاب‌های پیش ساخته، قاب‌های مقاوم در برابر زلزله (قسمت b شکل ۵-۲) یا برای تیرهای بیش از حد تقویت‌شده (قسمت a شکل ۵-۲) [۲۹]، [۳۰].



(a)



(b)

شکل ۵-۲ (a): خرابی تیر SIFCON [۳۰]، (b): مفهوم اتصال SIFCON [۳۰]

۲-۴ کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده

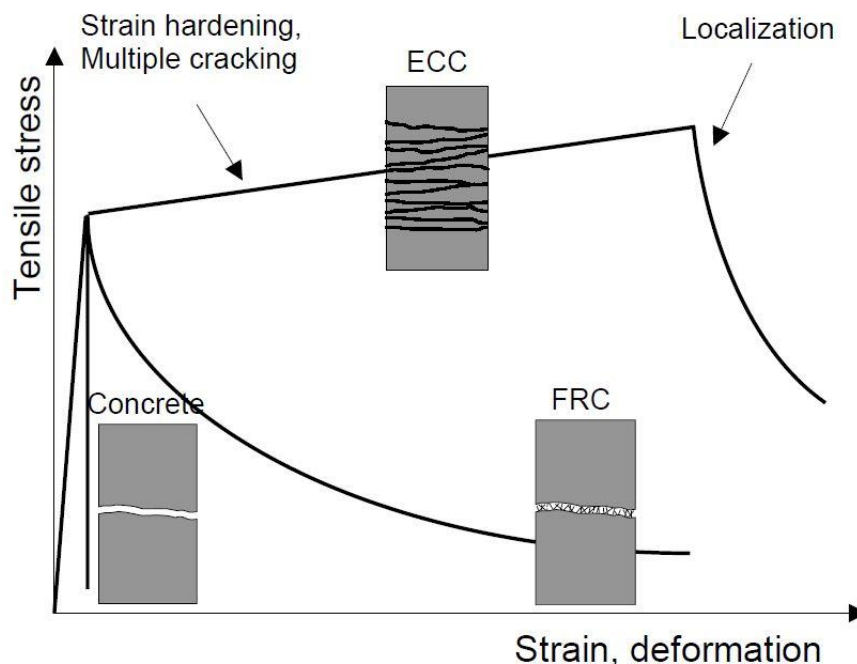
کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی (ECC) کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با الیاف فوق‌العاده شکل‌پذیر هستند. بیشتر تحقیقات در مورد توسعه ECC توسط پروفیسور ویکتور لی و همکارانش در دانشگاه میشیگان انجام شده و به اوایل دهه ۱۹۹۰ برمی‌گردد [۳۱]. اصطلاح مهندسی شده بر این واقعیت تأکید دارد که ECC با استفاده از میکرومکانیک و خیاطی^۱ ریزساختار سیستماتیک به منظور دستیابی به برخی از خواص ماکروسکوپی مهندسی شده است. مروری بر مواد و کاربردهای آن را می‌توان در مقالات دیگر مشاهده کرد [۸]، [۳۲]، [۳۳].

مانند سایر کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با الیاف، ECC از دو جز اصلی تشکیل شده است: الیاف و ماتریس سیمانی. با این حال، خواص FRCC به شدت تحت تأثیر نوع الیاف، ترکیب ماتریس و همچنین تعامل بین این دو جز است. در مورد ECCها این امر با تنظیم ویژگی‌های الیاف و ماتریس مطابق با نظریه میکرومکانیک، به منظور دستیابی به رفتار ماکرومکانیکی مورد نظر در نظر گرفته شد [۸]، [۳۴].

با استفاده از این اصول میکرومکانیک، ECCها به طور خاص طراحی شده‌اند تا یک رفتار بسیار انعطاف‌پذیر را در کشش نشان دهند. برخی از نویسندگان، این رفتار را شبه سخت‌شدگی کرنشی^۲ می‌نامند و اشاره به سخت‌شدگی کرنشی بعد از جاری شدن الیاف فلزی دارند. اگرچه عملکرد ماکروسکوپی ECC در مرحله غیرالاستیک بسیار به سخت‌شدگی کرنشی گفته شده شباهت دارد، اما سازوکار ریزمکانیکی آن کاملاً متفاوت است (از این رو از اصطلاح شبه استفاده می‌شود). در فلزات، سخت‌شدگی کرنشی نتیجه تغییر ساختاری در اتم است، در حالی که در ECC با پل زدن ترک‌ها توسط الیاف و ترک‌خوردگی‌های متعدد تولید می‌شود. منحنی‌های تنش-کرنش شماتیک بتن ساده، FRC سنتی و یک ECC در شکل ۲-۶ مقایسه می‌شود [۳۳]. بسته به ترکیب ماتریس، هندسه الیاف و خصوصیات چسبندگی بین الیاف و ماتریس، حداقل مقدار مشخص الیاف برای دستیابی به رفتار سخت‌شدگی کرنشی لازم است. اگر میزان الیاف خیلی کم باشد، همانطور که توسط FRC سنتی نشان داده شده است (شکل ۲-۶)، شکست شبه شکننده رخ می‌دهد. در این حالت، خرابی موضعی و نرم‌شدگی بلافاصله پس از تشکیل اولین ترک ایجاد می‌شود. بنابراین، مقدار حجم الیاف مصرفی معمولاً بیشتر از حجم بحرانی انتخاب می‌شود که به طور معمول حدود ۲ درصد حجمی است. این امر منجر به یک رفتار شکل‌پذیر و سخت‌شونده کرنشی می‌شود [۱۶].

¹ Tailoring

² Pseudo Strain Hardening



شکل ۶-۲ منحنی تنش-کرنش معمول برای بتن ساده، ECC و FRC [۳۴]

در ECC به طور معمول از الیاف مصنوعی مانند پلی اتیلن با وزن مولکولی فوق العاده بالا (UHMWPE) یا پلی وینیل الکل (PVA) با طول ۱۲ میلی متر و قطر ۰.۰۳۸ میلی متر استفاده می شود. تفاوت این دو نوع الیاف در این است که الیاف UHMWPE پیوند شیمیایی کمی با ماتریس سیمان برقرار می کند، در حالی که مقاومت پیوند شیمیایی بین الیاف PVA و ماتریس قابل توجه است. بنابراین، الیاف PVA عمل نیامده^۱ کافی نیستند زیرا طی فرآیند بیرون کشیدگی توسط لایه لایه شدن آسیب می بینند. به منظور کاهش مقاومت پیوند الیاف PVA، عملیات سطحی^۲ اولیه لازم است [۳۵]. از طرف دیگر، عملکرد الیاف UHMWPE می تواند با عملیات سطحی که پیوند بین این الیاف و ماتریس را افزایش می دهد، بهبود یابد. زیرا الیاف عمل نیامده برای شروع درشت اند و مقاومت کششی پایینی دارند [۳۶]. به کامپوزیت های سیمانی مهندسی شده با UHMWPE معمولاً PE-ECC و به کامپوزیت های سیمانی مهندسی با PVA، PVA-ECC گفته می شود.

حجم الیاف استفاده شده معمولاً در حدود ۲ درصد است، اما ممکن است تا ۴ درصد نیز افزایش یابد. به طور معمول، الیاف مصنوعی موجود در ECC نسبت ابعادی بالاتری (≈ 300) نسبت به الیاف فولادی مورد استفاده در بتن مسلح با الیاف فولادی دارند. از طرف دیگر، مقاومت پیوند سطحی آن ها معمولاً کمتر است. همانطور که بعداً در این بخش بحث خواهد شد، نسبت ابعاد بالا در به حداقل رساندن مقدار الیاف لازم برای رفتار سخت شدگی کرنشی ضروری است.

ماتریس سیمانی در ECC از یک خمیر سیمان پرتلند یا ملاتی با افزودن خاکستر بادی و ماسه میکروسیلیس

¹ Untreated

² Surface Treatment

تشکیل شده است. برای به دست آوردن رفتار سخت‌شدگی کرنشی مورد نظر که در بالا توضیح داده شد، ماتریس باید مقاومت نسبتاً کمی داشته باشد. اگر ماتریس خیلی قوی باشد، تنش ایجاد حاصل از پل زدن الیاف آنقدر زیاد نیست که بتواند ترک‌خوردگی چندگانه ایجاد کند. این در صورتی اتفاق می‌افتد که مقاومت اولین ترک‌خوردگی ماتریس از بیشترین تنش ممکن که می‌تواند توسط الیاف منتقل شود، بیشتر شود. به طور کلی از ریزدانه برای ماتریس سیمانی ECC استفاده نمی‌شود. دلیل اصلی این امر پایین نگه داشتن چقرمگی شکست ماتریس است، زیرا چقرمگی شکست پایین شرط اساسی ترک‌خوردگی چندگانه با حجم الیاف مصرفی اقتصادی است [۳۷]، [۳۸]. افزودن سنگدانه‌های بزرگتر منجر به ایجاد مسیرهای شکست^۱ طولانی‌تر می‌شود که نتیجه آن انرژی شکست بالاتر است.

عملکرد الیاف مصنوعی منجر به حالت پایا^۲ ترک‌خوردگی چندگانه می‌شود که به نوبه خود مسئول رفتار سخت‌شدگی کرنشی و افزایش ظرفیت کرنشی ECC است. به منظور تضمین ترک‌خوردگی چندگانه، تنش حاصل از ایجاد پل که می‌تواند توسط الیاف منتقل شود، باید از مقاومت اولین ترک‌خوردگی ماتریس بزرگتر باشد. از این شرایط به عنوان معیار مقاومت برای ترک‌خوردگی چندگانه یاد می‌شود. برای این امر الیاف نسبتاً قوی و ماتریس ضعیف نیاز است تا از پارگی زودرس الیاف جلوگیری کند. همچنین باید تضمین شود که الیاف به جای پارگی از ماتریس خارج شوند، که محدودیت‌های خاصی را برای مقاومت الیاف، مقاومت پیوند و طول الیاف قابل قبول ایجاد می‌کند. دومین معیار کمتر مشخص که باید به منظور اطمینان از حالت پایا ترک‌خوردگی رعایت شود، می‌تواند با استفاده از مکانیک شکست توضیح داده شود. بدون ورود به جزئیات زیاد، لازمه ترک‌خوردگی پایا این است که نوک ترک به صورت کنترل شده و بدون پارگی یا بیرون کشیدگی کامل الیاف در قسمت تشکیل شده ترک، منتشر شود. از آنجا که نحوه انتشار ترک تحت تأثیر انرژی توسعه ترک^۳ است، این نیاز برای ترک پایا به عنوان معیار انرژی شناخته می‌شود (برای اطلاعات بیشتر به [۳۱] مراجعه شود). در صورت عدم رضایت از مقاومت یا معیار انرژی، خرابی موضعی و شکست نیمه شکننده رخ می‌دهد.

مقدار بحرانی حجم الیاف که برای اطمینان از ترک‌خوردگی چندگانه استفاده می‌شود، می‌تواند با پیروی از یک روش مکانیکی شکست، تعیین شود [۳۱]. این بستگی به مدول الاستیسیته الیاف، نسبت ابعادی آن‌ها و مقاومت پیوند سطحی بین الیاف و ماتریس دارد. برای اطمینان از ترک‌خوردگی چندگانه هرچه این مقادیر بیشتر باشند، الیاف‌های کمتری لازم است. نسبت ابعاد الیاف بیشترین تأثیر را دارد و این موضوع دلیل اینکه چرا الیاف نازک و طولانی‌تر در PE-ECC استفاده می‌شوند، توضیح می‌دهد. چقرمگی ماتریس سیمانی بر حجم الیاف لازم نیز تأثیر دارد. هرچه انرژی شکست ماتریس بیشتر باشد، به الیاف بیشتری نیاز است. بنابراین یک ماتریس قوی به مقدار زیادی الیاف احتیاج دارد و این دلیل استفاده از ماتریس خمیر سیمان یا ملات نسبتاً ضعیف برای ECC است.

اخیراً تعدادی مشتق خاص ECC ظهور کرده اند. جدا از خاصیت شکل‌پذیری بالا، این مواد برخی از نیازهای

¹ Fracture Paths

² Steady State

³ Crack Extension

اضافی خاص را نیز برآورده می‌کنند. اینها عبارتند از: ECC خود تحکیم، ECC با مقاومت زودرس بالا و ECC سبک وزن [۳۹].

۲-۴-۱ خصوصیات مکانیکی ECCها

واضح ترین خاصیت مفید مکانیکی ECCها، پاسخ سخت شوندگی کششی بسیار شکل‌پذیر آنها در کشش است. آزمایش‌ها نشان می‌دهد که قبل از رسیدن به حالت نرم‌شدگی، کرنش کششی می‌تواند به بیش از ۴ درصد (در مواردی تا ۸ درصد) برسد. این بدان معنی است که عناصر سازه‌ای ساخته شده از ECC بسیار شکل‌پذیر و قادر به تحمل تغییر شکل‌های زیاد تولید شده هنگام زلزله هستند. نتایج یک سری آزمایش گسترده روی ECC شامل بارگذاری کششی، فشاری و دوره‌ای در مقالات گزارش شده است [۴۰]، [۴۱]. مقاومت کششی ECCها بسته به نوع و حجم الیاف مصرفی، مواد تشکیل دهنده ماتریس بین ۲ تا ۸ مگاپاسکال قرار دارد. این مقدار برای طرح اختلاط‌های معمولی حدود ۴ مگاپاسکال است. که طور قابل توجهی کمتر از مقاومت کششی است که توسط برخی از UHPFRCها بدست آمده است. این امر به علت استفاده از ماتریس با مقاومت کم است که برای بدست آوردن رفتار مطلوب سخت‌شدگی کرنشی با حجم کم الیاف لازم است.

مقاومت فشاری ECC مانند بتن ساده ($PE-ECC \approx 40 \text{ MPa}$, $PVA-ECC \approx 80 \text{ MPa}$) است. با این حال، مدول الاستیسیته معمولاً کمتری دارد (~ 20 گیگاپاسکال). دلیل این امر این است که مدول الاستیک ماتریس کمتر از سنگدانه‌های مورد استفاده در بتن است. و از آنجایی که ECCها فاقد درشت‌دانه هستند، پس در مجموع مدول الاستیک آنها کمتر از بتن سنتی است [۳۷].

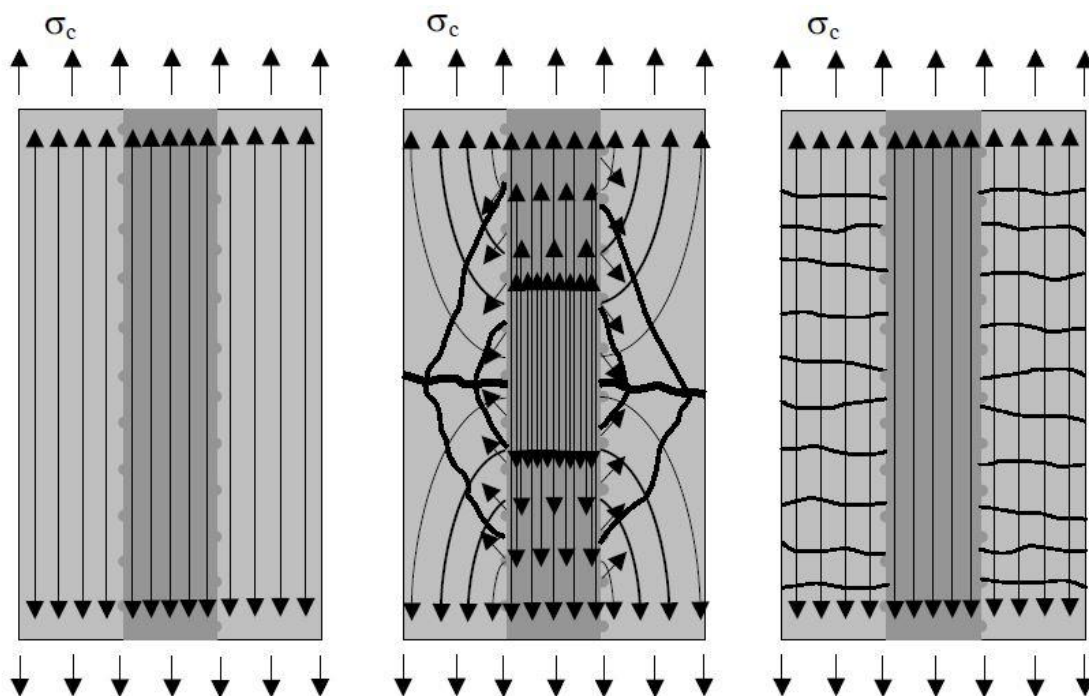
رفتار خمشی ECC نتیجه مستقیم ویژگی‌های کششی و فشاری است. محققین از نظر تحلیلی و آزمایشگاهی نشان دادند که مدول گسیختگی ECC در آزمایش خمش سه نقطه ای، می‌تواند تا پنج برابر تنش اولین ترک‌خوردگی در آزمایش کشش مستقیم باشد. این را می‌توان با تجزیه و تحلیل مقطع تیرهای ECC با قانون تنش-کرنش به صورت غیرخطی در هر دو ناحیه کششی و فشاری تأیید کرد. به طور تجربی رفتار غیرخطی را می‌توان با گسترش ناحیه ترک‌خوردگی چندگانه به ازای افزایش بار مشاهده کرد که از الیاف کششی شروع و به سمت الیاف فشاری پیش می‌رود. این فرایند منجر به باز توزیع تلاش‌ها^۱ در سطح مقطع یک تیر می‌شود و در نتیجه به مقاومت سازه‌ای بالاتری منجر می‌شود [۴۲].

تحقیقات تجربی نشان داد که کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده با الیاف UHMWPE (spectra) مقاومت برشی بالاتری نسبت به بتن معمولی دارند که منجر به نیاز کمتری به تقویت برشی در اعضای سازه ECC می‌شود [۴۳]. با حجم بالا الیاف می‌توان به مقاومت برشی همانند بتن تقویت‌شده سنتی رسید. با این

¹ Redistribution of Efforts

حال، به دلیل مشخصه سخت‌شدگی کرنشی ECC، الگوی ترک مطلوب‌تر است و به جای یک ترک موضعی، تعداد زیادی ریز ترک توزیع شده وجود دارد که منتج به شکست نسبتاً شکل‌پذیر می‌شود. به دلیل انعطاف پذیری ذاتی ECC، الزامی برای استفاده از آرماتور محصورکننده جهت افزایش شکل‌پذیری ناحیه خرابی نیست. این دو واقعیت منجر به کاهش پیچیدگی در میلگرد گذاری و صرفه جویی در زمان، در اعضای سازه‌ای PE-ECC می‌شود.

یک ویژگی مکانیکی بسیار مهم ECC سازگاری تغییر شکل آن‌ها با میلگردهای تقویتی تعبیه شده، است. از آنجا که کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده بسیار انعطاف پذیراند، سازه‌های ECC تقویت‌شده با میلگردهای تقویتی سنتی یک الگوی تغییر شکل سازگار حتی در ناحیه غیرالاستیک از خود نشان می‌دهند. الگوی ترک خوردگی و جریان تنش برای نمونه‌های بتن مسلح و نمونه ECC تقویت‌شده به صورت شماتیک در شکل ۷-۲ نشان داده شده است [۴۴]، [۴۵].



شکل ۷-۲ الگوهای ترک خوردگی در محدوده تغییر شکل غیرالاستیک [۴۶]

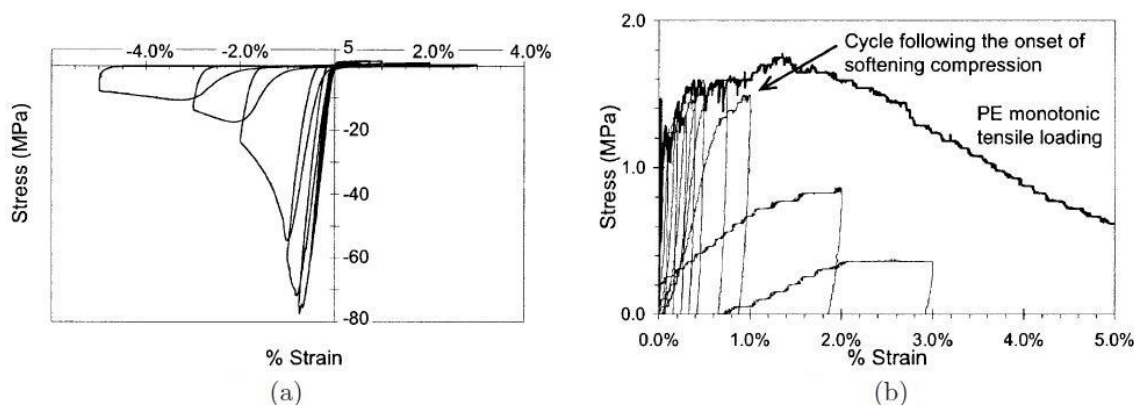
یکی دیگر از ویژگی‌های مکانیکی جالب اعضای سازه‌ای ECC، ظرفیت اتلاف انرژی آن‌ها است. ECCها به دلیل رفتار ترک‌خوردگی چندگانه و بیرون کشیدگی الیاف، ظرفیت اتلاف انرژی بالاتری نسبت به بتن ساده دارند. با این حال، در شرایط بارگذاری دوره‌ای، تاثیر چشمگیری ندارد زیرا روند برگشت پذیر نیست (شکل ۸-۲) [۴۰]. نکته جالب‌تر افزایش ظرفیت اتلاف انرژی است که در اثر مقاومت ذاتی ورقه ورقه شدن^۱ ECC حاصل

^۱ Spalling

می‌شود. از آنجایی که ECC ها ورقه ورقه نمی‌شوند، میلگردهای تقویتی تا حدودی در برابر کمانش پایدار می‌مانند که این امر تحمل اتلاف انرژی پلاستیک بزرگ را تحت حلقه‌های بارگذاری دوره‌ای افزایش می‌دهد [۳۳]. [۴۱]

۲-۴-۲ کاربردهای ECC ها

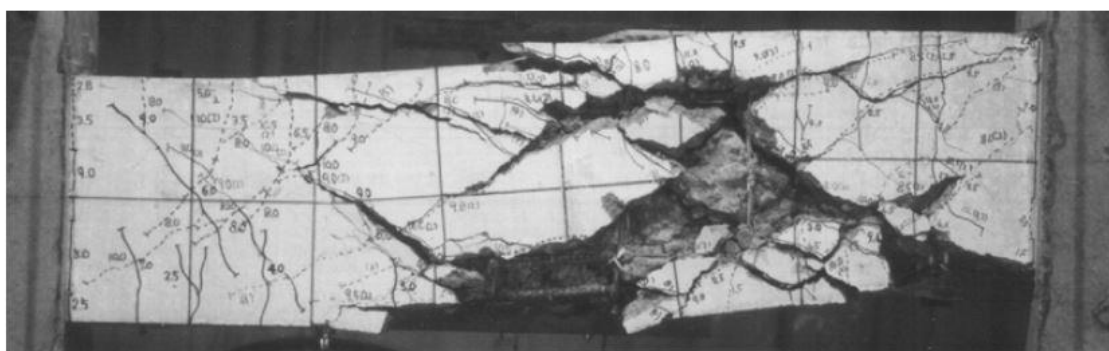
یک نمونه از کاربردهای سازه‌ای، اعضای ستون ECC برای طراحی مقاوم در برابر زلزله هستند. در مقایسه با ستون‌های بتن‌آرمه معمولی، رفتار تغییر شکل غیر الاستیک بیشتری را نشان می‌دهند. اعضای ستون تقویت‌شده ECC دارای شکل‌پذیری بیشتر، ظرفیت اتلاف انرژی افزایش یافته و نیاز کمتر به میلگرد تقویتی عرضی نسبت به اعضای بتن مسلح معمولی هستند. آن‌ها حتی در انحراف‌های بزرگ هیچ ورقه ورقه شدن و جدا شدگی سطحی را نشان نمی‌دهند. تحقیقات بیشتر در مورد اعضای ستون ECC در [۴۵] ارائه شده است.



شکل ۲-۸ رفتار دوره‌ای ECC تحت (a) فشار و (b) کشش [۴۱]

تحقیقات مشابهی نیز بر روی ستون ECC و اعضای قاب تقویت‌شده با میلگردهای تقویتی با الیاف پلیمری (FRP) به جای فولاد سنتی انجام شد [۴۶]، [۴۷]. مزایای اصلی میلگردهای FRP نسبت به فولادی این است که تغییر مکان‌های ماندگار پس از تغییر شکل بزرگ در بارگذاری دوره‌ای، کوچکتر بوده و مقاومت FRP در برابر خوردگی بیشتر از فولاد است. در مورد نکته اول، زمانی می‌تواند مورد توجه قرار گیرد که برخی از سطوح بهره برداری پس از زلزله باید برآورده شوند. با این حال، باید توجه داشت که در مقابل میلگردهای فولادی، میلگردهای FRP هیچ حالت تسلیم شدگی را نشان نمی‌دهند که خود باعث یک طراحی کاملاً متفاوت می‌شود. استفاده از ECC به جای بتن معمولی همراه با میله‌های FRP دارای مزایای مشابه سازه‌های ECC تقویت‌شده با فولاد است. یعنی، هیچ جداشدگی سطحی وجود ندارد که این نشان‌دهنده تغییر شکل سازگار بین ECC ها و میلگردهای FRP می‌باشد.

با بررسی اعضای تیرهای برشی ECC می‌توان نتایج مشابه ستون‌ها را مشاهده کرد [۴۸]. یک مقایسه مستقیم بین یک تیر برشی معمولی و یک تیر برشی ECC با جزئیات تقویتی یکسان در شکل ۲-۹ و شکل ۲-۱۰ نشان داده شده است. عملکرد برتر تیر ECC کاملاً مشهود است. محققان نیز تیرهای برشی ECC را بررسی کردند و به همان نتایج رسیدند. علاوه بر این، آن‌ها اتصالات برشی ECC را نیز آزمایش کردند و رفتار تحمل پذیر در مقابل تخریب شدید ECC، آن‌ها را به ماده‌ای بهینه برای چنین کاربردهایی تبدیل کرد [۴۹]. یکی دیگر از کاربردهای مرتبط، استفاده از اجزای ECC در ناحیه مفصل پلاستیک پایه‌های پل پیش‌ساخته به صورت قطعه‌ای با پس تنیدگی ناپیوسته^۱ است [۵۰]. باز هم از اجزای ECC برای رفتار شکل‌پذیر آن‌ها استفاده می‌شود. پس تنیدگی ناپیوسته، تغییر مکان‌های ماندگار را کاهش می‌دهد و از طرف دیگر مناطق مفصل پلاستیک ECC حتی در سطوح با تغییر شکل بالا بدون ورق ورق شدن یا ترک خوردگی، یکپارچگی خود را حفظ می‌کنند. نمایش شماتیک سیستم پایه پل در شکل ۲-۱۱ آورده شده است.



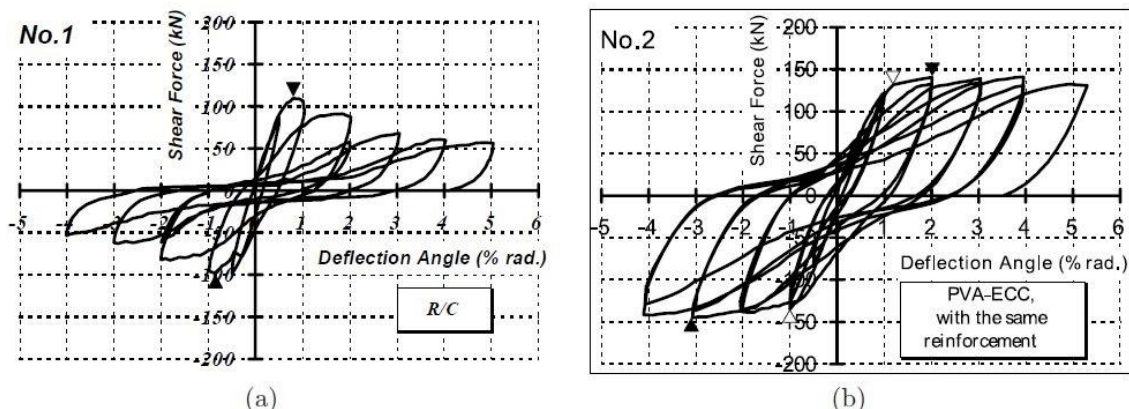
(a)



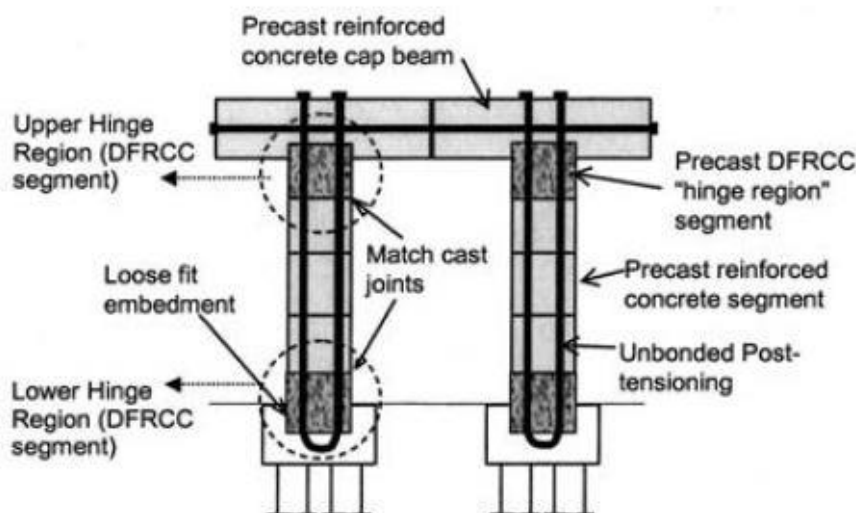
(b)

شکل ۲-۹ مقایسه تیر برشی در (a) بتن‌آرمه معمولی و (b) ECC [۴۹]

¹ Unbonded Posttensioning



شکل ۲-۱۰ مقایسه پاسخ چرخه‌ای در (a) تیر بتن آرمه و (b) تیر ECC [۴۹]

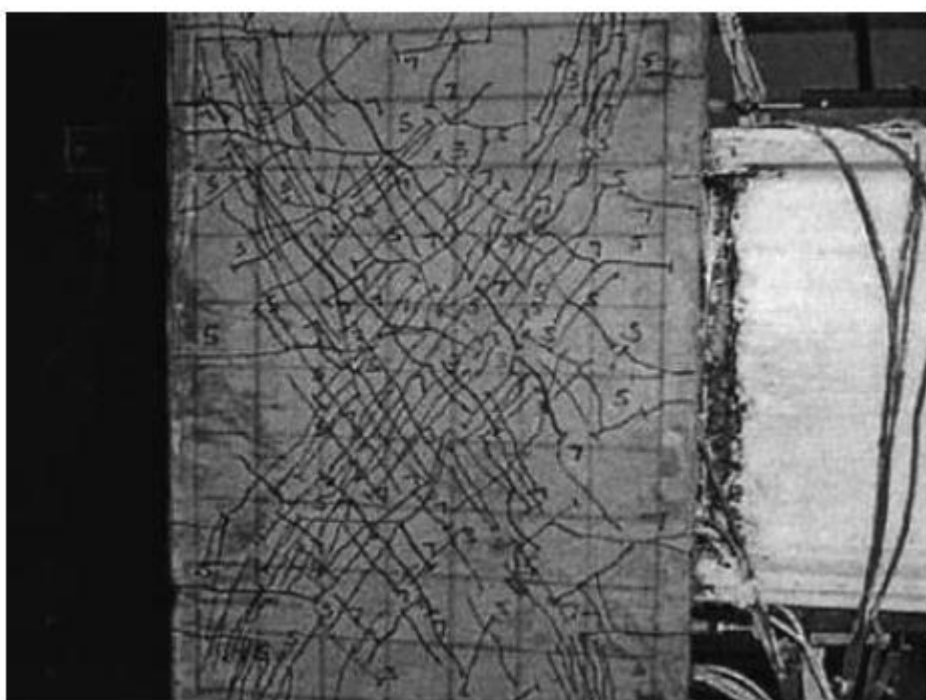


شکل ۲-۱۱ کاربرد ECC در پایه پل [۵۱]

سایر کاربردها سعی در بهره برداری خوب از ظرفیت‌های اتلاف انرژی اعضای سازه ECC دارند. یک مورد از این نمونه‌ها، سیستم پیش ساخته پل‌های توپر تقویت‌شده با مش سیمی جوش داده شده است [۵۱]. از آن برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های حیاتی مانند بیمارستان‌ها استفاده می‌شود. پل‌های پیش‌ساخته دارای ویژگی‌های اتلاف انرژی خوبی هستند زیرا ECCها از خرابی موضعی جلوگیری می‌کنند و به این ترتیب آرماتور تقویتی می‌تواند دوره‌های بزرگ اتلاف انرژی چرخه‌ای^۱ را تحمل کند، بدون اینکه خطر گسیختگی زودرس را داشته باشد. دستگاه‌های جذب انرژی دیگر ساخته شده از ECC نیز در [۵۲] ارائه شده است.

¹ Hysteretic Energy Dissipation Cycles

در پژوهشی کاربرد بسیار ابتکاری ECC ارائه شده است. ضمن بررسی اتصالات مختلف بین ستون‌های بتن مسلح و تیرهای فولادی، نویسندگان همچنین اتصال تیر-ستون ECC با الیاف Spectra را آزمایش کردند. این مطالعه نشان می‌دهد که ECCها ظرفیت برشی کافی را برای حذف کامل آرماتورهای عرضی در ناحیه اتصال فراهم می‌کنند. تصویری از اتصال تیر-ستون در سطح بالا تغییرشکل در شکل ۲-۱۲ آورده شده است. همانطور که در تصویر مشاهده می‌شود رفتار اتصال ECC بسیار شکل‌پذیر است و دارای تعداد زیادی ریز ترک است اما حتی در سطح بالا تغییرشکل (تغییر مکان نسبی طبقات ۵ درصد) آسیب عمده‌ای ندیده است [۵۳].



شکل ۲-۱۲ اتصال تیر فلزی به ستون ECC [۵۴]

۲-۵ بتن تقویت شده الیافی با عملکرد بالا

با شروع دهه گذشته، گروهی تحقیقاتی در دانشگاه میشیگان چندین کاربرد محتمل مختلف از بتن‌های تقویت‌شده الیافی با عملکرد بالا با حجم کم الیاف را بررسی کردند. هدف آن‌ها کاهش جزئیات آرماتورگذاری و بهبود ظرفیت شکل‌پذیری اعضای سازه‌ای تحت بارگذاری لرزه‌ای بود.

در مقابل سایر مطالب ارائه شده در این فصل، هیچ تعریف روشنی برای اصطلاح بتن تقویت‌شده الیافی با عملکرد بالا وجود ندارد. در اینجا برای تعدادی از مواد سخت‌شونده کرنشی، مصالح تقویت‌شده با الیاف دارای ماتریس با مقاومت عادی و حجم الیاف کم (معمولاً در محدوده ۱.۵ تا ۲ درصد) استفاده می‌شود. انواع مختلفی

از الیاف را می‌توان مورد استفاده قرار داد، اما متداول ترین آن‌ها الیاف فولادی قلابدار، الیاف فولادی تابیده و الیاف مصنوعی پلی اتیلن با وزن مولکولی فوق‌العاده بالا هستند.

الیاف مصنوعی دارای طولی بین ۱۵ تا ۳۸ میلی‌متر، قطر ۰.۳۸ میلی‌متر و مقاومت کششی ۲۵۹۰ مگاپاسکال هستند. الیاف تابیده دارای طول ۱۵ تا ۵۰ میلی‌متر، قطر معادل آن بین ۰.۲ تا ۰.۷ میلی‌متر و مقاومت کششی ۲۴۷۰ مگاپاسکال هستند. الیاف قلابدار ۳۰ میلی‌متر طول دارند. یا به صورت الیاف مقاومت عادی با قطر ۰.۵۵ میلی‌متر و مقاومت کششی ۱۱۰۰ مگاپاسکال و یا به صورت الیاف با مقاومت بالا با قطر ۰.۳۸ میلی‌متر و مقاومت کششی ۲۳۰۰ مگاپاسکال استفاده می‌شوند.

به طور معمول ماتریس شامل آب، سیمان، خاکستر و شن و ماسه است اما شامل درشت‌دانه نمی‌شود زیرا بر عملکرد کششی کامپوزیت تأثیر منفی می‌گذارد [۵۴].

۲-۵-۱ خصوصیات مکانیکی HPFRCCها

خصوصیات مکانیکی بین HPFRCCها متفاوت است اما معمولاً دارای مقاومت فشاری در حدود ۵۰ مگاپاسکال و مقاومت کششی ۳ تا ۵ مگاپاسکال هستند.

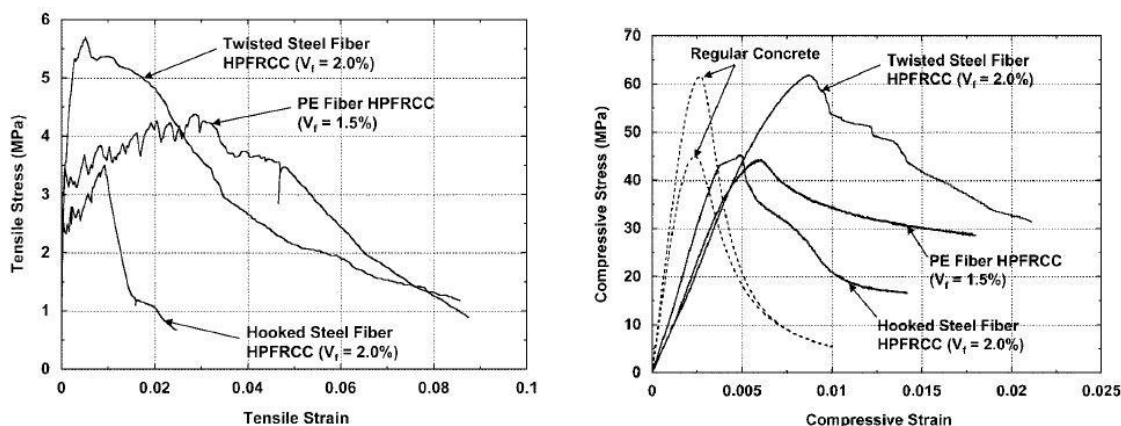
برجسته‌ترین ویژگی HPFRCCها رفتار سخت‌شدگی کرنشی آن‌ها در کشش مستقیم است (شکل ۲-۱۳). آنچه آن‌ها را متمایز می‌کند این است که به دلیل پیوند قوی بین الیاف و ماتریس، با حجم الیاف کمتر از ۲ درصد به رفتار سخت‌شدگی کرنشی می‌رسند.

HPFRCCها در فشار به صورت هموار، رفتار نرم‌شدگی در پسا بیشینه^۱ از خود نشان می‌دهند (شکل ۲-۱۳) و ظرفیت کرنش فشاری بالایی دارد (تا ۱ درصد امکان‌پذیر است).

از نقطه نظر عملی، مفیدترین ویژگی HPFRCCها افزایش مقاومت برشی است که امکان وارفتگی^۲ میلگردهای تقویتی و شکل‌پذیری کلی بهبود یافته را فراهم می‌کند. برخی از کاربردهایی که از این خواص مکانیکی استفاده می‌کنند [۵۴].

^۱ Post-Peak Softening

^۲ Relaxation



شکل ۲-۱۳ خصوصیات کششی و فشاری HPFRCC ها [۵۵]

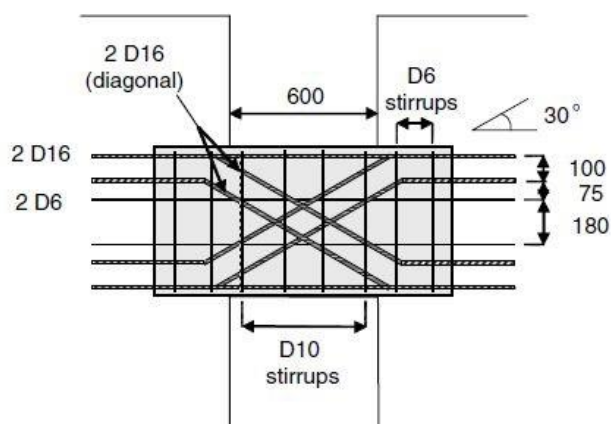
۲-۵-۲ کاربردهای HPFRCC ها

یک نوع کلاسیک از اجزای سازه‌ای که طی حوادث لرزه‌ای تحت نیروهای برشی زیادی قرار می‌گیرند، تیرهای همبند^۱ هستند. در نتیجه تیرهای همبند به مقاومت برشی نسبتاً پیچیده‌ای برای مقاومت در برابر زلزله نیاز دارند. پژوهشگران نشان دادند که در صورت استفاده از HPFRCC به جای بتن مسلح معمولی، می‌توان الزامات تقویتی برشی را برقرار کرد و همینطور رفتار کلی تغییرشکل تیرهای همبند بهبود یابد. از آنجا که دوجابریزی با الیاف در محل برای تیرهای همبند ممکن است برای پیمانکار دشوار باشد، سیستم پیش ساخته آن پیشنهاد می‌شود. الگوی ترک‌خوردگی تیر همبند بعد از بارگذاری بهره‌برداری در شکل ۲-۱۴ نشان داده شده است. توجه داشته باشید که به منظور تسهیل در روش آزمایش، تیر همبند نشان داده شده ۹۰ درجه چرخانده شده است [۵۵]، [۵۶].

یک کاربرد مشابه، دیوارهای سازه‌ای کم ارتفاع HPFRCC هستند. در اینجا استفاده از HPFRCC منجر به دیوارهایی با تحمل آسیب دیدگی قابل ملاحظه و ظرفیت تغییرمکان نسبی زیاد حتی با آرماتور برشی کمتر می‌شوند. نویسندگان تخمین زده‌اند که در تنظیمات آزمایشگاهی آن‌ها، حدود ۷۰ درصد از کل نیروی برشی توسط بتن تقویت‌شده الیافی با عملکرد بالا حمل شده است [۵۷].

در استفاده از HPFRCC برای اتصالات تیر-ستون ارائه شده است. این مطالعه نشان می‌دهد که در صورت استفاده از HPFRCC به جای بتن معمولی، می‌توان ظرفیت برشی منطقه اتصال و استحکام پیوندی بین آرماتور و ماتریس سیمانی را افزایش داد [۵۸]. رفتار پیوندی بین میلگردها و ماتریس HPFRCC به طور محسوسی بهتر از میلگردها و بتن معمولی است. مزیت دیگر این است که می‌توان از میزان آرماتورهای عرضی و محصورکننده در ناحیه اتصال به طور قابل توجهی کاست [۵۹]. تصویری از اتصال تیر-ستون که در سطح بالا تغییرشکل بررسی شده است در شکل ۲-۱۵ آورده شده است.

¹ Coupling Beam



(a)



(b)

شکل ۲-۱۴ تیر همبند (a) HPFRCC : طراحی، (b) : الگو ترک [۵۶]



شکل ۲-۱۵ اتصال تیر-ستون HPFRCC [۵۹]

آخرین کاربرد برای HPFRCC اعضای خمشی تحت بارگذاری دوره‌ای هستند. تحقیقات نشان داد که اعضای خمشی HPFRCC دارای الیاف پلی اتیلن، بدون آرماتورهای عرضی فولادی رفتار چرخه‌ای پایداری با شکل-پذیری زیاد و تحمل‌پذیری بیشتر خرابی، نسبت به بتن سنتی نشان می‌دهند. علاوه بر این، HPFRCC در ایجاد تکیه گاه جانبی برای آرماتورهای طولی موثر است و قادر است تنش برشی قابل توجهی را تحمل کند [۶۰].

۲-۶ بتن الیافی ترکیبی

بتن الیاف ترکیبی (HFC) یک کامپوزیت سیمانی تقویت شده با عملکرد فوق العاده بالا است که توسط پروفیسور ون مایر^۱ از دانشگاه زوریخ و پروفیسور والراون^۲ از دانشگاه صنعتی دلفت توسعه یافت [۶۱]. اصطلاح ترکیبی نشان می دهد که ترکیبی از الیاف با هندسه های مختلف استفاده شده است. بر خلاف بتن مسلح با الیاف سنتی که افزودن الیاف منجر به چقرمگی بالاتر و دوام بهتری در آن می شود (انقباض و تشکیل ترک کمتر پس از عمل آوری)، یک اختلاط متعادل HFC می تواند مقاومت اجزا سازه ای را به میزان قابل توجهی بهبود بخشد. در نتیجه HFC می تواند در یک زمینه کاملاً جدید از کاربردهای سازه ای اعمال شود. یک نمای کلی از توسعه HFC از جمله مفاهیم ریز مکانیکی پشت آن را می توان در مقالات یافت [۲].

بتن الیاف ترکیبی دارای شکل پذیری، مقاومت فشاری و کششی بالا است که در آزمایش کشش مستقیم، رفتار سخت شدگی کرنشی از خود نشان می دهد [۶۱]. حجم الیاف مصرفی بین ۱ تا ۴ درصد بود و اختلاط های مختلف الیاف با تمرکز بر تأثیر نوع الیاف، مورد آزمایش قرار گرفتند. بیشتر بتن های الیاف ترکیبی، از اختلاط الیاف فولاد استفاده می کنند اما برخی از نویسندگان الیاف مصنوعی یا ترکیبی از الیاف مصنوعی و فولادی را آزمایش کرده اند [۶۲]، [۶۳].

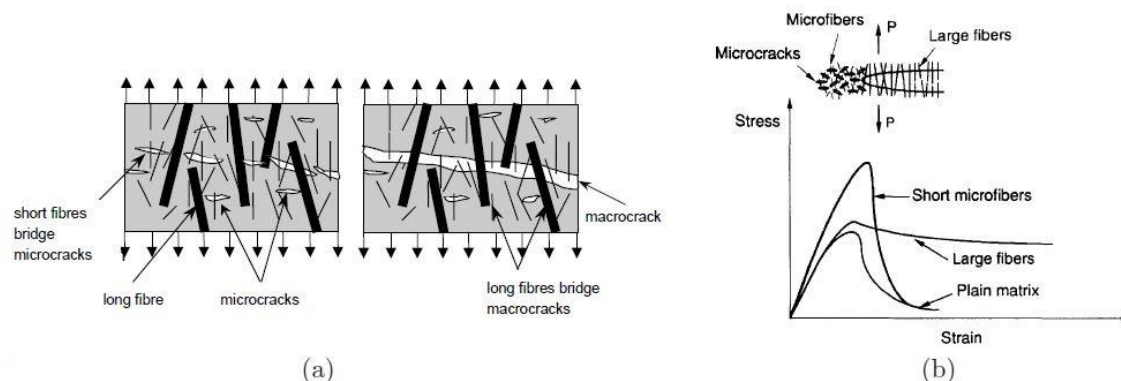
عملکرد انواع الیاف مختلف در رفتار میکرومکانیکی HFC در شکل ۲-۱۶ نشان داده شده است. از آنجا که الیاف کوتاه و صاف دارای ابعاد مشابه و توزیع مکانی مشابه میکروترک های بالقوه هستند، می توانند به طور موثری انتشار آن ها را متوقف کنند. در نتیجه، الیاف کوتاه دلیل اصلی مقاومت بالا کششی اولین ترک خوردگی HFC هستند. از طرف دیگر با شروع تشکیل ماکروترک ها، الیاف بلندتر فعال می شوند. در مرحله اول آن ها به طور موثر انتشار این ماکروترک ها را متوقف می کنند پس دلیل رفتار سخت شدگی کرنشی و ترک خوردگی چندگانه HFC هستند. در مرحله دوم که تشکیل یک ماکروترک بزرگ آغاز می شود، آن ها بین این ترک ها پل می زنند و در نتیجه یک منحنی نرم شدگی و گسیختگی شکل پذیری تولید می کنند [۶۴]. این مرحله آخر مربوط به بیرون کشیدگی الیاف قلابدار است. همین مشاهدات مربوط به عملکرد الیاف بلند و کوتاه نیز برای الیاف مصنوعی انجام شده است [۶۵].

مفهوم افزودن الیاف با هندسه های مختلف در حجم های مختلف باعث می شود طراحی HFC بسیار انعطاف پذیر باشد. اساساً می توان ترکیب الیاف را به گونه ای انتخاب کرد که یک ترکیب سیمانی تقویت شده با الیاف با خواص مکانیکی دلخواه را جفت و جور کرد. این بدان معنی است که یک HFC منحصر به فرد وجود ندارد، بلکه اختلاط های مختلف با ویژگی های منحصر به فردی وجود دارد. از آنجا که این خصوصیات می توانند از یک اختلاط به دیگری متفاوت باشد، مقادیر داده شده در اینجا باید به عنوان مقادیر حدسی از اندازه های احتمالی

¹ J.G.M. Van Mier

² J.C. Walraven

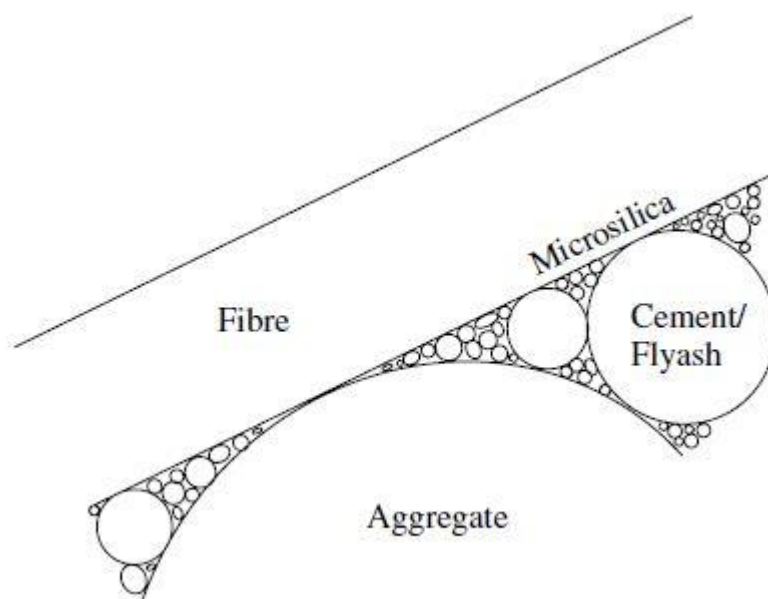
تلقی شود.



شکل ۲-۱۶ اثرات متفاوت الیاف کوتاه و بلند، (a) : الیاف فعال در طول گسترش ترک [۶۵]، (b) : الیاف مختف در رفتار کششی [۶۶]

رفتار ماکروسکوپی HFC نه تنها توسط ترکیب الیاف اداره می‌شود بلکه ترکیب ماتریس بتن نیز از اهمیت یکسانی برخوردار است. ماتریس باید حداکثر متراکم باشد تا پیوند و چسبندگی بین ماتریس و الیاف را به حداکثر برساند. به عبارت دیگر ماتریس باید حاوی مقدار مهمی از ریزدانه باشد که جای خالی بین سنگدانه‌های بزرگتر و الیاف را پر کند. هرچه قطر الیاف مصرفی کوچک‌تر باشد، مواد پرکننده ریز بیشتری باید اضافه شوند. این را می‌توان در شکل ۲-۱۷ به خوبی مشاهده کرد. معمولاً بخار سیلیس، خاکستر بادی و مقدار زیادی سیمان و همچنین یک توزیع خوب دانه‌بندی برای این منظور استفاده می‌شود. مقاومت ماتریس بتن، مقاومت بیرون کشیدگی الیاف و مقاومت کششی الیاف باید به طور ظریف متعادل شود تا نیرو کافی بیرون کشیدگی الیاف تضمین شود اما از پارگی ماتریس بتن یا الیاف جلوگیری شود [۶۶]. از نظر اقتصادی نیز استفاده از کارآمدترین ماتریس ممکن منطقی است زیرا الیاف گرانترین جز مصالح هستند و باید از آن‌ها حداکثر بهره‌برداری شود. بنابراین، به حداکثر رساندن پیوند بین الیاف و ماتریس با استفاده از یک ماتریس با چگالی بالا (و شاید کمی گران‌تر) بسیار اقتصادی‌تر از افزودن الیاف بیشتر به بتن است.

به دلیل متراکم بودن ذرات، HFC همچنین دارای مقاومت فشاری بسیار بالایی است که آن را به یک کامپوزیت سیمانی تقویت‌شده با عملکرد فوق‌العاده بالا تبدیل می‌کند. با این حال، باید توجه داشت که توسعه دهندگان HFC قصد تولید بتن با مقاومت فشاری بسیار زیاد را نداشتند بلکه بتنی با مقاومت کششی بالا و مهم‌تر از آن یک نسبت متعادل بین مقاومت کششی و فشاری بودند. مقاومت فشاری بالا یک اثر جانبی نسبتاً ناخواسته است که نتیجه پیوند مطلوب میان الیاف و ماتریس است.



شکل ۲-۱۷ ذرات متراکم ماتریس در نزدیکی الیاف [۶۷]

مانند تمام کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با عملکرد فوق‌العاده بالا، HFC حاوی مقدار نسبتاً زیادی سیمان و نسبت آب به مواد چسباننده در حدود ۰.۲ می‌باشد. در مقایسه با بتن معمولی با افزودن الیاف بلند قلابدار کارایی HFC بطور قابل توجهی کاهش می‌یابد [۶۷]. از طرف دیگر افزودن الیاف فولادی کوتاه تأثیر کمی در کارایی دارد. به منظور مقابله با کاهش کارایی، مقدار زیادی فوق روان کننده استفاده می‌شود. همراه با یک طرح اختلاط دقیق، HFC می‌تواند به خواص بتن خود متراکم دست یابد که از جنبه‌های مهم طراحی بتن الیاف ترکیبی است. این کار ضمن اطمینان از فشردگی ماتریس بتن و جلوگیری از تشکیل حفره‌ها، کارایی منطقی بتن تازه را نیز تضمین می‌کند. باید تأکید کرد که متعادل نگه داشتن طرح اختلاط بسیار ظرافت‌مندانه است، زیرا HFC باید به اندازه کافی روان باشد تا خواص خود متراکمی از خود نشان دهد اما همزمان باید به اندازه کافی متراکم باشد تا از جداسازی الیاف جلوگیری کند. علاوه بر قابلیت بهبود یافته، خواص خود متراکمی HFC نیز تا حد زیادی برای دستیابی به توزیع همگن الیاف مفید است زیرا تراکم‌سازی و لرزش به تشدید تفکیک الیاف کمک می‌کند.

HFC به کامپوزیت‌های سیمانی چند مقیاس تقویت‌شده الیافی^۱ که بعضی اوقات به آن‌ها کامپوزیت‌های سیمانی چند حالت تقویت‌شده الیافی با عملکرد بالا^۲ نیز گفته می‌شود، ارتباط نزدیکی دارد [۶۸]، [۶۹]. روسی^۳ اولین کسی بود که استفاده از الیاف با هندسه متعدد را براساس آنچه مفهوم چند مقیاس نامید، پیشنهاد

^۱ Multi-Scale Fiber-Reinforced Cementitious Composites (MSFRCCs)

^۲ High Performance Multimodal Fiber Reinforced Cement Composites (HPMFRCCs)

^۳ Rossi

داد [۷۰]. ایده اصلی مفهوم چند مقیاس این است که اندازه‌های مختلف الیاف برای مراحل مختلف گسترش ترک لازم است زیرا هر نوع الیاف فقط در مقیاسی نزدیک به ابعاد هندسی خاص خود می‌تواند موثر باشد. از آنجا که مفاهیم نظری و خصوصیات مکانیکی MSFRCC و HFC عملاً یکسان هستند، این دو ماده در اینجا به صراحت تفکیک نشده است. در حقیقت نقطه شروع برای HFC، HPMFRCC ها بودند [۷۱].

۲-۶-۱ خصوصیات مکانیکی HFC ها

HFC هم در سطح مواد و هم در سطح سازه‌ای یک رفتار کاملاً شکل‌پذیر نشان می‌دهد. شکل‌پذیری سطح مواد معمولاً توسط الیاف متوسط و کوتاه تولید می‌شود در حالیکه شکل‌پذیری در سطح سازه‌ای را می‌توان به الیاف قلابدار یا چیندار نسبت داد. شکل‌پذیری هم در کشش و هم در فشار آشکار است.

یکی دیگر از ویژگی‌های جالب HFC این است که از چقرمگی بالایی برخوردار است. به عبارتی دیگر دارای ظرفیت بالای اتلاف انرژی است. با این حال، برای بارگذاری دوره‌ای از اهمیت کمتری برخوردار است، زیرا فرایند بیرون کشیدگی الیاف که باعث اتلاف انرژی می‌شود برگشت‌پذیر نیست. HFC به دلیل مقاومت در برابر کشش و شکل‌پذیری بیشتر، ورقه ورقه نمی‌شود و اهمیت این امر برای یک عضو سازه‌ای بیشتر از ظرفیت اتلاف انرژی است. در نتیجه آرماتورهای تقویتی در اعضای HFC کمانش نمی‌کنند و می‌توانند دوره‌های بزرگ اتلاف انرژی چرخه‌ای را تحمل کنند [۷۲].

بعد از دوغاب‌ریزی، HFC تازه خیلی سریع خودش را می‌گیرد و سفت می‌شود. مقاومت فشاری و مقاومت کششی شکاف‌خوردگی^۱ در سنین اولیه (بعد از ۱ روز) به ترتیب معمولاً بین ۸۰ تا ۱۱۰ مگاپاسکال و ۸ تا ۱۰ مگاپاسکال است. طیف وسیعی از خواص مکانیکی HFC در سن ۲۸ روزگی در جدول ۱-۲ آورده شده است:

جدول ۱-۲ خصوصیات مکانیکی HFC

مدول الاستیسیته	۴۰ - ۵۰	گیگاپاسکال
مقاومت فشاری	۱۲۰ - ۱۶۰	مگاپاسکال
مقاومت کششی	۸ - ۱۵	مگاپاسکال
مقاومت خمشی	۲۰ - ۵۰	مگاپاسکال

^۱ Splitting Tensile Strength

۲-۱-۶ رفتار فشاری HFC ها

مقاومت فشاری بالای HFC ذکر شده در ابتدای همین بخش را می توان با اختلاط بسیار متراکم ذرات و نسبت آب به مواد چسباننده کم در ماتریس بتن و همچنین الیاف کوتاه که تشکیل ریزترک ها و شکافتن ترک ها را با نوعی محصور کردن داخلی به تأخیر می اندازد، توضیح داد [۷۳]. بعلاوه، HFC در فشار رفتار نرمی در پسابیشینه نشان می دهد (شکل ۲-۱۸). این خاصیت مشخص به دلیل الیاف بلند چيندار است. الیاف کوتاه احتمالا با مهار الیاف بلند و قوی تر در ماتریس بتن، اثر ثانویه دارند. حتی در کرنش های بسیار بالا مقاومت فشاری باقیمانده همچنان مهم است. این نشان می دهد که HFC تمایل دارد حتی پس از اینکه تحت فشار قابل توجهی قرار گیرد، یکپارچگی خود را حفظ کند.

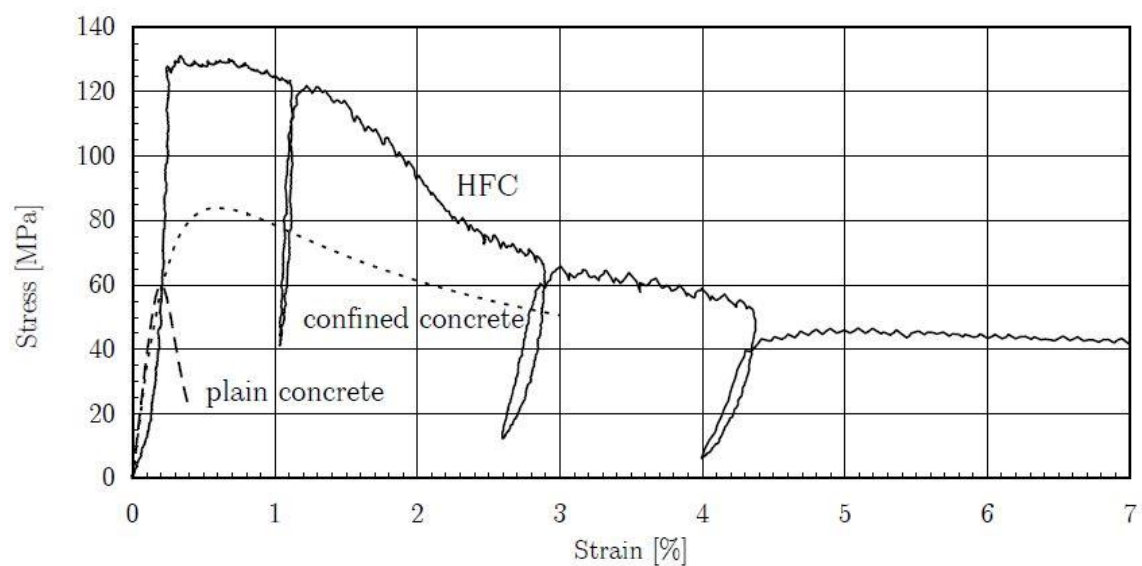
۲-۱-۶-۲ رفتار کششی HFC ها

طبق پژوهش های صورت گرفته، رفتار کششی HFC را می توان به چهار مرحله مختلف تقسیم کرد (شکل ۲-۱۹) [۶۴]، [۷۴]:

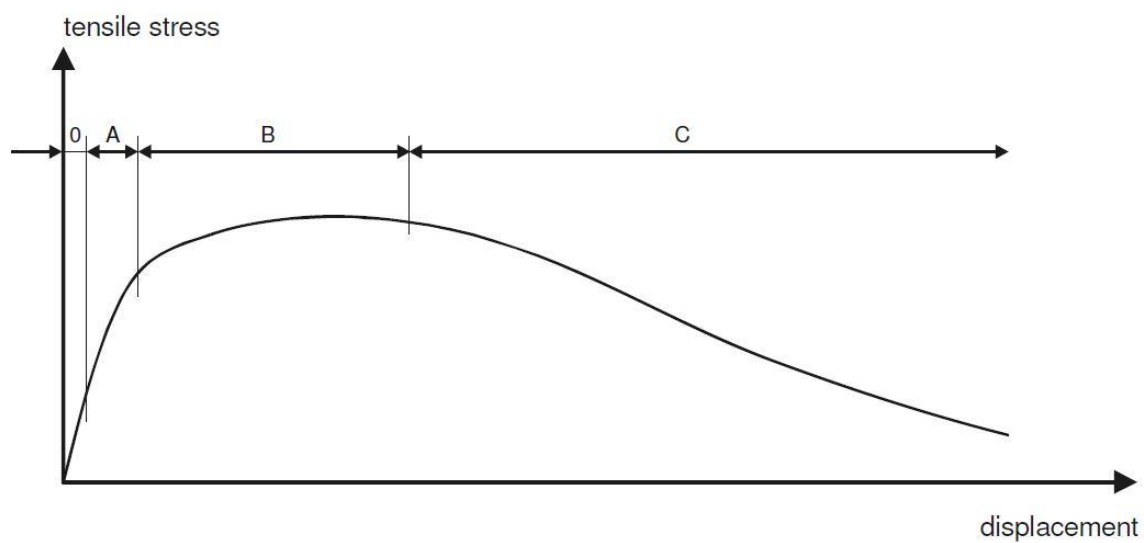
فاز اول (فاز ۰) نشان دهنده رفتار خطی و الاستیک بتن ترک نخورده است. در مرحله دوم (فاز A)، رفتار هنوز کم و بیش الاستیک خطی است. از نظر سطح مواد، این مرحله مربوط به ظهور اولین ریزترک ها است اما انتشار آن ها به طور موثری توسط الیاف کوتاه توقف می یابد. این اثر باعث مقاومت کششی بالا HFC می شود. این مرحله را بعضی مواقع فاز ریزترک های پایدار نیز می نامند. فاز سوم (فاز B)، با تشکیل اولین ماکروترک و به دنبال آن ترک خوردگی های چندگانه مشخص می شود. در این مرحله HFC رفتار سخت شدگی کرنشی را نشان می دهد که عمدتاً توسط الیاف بلند قلابدار تولید می شود. برای اینکه الیاف از ماتریس بتن بیرون کشیده شوند، باید انتهای قلاب دار آن ها تغییر شکل پیدا کنند که منجر به ایجاد یک تنش خاصی از ایجاد پل توسط الیاف می شود که از تنش اولین ترک خوردگی ماتریس بیشتر است. فاز چهارم و نهایی (فاز C) با شروع نرم شدگی کرنشی مشخص می شود. الیاف صاف و کوتاه دیگر شرکت نمی کنند زیرا کاملاً از ماتریس خارج شده اند. در این مرحله فقط الیاف بلند فعال مانده اند که به تدریج از ماتریس بیرون کشیده می شوند.

مراحل ارائه شده در بالا مطابق با مشاهدات انجام شده در آزمایش های کشش تک محوره با نمونه های استخوان سگی^۱، بتن الیاف ترکیبی است [۷۴]. همانطور که انتظار می رفت، تنها استفاده از الیاف کوتاه منجر به افزایش زیاد مقاومت کششی می شود در حالی که نمونه های آزمایشگاهی دارای الیاف بلند، سخت شدگی کرنشی و شکل پذیری افزایش یافته را نشان می دهند. استفاده از هر دو الیاف کوتاه و بلند باعث عملکرد بهتر، مقاومت کششی بیشتر و افزایش شکل پذیری می شود.

¹ Dog Bone



شکل ۱۸-۲ نتایج آزمایش‌های فشاری نمونه‌های مکعبی HFC [۷۳]

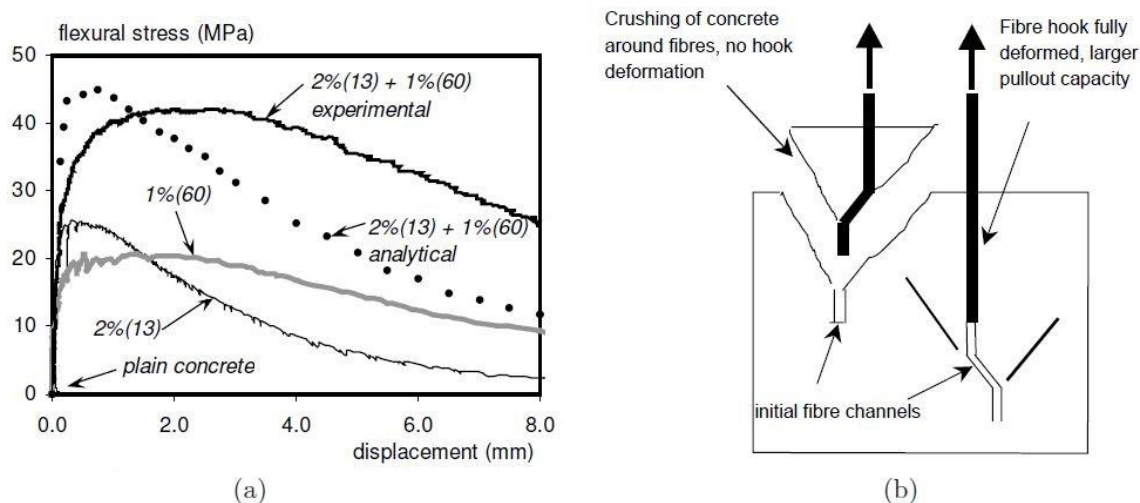


شکل ۱۹-۲ فازهای رفتار کششی HFC [۶۵]

مقاومت کششی بالای HFC همچنین منجر به ظرفیت برشی بالای آن می‌شود. در نتیجه به احتمال زیاد تقویتی‌های عرضی کمتری در اعضای سازه HFC ضروری است حتی ممکن است در بیشتر موارد آن را به طور کامل حذف کرد [۷۵].

۲-۱-۶-۲ رفتار خمشی HFC ها

در مقایسه با پاسخ کششی HFC، رفتار خمشی نیز به شدت تحت تأثیر نوع الیاف استفاده شده و نسبت الیاف قرار دارد. شکل ۲-۲۰ تأثیر الیاف مختلف را نشان می‌دهد [۶۴]. درصدهای نمایش داده شده در نمودار مبین میزان حجم نوع خاص از الیاف است و مقادیر موجود در پرانتز طول الیاف مربوطه را به میلی‌متر نشان می‌دهد [۶۱].



شکل ۲-۲۰ (a) : پاسخ خمشی (b) HFC، هم افزایی الیاف [۶۲]

در شکل ۲-۲۰ قسمت (a) تأثیر الیاف بلند قلابدار، توسط منحنی دارای برچسب ۱/(۶۰) نشان داده شده است. بدیهی است که این الیاف مسئول برخی از سخت‌شدگی خمشی تا بازشدگی حدود ۲ میلی‌متر ترک‌ها هستند. افزودن آن‌ها به اختلاط منجر به کمی افزایش در مقاومت خمشی می‌شود اما مهم‌تر، این الیاف باعث شکل‌پذیری و مقاومت باقی‌مانده^۱ بالاتر در بازشدگی‌های بزرگ ترک‌ها هستند.

الیاف کوتاه با برچسب ۲/(۱۳) در بازشدگی‌های کوچک ترک، بسیار موثر هستند و باعث افزایش قابل توجه مقاومت خمشی می‌شوند. با این حال، با افزایش باز شدگی ترک، تأثیر آن‌ها به طور متناوب کاهش می‌یابد تا جایی که در بازشدگی ترک به اندازه‌ی تقریباً ۷ میلی‌متر قابل اغماض باشد. این امر را اینگونه می‌توان توضیح داد که، وقتی بازشدگی ترک به اندازه نیمی از طول الیاف نزدیک شود، تقریباً تمام الیاف کوتاه به طور کامل از ماتریس بیرون کشیده شده‌اند. اما الیاف بلند هنوز در این حالت فعال هستند.

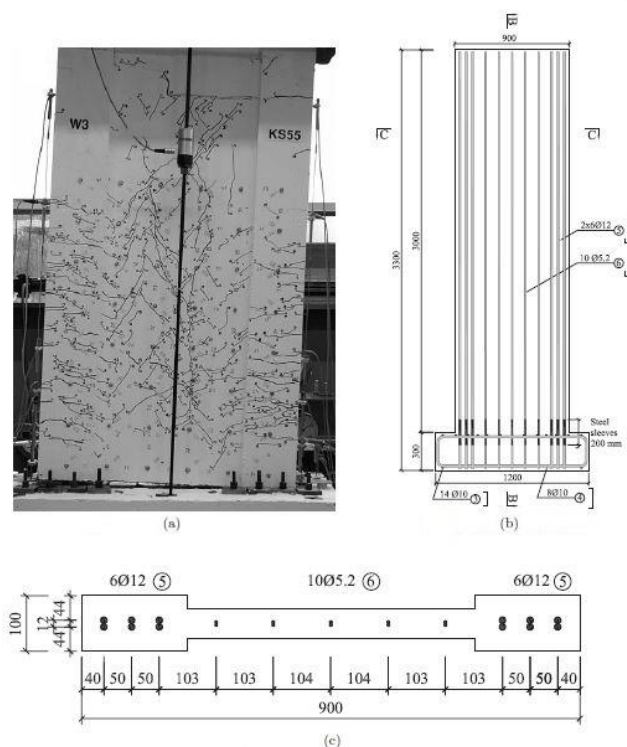
همانطور که از منحنی دارای برچسب ۲/(۱۳)+۱/(۶۰) مشاهده می‌شود، نمونه آزمایشگاهی ساخته شده از ترکیب الیاف کوتاه و بلند منجر به رفتار مطلوب‌تری نسبت به مجموع دو نمودار (برچسب ۲/(۱۳)+۱/(۶۰)) در حالت تحلیلی) نشان می‌دهد. الیاف کوتاه تمایل به تقویت بتنی دارند که در آن از الیاف بلند قلابدار استفاده شده است. بدین ترتیب آن‌ها الیاف بلند بیشتری را وادار می‌کنند که انتهای قلابدارشان تغییر شکل پلاستیک

¹ Residual Strengths

یابند، به جای اینکه با تخریب ماتریس بتن بیرون کشیده شوند (شکل ۲-۲۰ (b)). این اثر به عنوان هم افزایی الیاف^۱ شناخته می‌شود [۶۴]، ترکیب الیاف در HFC عملکرد بهتری نسبت به اضافه کردن هر نوع الیاف به تنهایی ایجاد می‌کند.

۲-۶-۲ کاربردهای HFC ها

یکی از اولین مطالعات در مورد کاربرد ساختاری HFC در انستیتوی مهندسی سازه در دانشگاه زوریخ انجام شد [۷۲]، [۷۵]. هدف اصلی این مطالعه طراحی و آزمایش تعدادی از دیوارهای سازه‌ای HFC مقاوم در برابر زلزله بود. طرح اختلاط HFC توسط اعضای موسسه برای مصالح ساختمانی در دانشگاه زوریخ انجام شد [۷۶]، [۷۷]. مهم‌ترین یافته‌ها این بود که دیوارهای سازه‌ای HFC تحت بارگذاری چرخه‌ای عملکرد بسیار خوبی داشته و شکل‌پذیری قابل توجهی حتی بدون آرماتورهای تقویتی برشی یا محصورکننده نشان می‌دهند. الیاف موجود در HFC مانع از ورقه ورقه شدن بتن پوششی شده و توانایی تحمل تنش‌های برشی اسمی حداکثر ۷.۱ مگاپاسکال را دارند. شکل ۲-۲۱ تنظیم آزمایشگاهی برای یک دیوار HFC و همینطور عکس از دیوار را حین انجام آزمایش نشان می‌دهد.



شکل ۲-۲۱ دیوار سازه‌ای (a)، HFC: الگو ترک در لحظه گسیختگی، (b): جزئیات آرماتورگذاری، (c): مقطع عرضی [۷۶]

¹ Fiber Synergy

۷-۲ مقایسه FRCCها

پس از ارائه مهم‌ترین کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با الیاف در بخش‌های قبلی همین فصل، این بخش به مقایسه آن‌ها با توجه به کاربردهای احتمالی پرداخته است. جدول ۲-۲ زیر خلاصه‌ای از ترکیبات سیمانی تقویت‌شده الیافی با عملکرد بالا است.

جدول ۲-۲ خلاصه ترکیبات سیمانی تقویت‌شده با الیاف

نام	مخفف	دوره توسعه
بتن مسلح با الیاف فولادی	SFRC	دهه ۱۹۶۰
بتن با ذرات کوچک متراکم	DSP	دهه ۱۹۷۰
کامپوزیت‌های سیمانی چند مقیاس تقویت‌شده با الیاف	MSFRCC	دهه ۱۹۹۰
بتن الیافی ترکیبی	HFC	۲۰۰۰+
بتن الیافی با دوغاب نفوذی	SIFCON	دهه ۱۹۸۰
کامپوزیت سیمانی مهندسی شده	ECC	دهه ۱۹۹۰
کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با عملکرد بالا	HPFRCC	۲۰۰۰+

در جدول ۳-۲ HPFRCCها و UHPFRCCها با توجه به الیاف موجود در آن‌ها مقایسه می‌شوند. ذکر این نکته جالب است که ترکیبات سیمانی تقویت‌شده با الیافی که حاوی الیاف کوتاه‌تری هستند، میزان حجم مصرفی الیاف بیشتری دارند (به استثنا SIFCON). این موضوع به دلیل ملاحظات کارایی است. از آنجا که الیاف کوتاه به اندازه الیاف بلند بر کارایی بتن تأثیر نمی‌گذارند، می‌توان آن‌ها را به مقدار بیشتر اضافه کرد.

جدول ۲-۳ مقایسه الیاف در انواع HPFRCC ها

نوع کامپوزیت	الیاف کوتاه (Φ ۶mm) (۰.۱۶mm)	الیاف متوسط (Φ ۳۰mm) (۰.۱۵-۰.۵mm)	الیاف بلند (Φ ۶۰mm) (۰.۷۱mm)	درصد حجمی الیاف	جنس الیاف
MSFRCC	X	X	X	۷-۱۱٪	فولاد
HFC	X	X	X	۱-۶٪	فولاد
SIFCON			X	۵-۱۲٪	فولاد
ECC		X (Φ ۰.۰۳۸)		۰.۵-۴٪	PVA/UHMWPE (الیاف مصنوعی)
HPFRC		X (UHMWPE) (Φ ۰.۰۳۸)		۱.۵-۲٪	فولاد/UHMPWE

معیار اصلی که UHPFRCC ها را از HPFRCC ها متمایز می کند مقاومت فشاری بالای آن ها است. به عنوان یک نتیجه از ماتریس متراکم، نه تنها مقاومت فشاری بلکه چسبندگی بین ماتریس و آرماتورها و همچنین چسبندگی بین ماتریس و الیاف به طور قابل توجهی بهبود می یابد [۱۲]. یک عیب مقاومت فشاری بالا این است که ماتریس شکننده تر می شود. این موضوع به وضوح ECC ها، HPFRCC و SIFCON را از UHPFRCC جدا می کند. در حالی که مقاومت فشاری UHPFRCC ها ممکن است ۵ تا ۱۰ برابر بتن معمولی باشد، مقاومت فشاری ECC ها، HPFRCC و SIFCON کم و بیش در یک حدود هستند. همانطور که قبلاً ذکر شد، ماتریس های بتنی تمام UHPFRCC های ارائه شده بسیار شبیه به هم هستند، زیرا همه آن ها بر اساس مفهوم مشترک ذرات با تراکم بالا ساخته شده اند [۱۳].

در ابتدا همه UHPFRCC ها با هدف بهبود یک ویژگی مکانیکی خاص شروع به کار کردند. مثلاً در مورد HFC افزایش مقاومت کششی که یک نسبت معقول بین ظرفیت کششی و فشاری ایجاد شود [۷۷]. چیزی که به عنوان خاصیت هدف یک UHPFRCC عنوان شد به یک نتیجه جانبی مفید برای نوع دیگر آن تبدیل شد. به عنوان مثال مقاومت فشاری بالای HFC یک فراورده فرعی از مقاومت کششی بالا است. مقاومت کششی بالا را فقط می توان با یک ماتریس متراکم با ویژگی های چسبندگی خوب بدست آورد که به نوبه خود مقاومت فشاری را نیز افزایش می دهد.

هنگام در نظر گرفتن MSFRCC ها یا HFC که شامل الیاف با هندسه های مختلف هستند، خواص مکانیکی بسته به الیافی که استفاده می شود بسیار متفاوت است. این واقعیت تأکید می کند که هیچ مرز مشخصی بین UHPFRCC های مختلف وجود ندارد و به نظر می رسد که HFC و MSFRCC ها را می توان

به طور خاص طراحی کرد تا به خواص مکانیکی سایر UHPFRCC ها نزدیک شوند. از نگاهی دیگر، کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده چند مقیاس با الیاف نوع تلفیقی از سایر UHPFRCC ها هستند [۸۴] - [۸۷].

دو کلاس ماده MSFRCC و HFC کاملاً شبیه به هم هستند. در جایی که روسی در مطالعات خود روی MSFRCC از حجم نسبتاً زیاد الیاف استفاده می‌کرد، ون‌مایر و والراون در آزمایشات خود بر روی HFC از حجم کمتری استفاده می‌کردند. به نظر می‌رسد که این دو ماده تقریباً یکسان هستند و از پایه‌های نظری مشترکی بهره می‌برند. یک تفاوت کوچک که شایسته ذکر است این است که HFC خودتراکم است و این مشخصه برای MSFRCC گزارش نشده است [۸۶].

۲-۷-۱ ویژگی‌های عملکردی FRCC ها

ویژگی‌های مختلفی وجود دارد که ممکن است بسته به نوع کاربرد، FRCC مورد نیاز باشد. هدف این بخش بحث در مورد برخی از الزامات عملکردی و مقایسه ترکیبات مختلف سیمانی تقویت‌شده با الیاف در این زمینه است.

موارد زیر بیشترین جستجو در مورد خواص کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با الیاف برای کاربردهای سازه‌ای است:

- مقاومت کششی
- مقاومت برشی
- مقاومت فشاری
- ظرفیت جایگزینی خاموت
- قدرت چسبندگی
- ظرفیت پیشگیری از ورقه ورقه شدن
- ظرفیت اتلاف انرژی
- شکل‌پذیری در سطح مواد
- شکل‌پذیری در سطح سازه‌ای

۲-۷-۱-۱ مقاومت کششی

در صورت تمایل به کامپوزیت سیمانی تقویت‌شده با الیاف با مقاومت کششی بالا، بهترین انتخاب به ترتیب HFC با حجم زیادی از الیاف صاف کوتاه است [۸۰]. بالاترین مقاومت کششی ممکن که بتوان به آن دست یافت حدود ۱۵ مگاپاسکال است. اگر حتی مقاومت کششی بالاتری نیز لازم باشد، می‌توان از SIFCON بهره

برد به شرطی که روش دوغاب‌ریزی غیرمتعارف آن مشکلی ایجاد نکند [۲۶]. استفاده از HFC با اضافه کردن الیاف متوسط و بلند می‌تواند در صورت لزوم مقاومت کششی باقیمانده بیشتری را تضمین کند [۸۰]. اگرچه مقاومت کششی ECCها کمی بیشتر از بتن مسلح با الیاف سنتی است اما به ندرت به ۸ مگاپاسکال می‌رسند [۳۷].

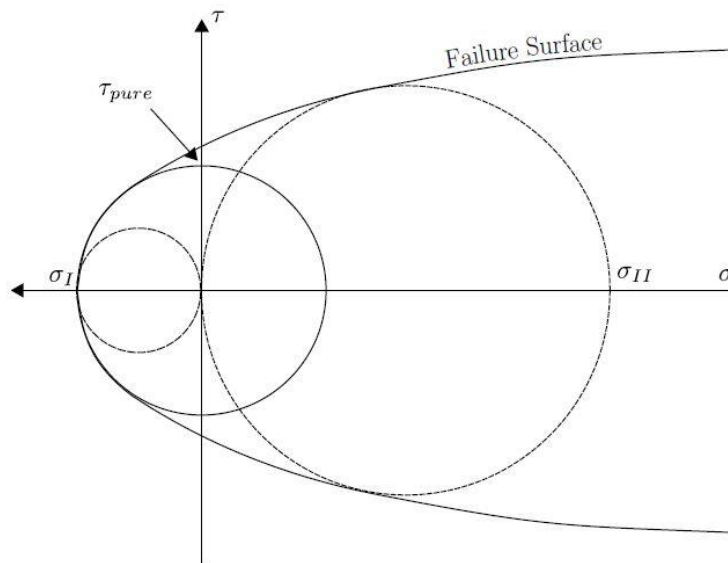
۲-۱-۷-۲ مقاومت برشی

اگر خاصیت مورد نظر مقاومت برشی بالا باشد، مناسب ترین کامپوزیت تقویت‌شده الیافی آن است که مقاومت کششی بالایی داشته باشد. این را می‌توان با بررسی شکل ۲-۲۲ درک کرد که یک پوش گسیختگی شماتیک و حالت‌های مختلف تنش دو بعدی در هنگام گسیختگی را نشان می‌دهد. همانطور که مشاهده می‌شود حالت برش خالص (τ_{pure}) دایره ی هم مرکز مبدا) توسط مقاومت کششی کامپوزیت σ_I محدود می‌شود، خصوصاً اگر بین مقاومت کششی و مقاومت فشاری اختلاف زیادی وجود داشته باشد که معمولاً این مورد برای FRCCها صادق است. نگاه دیگر این است که حالت برش خالص معادل با حالت همزمانی کشش و فشار ($\sigma_I = -\sigma_{II}$) در صفحه‌های اصلی تنش دو بعدی است. در FRCCها این موضوع خیلی قبل‌تر از رسیدن به مقاومت فشاری منجر به شکست در کشش می‌شود. این امر همچنین با شواهد تجربی که نشان می‌دهد کامپوزیت تقویت‌شده با الیاف به طور معمول در حالت I (تشکیل ترک ناشی از تنش‌های کششی عمود بر صفحه ترک) گسیخته می‌شود، مطابقت دارد.

به عنوان یک نتیجه مستقیم، یک FRCC با مقاومت کششی اولین ترک‌خوردگی بالا، نیز بهترین گزینه برای انتخاب کامپوزیت با مقاومت برشی بالا است؛ مانند HFC با حجم بالای الیاف کوتاه [۶۲]، [۹۱]. البته بحث بالا به پاسخ الاستیک خطی مواد قبل از ترک‌خوردگی محدود می‌شود. پس از آن مکانیسم انتقال برش ترک‌ها، تبدیل به پارامتر کلیدی در تعیین مقاومت برشی می‌شود. مقاومت برشی پس از ترک‌خوردگی تحت تأثیر هر نوع الیاف فولادی با طول بلند قرار خواهد گرفت (اثر پل زدن الیاف).

۲-۱-۷-۳ جایگزینی خاموت

خاصیتی که مستقیماً به مقاومت برشی مرتبط است، ظرفیت یک کامپوزیت سیمانی است که امکان کاهش یا حذف کامل خاموت‌ها در یک جز سازه‌ای را فراهم می‌کند. اگر ظرفیت برشی ذاتی FRCC به اندازه کافی زیاد باشد، می‌توان عملیات خسته کننده و وقت گیر خاموت گذاری را دور زد. به دلایلی که در بالا ذکر شد HFCهایی با الیاف کوتاه، مناسب ترین انتخاب هستند. با این حال همانطور که در بخش ۵-۲ نشان داده شد، کامپوزیت‌های HPFRCC نیز قادر به کاهش نیاز به خاموت هستند.



شکل ۲-۲۲ محدود شدن مقاومت برشی توسط مقاومت کششی

۲-۷-۱-۴ قدرت چسبندگی

خاصیت دیگری که می‌توان آن را در کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با الیاف جستجو کرد، رفتار چسبندگی خوب با آرماتورهای تقویتی است. سه ویژگی اصلی برای FRCC وجود دارد که چسبندگی مناسب با آرماتورهای تقویتی را تضمین می‌کند. اولی ماتریس متراکمی است که نیروهای اصطکاک را افزایش می‌دهد، دومی شکل‌پذیری در سطح ماده است که یک تنش مطلوب و توزیع ریزترک در مجاورت میلگردها را تضمین می‌کند. سرانجام، مقاومت کششی بالا که ترک‌خوردگی در ناحیه مهاری میلگرد را به تاخیر می‌اندازد که به نوبه خود قدرت چسبندگی را نیز افزایش می‌دهد.

۲-۷-۱-۵ پیشگیری از ورقه ورقه شدن

برای کاربردهای لرزه‌ای، در میان موارد دیگر، جلوگیری از ورقه ورقه شدن بتن اعضای سازه‌ای می‌تواند جالب باشد. مهمترین دلیل این امر این است که بتن پوششی از کمانش آرماتور طولی در مرحله فشاری این بارگذاری چرخه‌ای جلوگیری می‌کند. با این حال، مقاومت کششی لازم برای جلوگیری از ورقه ورقه شدن بتن اندک است. فقط کافی است عضوی از FRCC بیرونی‌ترین لایه خود را به صورت ترد و شکننده از دست ندهد، زیرا حتی پس از رسیدن به مقاومت کششی کامپوزیت قادر به حفظ یکپارچگی خود است. این معمولاً برای همه HPFRCC و UHPFRCC ها وجود دارد.

۲-۷-۱-۶ اتلاف انرژی

ظرفیت اتلاف انرژی یک عضو سازه‌ای FRCC به شدت به شرایط بارگذاری بستگی دارد. اگرچه ظرفیت اتلاف انرژی تمام FRCCها بسیار بیشتر از بتن معمولی است، اما این فقط برای بارهای غیر چرخه‌ای مفید است زیرا روند خروج الیاف قابل برگشت نیست. برخی از کاربردها مانند طاق‌های ایمنی یا سنگ‌های ضد موشک نظامی از این نوع اتلاف انرژی استفاده می‌کنند. با این حال، در این زمینه به طور دقیق‌تر صحبت در مورد چقرمگی است تا ظرفیت اتلاف انرژی. دلیل واقعی اینکه FRCCها می‌توانند برای ظرفیت اتلاف انرژی یک جز سازه‌ای مفید باشند عملکرد آن‌ها در محافظت از آرماتورها است. با جلوگیری از ورقه ورقه شدن بتن و به طبع آن عدم کمانش آرماتور طولی، لایه پوششی FRCC، می‌تواند اطمینان حاصل کند که آرماتورها قادر به گذراندن چرخه‌های تغییر شکل پلاستیک بزرگ هستند. اساساً تمامی کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با الیاف این ویژگی را دارند.

۲-۷-۱-۷ شکل‌پذیری در سطح ماده

یکی از اولین خواصی که در FRCC به دنبال آن هستیم، شکل‌پذیری است. در حال حاضر در روزهای اولیه توسعه بتن تقویت‌شده با الیاف فولادی، هدف اصلی کاهش تردی یا به عبارت دیگر بهبود شکل‌پذیری بتن با افزودن الیاف فولاد بود. این ویژگی یکی از خصوصیات است که همه کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با الیاف ذکر شده از آن استفاده می‌کنند، زیرا هر کامپوزیتی که دارای رفتار ملایم نرم شدن در ناحیه پس‌پاشینه باشد به صورت شکل‌پذیر گسیخته می‌شود. با این حال، این فقط شکل‌پذیری در سطح مواد است. اگر مطلوب، رفتار کل سازه به صورت شکل‌پذیر باشد، خاصیت مورد نظر شکل‌پذیری در سطح سازه‌ای است.

۲-۷-۱-۸ شکل‌پذیری در سطح سازه‌ای

شکل‌پذیری سازه‌ای می‌تواند خاصیت مطلوب FRCCها باشد، به عنوان مثال در مهندسی زلزله، ظرفیت باربری سازه، پس از رسیدن بارگذاری به محدوده غیرالاستیک مورد توجه قرار می‌گیرد. شکل‌پذیری ذاتی در سطح سازه تنها از طریق ماده‌ای فراهم می‌شود که دارای مرحله سخت‌شدگی کرنشی باشد. دلیل این امر واضح است. اگر FRCC شامل سخت‌شدگی کرنشی قابل توجهی نباشد، در ابتدا ترک‌خوردگی خرابی موضعی ایجاد می‌شود و ترک‌خوردگی پخش نمی‌شود مگر اینکه از آرماتورهای تقویتی استفاده شود. در نتیجه ناحیه پهنه گسیختگی به قسمت بسیار کمی از جز سازه محدود می‌شود و شکل‌پذیری اندک اضافه شده، بر پاسخ کلی سازه تأثیر نمی‌گذارد. تمام کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده الیافی با عملکرد بالا تا حدی سخت‌شدگی کرنشی را نشان می‌دهند اما میزان این مرحله به شدت به مجموعه الیاف مصرفی بستگی دارد. به طور کلی هرچه الیاف یک FRCC بیشتر بلند باشد، مرحله سخت‌شدگی کرنشی آن بارزتر خواهد بود. بنابراین ECCها، HPFRC، SIFCON و HFC با مقدار قابل توجهی الیاف به سازه متوسط و بلند بهترین گزینه‌ها هستند.

۲-۷-۲ نتیجه مقایسه FRCC ها

اگر یک طرح به عنصر سازه‌ای با مقاومت متعارف اما دارای ویژگی، توانایی ذاتی بالا برای حفظ یکپارچگی خود و جلوگیری از هرگونه مکانیسم شکست زودرس و غیرشکل‌پذیر، داشته باشد، ECC مناسب‌ترین گزینه است. این در صورتی است که اگر به هر دو جنبه مختلف شکل‌پذیری و مقاومت نیاز داشته باشد، می‌توان HFC را توصیه کرد.

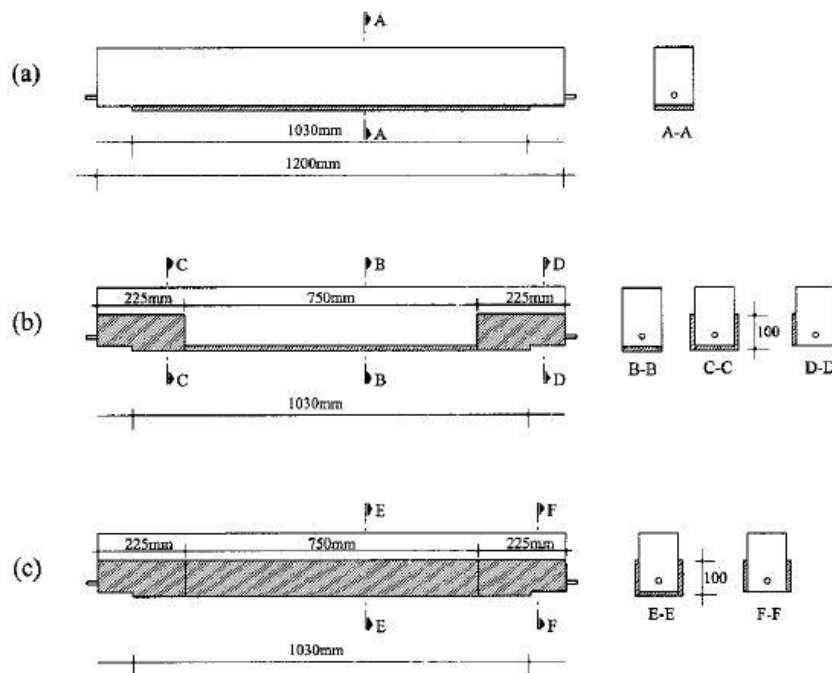
۲-۸ پیشینه تحقیقات مرتبط انجام شده

تا کنون تحقیق‌های زیادی بر روی رفتار تیرهای مقاوم شده، صورت گرفته است. در این پژوهش‌ها که هم به صورت آزمایشگاهی و هم به صورت تحلیلی انجام شده، متغیرهای مختلفی مانند نحوه مقاوم‌سازی تیر، نوع الیاف مصرفی، میزان آرماتورهای فولادی، ضخامت لایه مقاوم‌سازی، وجود یا نبود ترک در تیر مقاوم‌شده و... مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در ادامه به برخی از این پژوهش‌ها اشاره می‌شود.

در سال ۲۰۰۳ علایی و همکاران [۷۸]، روشی برای بازسازی و تقویت اعضای خمشی بتن‌آرمه آسیب‌دیده در انواع مختلف تیر (با و بدون تقویت برشی) با استفاده از نوعی طرح اختلاط بتنی الیافی به نام CARDIFRC ارائه دادند و با معرفی یک مدل تحلیلی، آن را بررسی کردند. همچنین نشان دادند که تیرهای بتن‌آرمه آسیب دیده می‌توانند با موفقیت در حالت‌های مختلف چسباندن نوارهای پیش ساخته CARDIFRC به سطوح آسیب دیده، تقویت و احیا می‌شوند. استفاده از روش جدید اتصال باند نواری CARDIFRC یک روش امیدوار کننده برای بهبود رفتار خمشی و برشی، و همچنین قابلیت بهره‌برداری تیرهای بتنی آسیب دیده است. روش توصیف شده در این مقاله ممکن است در صورت نیاز به بهبود کارایی سازه‌های بتنی موجود مورد استفاده قرار گیرد، زیرا مخلوط‌های CARDIFRC به دلیل تراکم بالای ریزساختاری بسیار با دوام هستند.

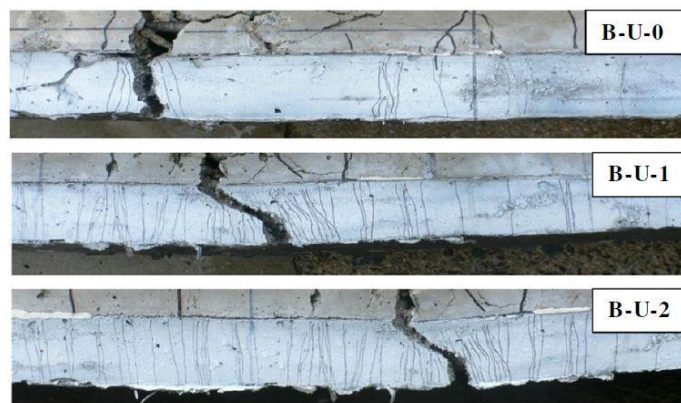
در سال ۲۰۱۲ محمدحسین و همکاران [۷۹]، به تقویت تیرهای بتنی با استفاده از لایه کامپوزیت‌های سیمانی سخت‌شونده کرنشی که به سطح زیرین آن‌ها متصل شده، پرداختند. در این مقاله افزایش شکل‌پذیری در آزمایش‌های تیرهای بتن‌آرمه که با یک لایه SHCC^۱ و فولاد سبک تقویت شده، گزارش شده است. این مطالعه رفتار خمشی تیرهای بتن‌آرمه تقویت‌شده با لایه‌های کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با فولاد تقویتی و بدون آن مقایسه کرده است.

¹ Strain Hardening Cementitious Composites



شکل ۲-۲۳ موقعیت مقاوم سازی (a) : چسباندن یک نوار در وجه کششی، (b) : چسباندن یک نوار در وجه کششی و چهار تکه در قسمت تکیه گاه، (c) : چسباندن یک نوار در وجه کششی و دو نوار در وجوه عمودی [۷۹]

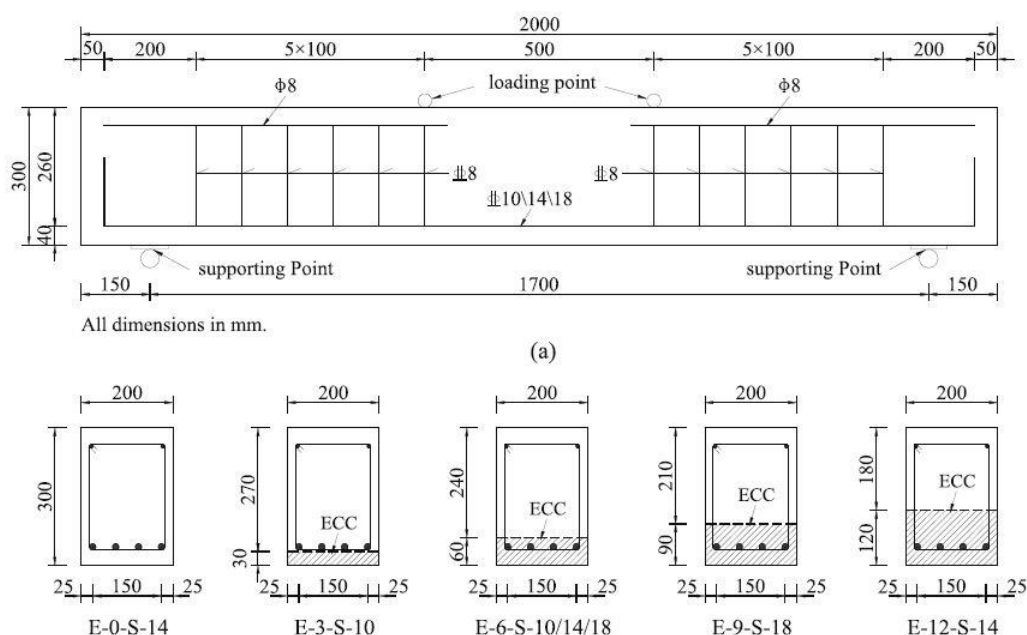
در این پژوهش مشخص شد که ایجاد یک ترک در بستر بتن ممکن است نقاط تمرکز تنش زیادی را در لایه تقویت کننده UHP-SHCC ایجاد کند و باعث شکست موضعی لایه تقویت شود. با این حال، هنگامی که از تقویت کننده فولاد پیشنهادی استفاده می شود، ایجاد ترک های موضعی در لایه تقویت کننده UHP-SHCC به تأخیر می افتد. همچنین ترکیبی از آرماتورهای پیشنهادی فولاد (۰.۶ درصد) و UHP-SHCC، که برای تقویت تیر مورد استفاده قرار می گیرد، توانست ظرفیت حمل بار آن را به حدود دو برابر تیر کنترل افزایش دهد.



شکل ۲-۲۴ الگو ترک خوردگی نهایی برای لایه تقویت کننده UHP-SHCC [۷۹]

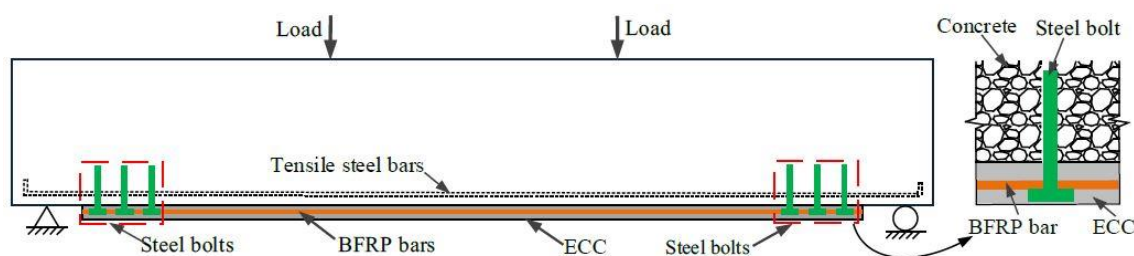
کریشناراجا و همکاران [۸۰] در سال ۲۰۱۸، تحقیقات تجربی برای ارزیابی عملکرد خمشی لایه کامپوزیت سیمانی مهندسی (ECC) در منطقه کششی اطراف آرماتور اصلی تیر شکل گرفت. در این پژوهش از چهار ترکیب ECC مختلف، بر اساس حجم پلی وینیل الکل (PVA) و الیاف کوتاه فولادی، برای ارزیابی عملکرد خمشی استفاده می‌شود. هدف از ترکیب این مواد بهبود عملکرد خمشی، جذب انرژی و شکل‌پذیری تیرهای بتن مسلح است. بر اساس بررسی‌های این تحقیق، ترکیبی از الیاف فولاد با الیاف PAV مقاومت فشاری مخلوط ECC را بهبود نمی‌بخشد. با این حال، بهبود قابل توجهی در ویژگی‌های مدول الاستیسیته به وجود آورد.

در سال ۲۰۲۰ فنگ‌جیانگ و همکاران [۸۱]، بر روی عملکرد خمشی تیرهای بتنی مسلح تقویت‌شده با کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده با مقاومت و شکل‌پذیری بالا (HSHD-ECC) به پژوهش دست زدند. سه نوع نسبت تقویت‌کننده و چهار نوع ضخامت لایه ECC به عنوان متغیرهای آزمون عمل می‌کنند. طی این مطالعه معلوم شد که به دلیل توانایی کنترل عرض ترک عالی از ECC، لایه HSHD-ECC واقع در منطقه کششی تیرهای بتن‌آرمه می‌تواند ترک‌های مضر و گسترده در سازه‌های بتن‌آرمه را به ترک‌های ریز متراکم و بی‌خطر تبدیل کند. همچنین بار ترک‌خوردگی تیرهای بتن‌آرمه تقویت‌شده با HSHD-ECC در مقایسه با تیر بدون لایه ECC به میزان قابل توجهی افزایش یافت این در صورتی است که افزایش بارهای تسلیم و نهایی تیرهای تقویت‌شده، قابل توجه نبود. همین‌طور خیز تیرهای بتن‌آرمه تقویت‌شده با HSHD-ECC در لحظه تسلیم با افزایش نسبت‌های تقویتی بیشتر شده، با این حال، خیز نهایی با افزایش نسبت‌های تقویتی کاهش می‌یابد.



شکل ۲-۲۵ (a): جزئیات آرماتور گذاری در تیر شاهد (b): مقطع عرضی تیرها [۸۱]

در سال ۲۰۲۰ هو و همکارانش [۸۲] یک مطالعه تجربی در مورد رفتار خمشی تیرهای بتن آرمه تقویت شده با یک سیستم تقویت کننده جدید، ساخته شده از کامپوزیت سیمانی مهندسی شده تقویت شده با میلگردهای BFRP ارائه کردند. پارامترهای مختلف بین آزمون‌ها شامل دو نسبت تقویتی میلگردهای BFRP (از جنس بازالیت با ۰.۹۴ یا ۱.۴۱ درصد)، دو روش نصب (دوگابریزی در محل و پیش ساخته) و حضور سیستم مهار لایه (با پیچ و مهره‌های فولادی) بود. حالت‌های خرابی و الگوهای ترک، پاسخهای بار-خیز و کرنش‌های تمام تیرهای آزمایش شده مورد بررسی و مقایسه قرار گرفت. یک تحلیل نظری برای پیش بینی مقاومت خمشی تیرهای بتن آرمه تقویت شده با این لایه تقویتی انجام شد. بر اساس نتایج و بررسی ارائه شده در این مقاله، استفاده از سیستم مهار در قسمت پایانی لایه، پیوند بین لایه تقویت کننده و بتن زیرلایه را افزایش داده و در نتیجه منجر به بهره برداری بهتر از مصالح مقاوم سازی می شود. به نظر می رسد که تلفیق روش نصب در محل با سیستم مهار انتهایی برای تقویت خمشی تیرهای بتن آرمه با لایه های تقویت کننده مناسب تر باشد، به ویژه هنگامی که نسبت بالای میلگردهای تقویتی BFRP اعمال می شود.



شکل ۲-۲۶ نمایی از نحوه سیستم مهار لایه با پیچ و مهره های فولادی [۸۲]

۹-۲ توسعه فرضیات

همان طور که در بخش ۸-۲ ملاحظه شد، متغیرهای مورد نظر در تحقیقات انجام شده نحوه مقاوم سازی تیر، نوع الیاف مصرفی، میزان آرماتورهای فولادی، ضخامت لایه مقاوم سازی، وجود یا نبود ترک در تیر و از این قبیل است. در هیچ کدام از این تحقیقات اشاره ای به بارهای موجود بر تیر در هنگام مقاوم سازی نشده است. این پایان نامه سعی شده است که رفتار تیر دارای بارهای مختلف مانند بار سرویس، هنگام مقاوم سازی مورد بررسی قرار گیرد و مطالعه شود که آیا زمان انجام مقاوم سازی تاثیر چشم گیری بر میزان تحمل بار و حتی خیز تیر دارد یا که خیر.

۲-۱۰ جمع بندی

در این فصل ابتدا به تعریف انواع الیاف و طبقه‌بندی کامپوزیت‌های سیمانی الیافی پرداخته شد. سپس خصوصیات مکانیکی و کاربرد چند نمونه از این کامپوزیت‌ها به تفصیل مورد مطالعه قرار گرفت. در انتها پس از مرور پیشینه تحقیق‌های صورت گرفته، به مقایسه تفاوت‌های موجود در این پژوهش با نمونه‌های گذشته پرداخته شد.

فصل ۳ : طراحی و روش تحقیق

۱-۳ مقدمه

هدف اصلی در این پایان نامه پی بردن به تاثیر کرنش ابتدایی موجود در تیر بتن آرمه زیرلایه^۱ حین مقاوم سازی با استفاده از HPFRCC می باشد.

رفتار و مقاومت اعضای بتن مسلح با اندازه و شکل اعضا و با توجه به خصوصیات رفتاری بتن و آرماتور کنترل می شود. در این فصل ابتدا رفتار تنش-کرنش شرح داده خواهد شد که این موضوع برای ایجاد روابط، برای مقاومت و رفتار تیرهای بتن مسلح استفاده خواهد شد. روابط تنش-کرنش برای بتن و آرماتورها برای توسعه درک رفتار خمشی تیرها استفاده می شود. در پایان فصل به روش تحقیق و صحت سنجی برنامه نوشته شده پرداخته می شود.

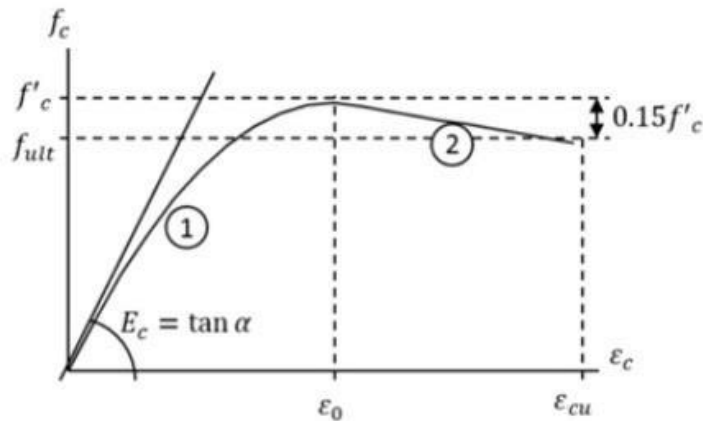
۲-۳ نمودار تنش-کرنش بتن

در مقایسه با مقاومت فشاری، مقاومت کششی بتن کم است و اغلب در محاسبات خمشی مورد چشم پوشی قرار می گیرد. رابطه فشاری تنش-کرنش تنها مسئله در طراحی است. رابطه تنش-کرنش معمولاً با اندازه گیری بار و تغییر شکل در آزمایش های استوان های بتنی، یا با اندازه گیری تغییر شکل در سطح فشاری یک تیر در آزمایش های خمشی بدست می آید. نتایج ثابت کرده است که اگر تنش با سرعت یکسان اعمال شود، منحنی های تنش-کرنش بدست آمده از هر دو روش یکسان است.

۱-۲-۳ نمودار تنش-کرنش بتن در فشار

نمایش متداول منحنی تنش-کرنش برای بتن هایی با مقاومت حداکثر تا ۴۰ مگاپاسکال منحنی تنش-کرنش اصلاح شده هاگنستاد است که در شکل ۱-۳ نشان داده شده است [۸۳]. این نمودار شامل یک سهمی درجه دو با اوج در کرنش ϵ_c و به دنبال آن یک خط شیب دار به سمت پایین است که به تنش $0.85f'_c$ خاتمه می یابد و تا کرنش نهایی (ϵ_{cu}) محدود می شود. معادله (۱-۳) و (۲-۳) رابطه بین تنش و کرنش در این منحنی نشان می دهد.

¹ Substrate



شکل ۳-۱ منحنی تنش-کرنش هاگنستاد اصلاح شده برای بتن فشاری [83]

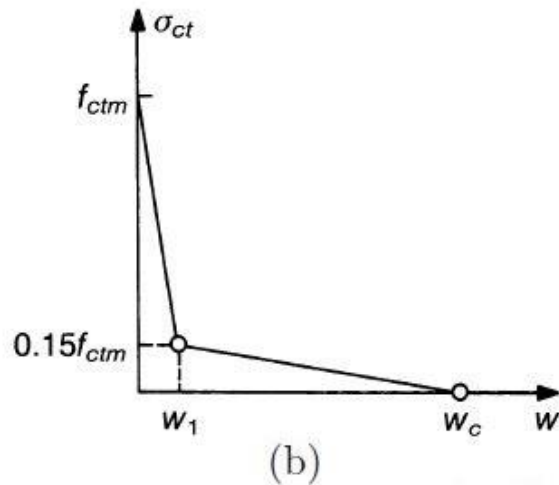
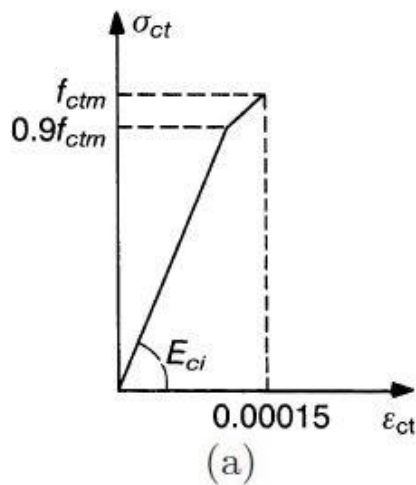
$$f_c = f'_c \left[\gamma \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (۱-۳)$$

$$f_c = f'_c \left[1 - 0.15 \left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_0}{\epsilon_{cu} - \epsilon_0} \right) \right] \quad (۲-۳)$$

که در آن ϵ_c کرنش متناظر با بیشینه تنش فشاری است و برابر $\frac{f'_c}{E_c} ۱.۸$ می باشد. در این روابط f'_c تنش فشاری بیشینه، f_c تنش فشاری به ازای هر مقدار کرنش می باشد.

۳-۲-۲ نمودار تنش-کرنش بتن در کشش

شکست کششی بتن همیشه یک پدیده گسسته است. بنابراین، برای توصیف رفتار کششی باید از نمودار تنش-کرنش برای بتن ترک نخورده و از نمودار باز شدگی تنش-ترک برای قسمت ترک خورده استفاده کرد. برای نمایش منحنی تنش-کرنش بتن ترک نخورده تحت کشش مدل CEB_FIP، رابطه دوخطی (۳-۳) و (۴-۳) را پیشنهاد می دهد [۸۴] (قسمت a شکل ۳-۲).



شکل ۳-۲ نمودار (a) : تنش-کرنش و (b) : تنش-بازشدگی ترک برای بتن کششی [۸۴]

برای $\sigma_{ct} \leq 0.9 f_{ctm}$:

$$\sigma_{ct} = E_{ci} \varepsilon_{ct}$$

(۳-۳)

و برای $0.9 f_{ctm} < \sigma_{ct} \leq f_{ctm}$:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} - \left[\frac{0.1 f_{ctm}}{0.00015 - 0.9 \left(\frac{f_{ctm}}{E_{ci}} \right)} (0.00015 - \varepsilon_{ct}) \right] \quad (4-3)$$

که در آن E_{ci} مدول الاستیسیته تانژانتی (MPa)،

ε_{ct} کرنش کششی،

σ_{ct} تنش کششی (MPa)،

f_{ctm} مقاومت کششی است (MPa) که طبق همین مدل پس از ساده‌سازی برابر است با :

$$f_{ctm} \approx 0.302 \sqrt[3]{f_c'} \quad (5-3)$$

همچنین این مدل برای مقطع ترک خورده رابطه دوخطی (۳-۶) و (۳-۷) بر حسب تنش-بازشدگی ترک ارائه داده است (قسمت b شکل ۳-۲).

برای $0.15 f_{ctm} \leq \sigma_{ct} \leq f_{ctm}$:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left(1 - 0.85 \frac{w}{w_1} \right) \quad (6-3)$$

و برای $0 \leq \sigma_{ct} < 0.15 f_{ctm}$:

$$\sigma_{ct} = \frac{0.15 f_{ctm}}{w_c - w_1} (w_c - w) \quad (7-3)$$

$$W_1 = 2 \frac{G_F}{f_{ctm}} - 0.15 W_c \quad (8-3)$$

$$W_c = \alpha_F \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad (9-3)$$

که در آن w بازشدگی ترک (mm)،
 α_F ضریب ثابت در جدول ۱-۳ داده شده است،
 G_F انرژی شکست، به اندازه بزرگترین دانه بندی بتن بستگی دارد، مقادیر آن برای طبقات مختلف بتن در جدول ۱-۳ داده شده است.
 جدول ۱-۳ مقادیر انرژی شکست و ضریب ثابت [۸۴]

α_f	$G_F \text{ (Nm/m}^2\text{)}$								اندازه بزرگترین دانه بندی (mm)
	C۸۰	C۷۰	C۶۰	C۵۰	C۴۰	C۳۰	C۲۰	C۱۲	
۸	۱۱۵	۱۰۵	۹۵	۸۵	۷۰	۶۵	۵۰	۴۰	۸
۷	۱۳۵	۱۲۵	۱۱۵	۱۰۵	۹۰	۷۵	۶۰	۵۰	۱۶
۵	۱۷۵	۱۶۰	۱۴۵	۱۳۰	۱۱۵	۹۵	۸۰	۶۰	۳۲

این مدل براساس الاستیسیته غیرخطی از نوع محدود است، جایی که مدول الاستیسیته و نسبت پواسون به سطح و حالت واقعی تنش بستگی دارد و محدود به بارگذاری متناسب یکنواخت افزایشی است. رفتار تنش-کرنش پس از گسیختگی بتن تحت شرایط تنش چند محوره توسط روابط ارائه شده در اینجا پوشش داده نمی شود، زیرا داده های آزمایشی کافی در دسترس نیست.

۳-۳ نظریه خمش برای بتن مسلح

نظریه خمش برای بتن مسلح بر اساس سه فرضیه اساسی است که برای محاسبه مقاومت خمشی یک تیر کافی می باشند. این فرضیه های ارائه شده برای نشان دادن رفتار خمشی، به عنوان مثال رابطه لنگر-انحنای یک مقطع تیر تحت افزایش خمش استفاده می شوند. سپس یک سری روابط لنگر-انحنای ایجاد شده تا نشان دهد تغییرات در مقطع و مقاومت مصالح چگونه بر رفتار خمشی تیر تأثیر می گذارد.

سه فرضیه اساسی در نظریه خمش وجود دارد:

۱. بخشهایی که عمود بر محور خمش هستند و قبل از اعمال خمش صفحه هستند، پس از خمش نیز همچنان مسطح باقی می‌مانند.

۲. کرنش در آرماتور برابر است با کرنش موجود در بتن در همان تراز.

۳. تنش‌های موجود در بتن و آرماتورها را می‌توان از طریق کرنش‌ها با استفاده از منحنی‌های تنش-کرنش برای بتن و فولاد محاسبه کرد.

اولین مورد، اشاره به اصل برنولی است که "مقاطع صفحه، صفحه باقی می‌مانند"، که در توسعه نظریه خمش برای تیرهای ساخته شده با هر ماده ایجاد شده است. فرض دوم لازم است، زیرا بتن و آرماتور باید برای حمل بار با هم عمل کنند. این فرض حاکی از پیوند کامل بین بتن و فولاد است. فرض سوم در توسعه روابط لنگر-انحنا برای مقاطع تیر نشان داده خواهد شد. استفاده از دو فرض اول باعث می‌شود که معادلات همسازی^۱ در تئوری خمش اعضای بتن‌آرمه برقرار شود [۸۵].

۳-۴ رفتار خمشی تیرهای بتن آرمه^۲

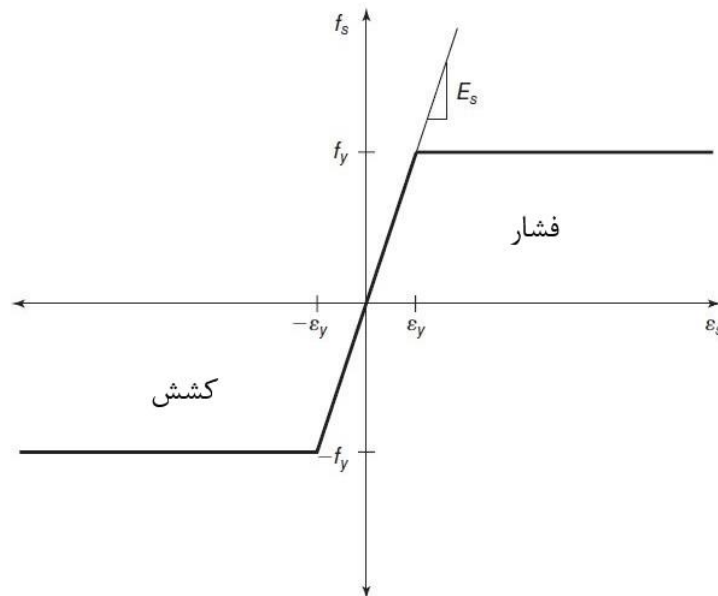
از روابط کلی لنگر-انحنا برای توصیف و بحث در مورد رفتار خمشی انواع مقاطع تیر استفاده می‌شود. تمام مقاطعی که در ادامه مورد بحث قرار گرفته می‌شوند، تحت مسلح خواهند بود. معنای مقطع تیر تحت مسلح این است که، وقتی این مقطع در خمشی فراتر از محدوده الاستیک خود بارگذاری می‌شود، فولاد کششی قبل از رسیدن بتن فشاری به حداکثر کرنش قابل استفاده Ecu، تسلیم می‌شود.

برای ایجاد یک رابطه لنگر-انحنا برای هر مقطعی از تیر، باید فرضیه‌هایی برای روابط تنش-کرنش مصالح ایجاد شود. همانطور که در شکل ۳-۳ نشان داده شده است، برای فولاد تقویتی در کشش یا فشار، یک مدل ارتجاعی و خمیری کامل^۳ در نظر گرفته می‌شود. مدل رابطه تنش-کرنش برای بتن در کشش و فشار همانند بخش ۲-۳ فرض می‌شود.

¹ Compatibility

^۲ مرجع کل این بخش [۸۵] است.

³ Elastic-Perfectly Plastic



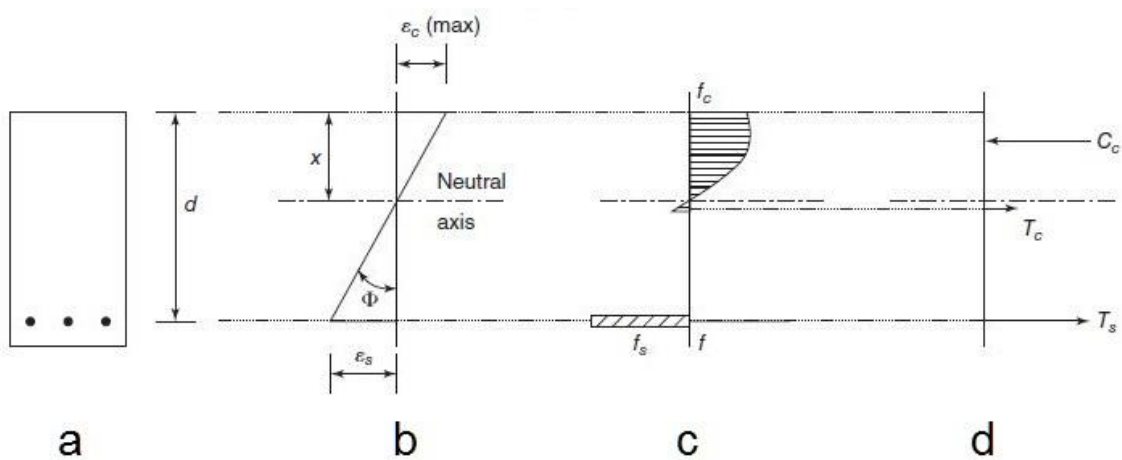
شکل ۳-۳ رابطه تنش-کرنش در نظر گرفته شده برای فولاد

همانطور که در قسمت a شکل ۳-۴ مشاهده می‌شود، یک مقطع بتن‌آرمه مستطیل شکل در معرض خمش مثبت قرار گرفته است. در این شکل، A_s نمایانگر مساحت کل آرماتورهای کششی و d بیانگر عمق موثر خمشی مقطع، یعنی فاصله بین دورترین تار فشاری مقطع و مرکز سطح آرماتورهای کششی است. یک رابطه کامل لنگر-انحنا، همانطور که در شکل ۳-۵ نشان داده شده است، می‌تواند برای این مقطع با افزایش مداوم انحنا (شیب نمودار کرنش) ایجاد شود و با استفاده از روابط تنش-کرنش فرض شده برای مصالح می‌توان تنش‌ها و نیروهای مقطع تیر را بدست آورد.

برای محاسبه نقطه‌ای خاص بر روی منحنی لنگر-انحنا از روشی که در قسمت b تا d شکل ۳-۴ نشان داده شده، پیروی می‌شود. هر نقطه معمولاً با انتخاب مقدار مشخصی برای حداکثر کرنش فشاری در دورترین تار فشاری مقطع، $\epsilon_c(\max)$ تعیین می‌شود. با استفاده از این فرض که مقاطع صفحه، بعد از خم شدن مسطح باقی می‌مانند، پس توزیع کرنش در طول عمق مقطع بصورت خطی می‌باشد. از نمودار کرنش و روابط تنش-کرنش مفروض، توزیع تنش‌ها در بتن و فولاد تعیین می‌شوند. سرانجام، با انتگرال‌گیری، می‌توان حجم تحت توزیع تنش (نیروهای مقطع) و نقاط اثر آن‌ها را تعیین کرد.

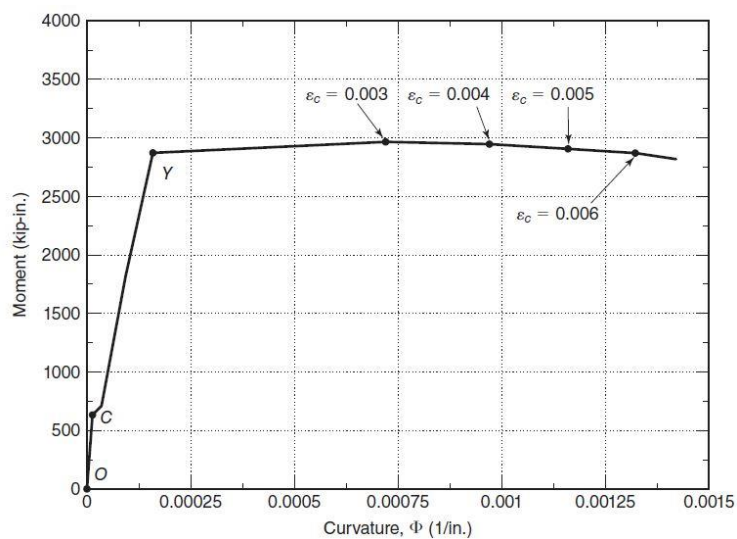
پس از مشخص شدن نیروهای وارد بر مقطع، برای تکمیل محاسبه مراحل زیر لازم است. ابتدا فاصله دورترین تار فشاری تا محور خنثی مقطع (که در قسمت b شکل ۳-۴ با x نشان داده شده است) باید تنظیم شود تا زمانی که تعادل مقطع برقرار گردد. وقتی تعادل برقرار شد، انحنا این نقطه به عنوان شیب نمودار کرنش محاسبه می‌شود:

$$\phi = \frac{\epsilon_c(\max)}{x} \quad (۳-۱۰)$$



شکل ۳-۴ مراحل تحلیل لنگر و انحنا، a: مقطع تیر، b: توزیع کرنش، c: توزیع تنش و d: نیروهای داخلی [۸۵]

لنگر مربوطه با جمع کردن لنگرهای نیروهای داخلی حول یک نقطه مناسب تعیین می‌شود. این فرایند را می‌توان برای چندین مقدار کرنش فشاری تکرار کرد تا در نهایت به کرنش فشاری نهایی رسید.



شکل ۳-۵ مثالی از رابطه لنگر-انحنا یک تیر تحت مسلح [۸۵]

۳-۴-۱ نقطه ترک خوردگی

هنگامی که تنش در دورترین تار کششی برابر با مدول گسیختگی باشد، ترک خوردگی خمشی در مقطع ایجاد می شود. تا این مرحله، رابطه لنگر-انحنای خطی است و از آن به عنوان محدوده رفتار ارتجاعی ترک نخورده یاد می شود (از 0 تا C در شکل ۳-۵).

هنگامی که یک مقطع تیر در کشش ترک می خورد، ترک معمولاً به نقطه‌ای نزدیک به مرکز سطح مقطع پخش می شود و به طور ناگهانی نیروی کششی از بتن به فولاد تقویت کننده در منطقه کششی منتقل می شود. در صورت عدم وجود حداقل مقدار آرماتور کششی، تیر به طور ناگهانی گسیخته می شود. برای جلوگیری از چنین خرابی شکننده‌ای، حداقل مقاومت لنگر برای تیر بتن مسلح باید برابر یا بیشتر از مقاومت لنگر ترک خوردگی برای مقطع بتن ساده باشد.

بعد از ترک خوردگی اما قبل از تسلیم آرماتورهای کششی، رابطه بین لنگر و انحنا دوباره تقریباً خطی می شود، اما با شیبی متفاوت نسبت به قبل ترک خوردگی. از این عمل به عنوان محدوده رفتار ارتجاعی ترک خورده یاد می شود (از شکل C تا Y در شکل ۳-۵). این رابطه خطی برای محاسبه خیز مهم است.

۳-۴-۲ نقطه تسلیم

نقطه تسلیم نشان دهنده پایان دامنه رفتار ارتجاعی است. با افزایش لنگر اعمال شده بر روی مقطع پس از نقطه ترک خوردگی، تنش کششی در آرماتورها و تنش فشاری در منطقه بتن فشاری به طور پیوسته افزایش می یابد. در نهایت، یا فولاد یا بتن به ظرفیت مربوطه خود رسیده و شروع به تسلیم (فولاد) یا خرد شدن (بتن) می کنند. از آنجا که فرض شده مقطع مورد بررسی در اینجا تحت مسلح است، قبل از رسیدن بتن به حداکثر کرنش قابل استفاده، فولاد تسلیم می شود.

برای محاسبه مقادیر لنگر و انحنا برای نقطه تسلیم، کرنش در سطح فولاد کششی برابر با کرنش تسلیم در نظر گرفته می شود. همانطور که در رویه کلی بحث شد، محور خنثی باید طوری تنظیم شود تا تعادل در مقطع ایجاد شود. در این مرحله از رفتار خمشی، سهم بتن کششی برای تعادل مقطع و محاسبات لنگر قابل توجه نیست، بنابراین بردار T_c ، نشان داده شده در شکل قسمت d شکل ۳-۴ را می توان نادیده گرفت. پس از ایجاد تعادل در مقطع، لنگر تسلیم مقطع، M_y ، بعنوان مجموع لنگرهای نیروهای داخلی تحت یک نقطه مناسب محاسبه می شود. با توجه به قسمت b شکل ۳-۴، انحنای تسلیم به عنوان شیب نمودار کرنش، به طوریکه با قرار دادن کرنش در سطح آرماتورهای کششی برابر با کرنش تسلیم، می توان محاسبه کرد:

$$\phi = \frac{\epsilon_y}{d-x} \quad (3-11)$$

۳-۴-۳ نقاط بالاتر از تسلیم

با افزایش پیوسته کرنش دورترین تار فشاری، به دنبال روال کلی که توضیح داده شد، می‌توان نقاط اضافی مربوط به رابطه لنگر-انحنای را تعیین کرد. معمولاً نقاط تا زمانی که به حداکثر کرنش فشاری قابل استفاده از پیش تعریف شده برسد یا تا زمانی که ظرفیت لنگر مقطع به طور قابل توجهی از حداکثر مقدار محاسبه شده کاهش یابد، ایجاد می‌شوند. نقاطی که نمایانگر حداکثر کرنش فشاری ۰.۰۰۳، ۰.۰۰۴، ۰.۰۰۵ و ۰.۰۰۶ هستند در شکل ۳-۵ نشان داده شده است. برای هر نقطه متوالی فراتر از کرنش فشاری ۰.۰۰۳، روند ظرفیت لنگر مقطع کاهش می‌یابد. اگر از یک مدل واقع بینانه‌تر برای خواص تنش-کرنش فولاد تقویت‌کننده استفاده شود، به عنوان مثال مدلی که شامل سخت‌شدگی کرنش باشد، ظرفیت لنگر از نقطه تسلیم را افزایش می‌دهد و یا حداقل کاهش کمتری از ظرفیت لنگر را برای کرنش‌های فشاری بزرگتر از ۰.۰۰۳ را نشان می‌دهد.

بحث در مورد رفتار خمشی مقطع تیر بتن‌آرمه معمولاً شامل شکل‌پذیری نیز می‌شود، یعنی توانایی یک مقطع برای تغییر شکل بیش از نقطه تسلیم خود بدون افت قابل توجه در مقاومت. شکل‌پذیری را می‌توان برحسب تغییر شکل، چرخش یا انحنای بیان کرد. برای این بخش از بحث، شکل‌پذیری مقطع نسبت انحنای در حداکثر کرنش فشاری قابل استفاده به انحنای تسلیم بیان می‌شود. حداکثر کرنش قابل استفاده همانطور که توسط اکثر آیین‌نامه‌ها انجام می‌شود، می‌توان به عنوان یک مقدار خاص بیان کرد، یا می‌توان به عنوان کرنشی تعریف شود که در آن ظرفیت لنگر مقطع از حداکثر ظرفیت لنگر مقطع درصد مشخص شده‌ای کاهش یابد. با هر دو معیار، رابطه لنگر-انحنایی که در شکل ۳-۵ آورده شده است، رفتار شکل‌پذیری از خود نشان می‌دهد.

۳-۵ روش تحقیق

۳-۵-۱ نمودار لنگر-انحنای

همانطور که در ابتدا ذکر شد، هدف از این پژوهش پی بردن به تاثیر کرنش ابتدایی موجود در تیر بتن‌آرمه زیرلایه حین مقاوم‌سازی با استفاده از HPFRCC می‌باشد. برای دستیابی به این هدف برنامه‌ای جهت پیش-بینی و رسم نمودار لنگر-انحنای، در محیط متلب نوشته شد. از این برنامه در دو مرحله استفاده می‌شود. مرحله اول محاسبه لنگر-انحنای تیر بتن‌آرمه بدون لایه مقاوم‌کننده تحت عنوان تیر شاهد و مرحله دوم محاسبه لنگر-انحنای تیر شاهد مقاوم‌شده توسط لایه‌های کامپوزیت.

۳-۵-۱ نمودار لنگر-انحنای تیر شاهد

در این برنامه ابتدا با وارد کردن ابعاد مقطع تیر، خصوصیات مکانیکی مصالح و مقدار آن‌ها، منحنی لنگر-انحنا تیر شاهد طبق دستورالعملی که پیشتر (بخش ۳-۴) در مورد آن بحث شد، رسم می‌شود. شکل ۳-۸ فلوچارت این برنامه را نشان می‌دهد.

۳-۵-۲ نمودار لنگر-انحنای تیر مقاوم‌شده

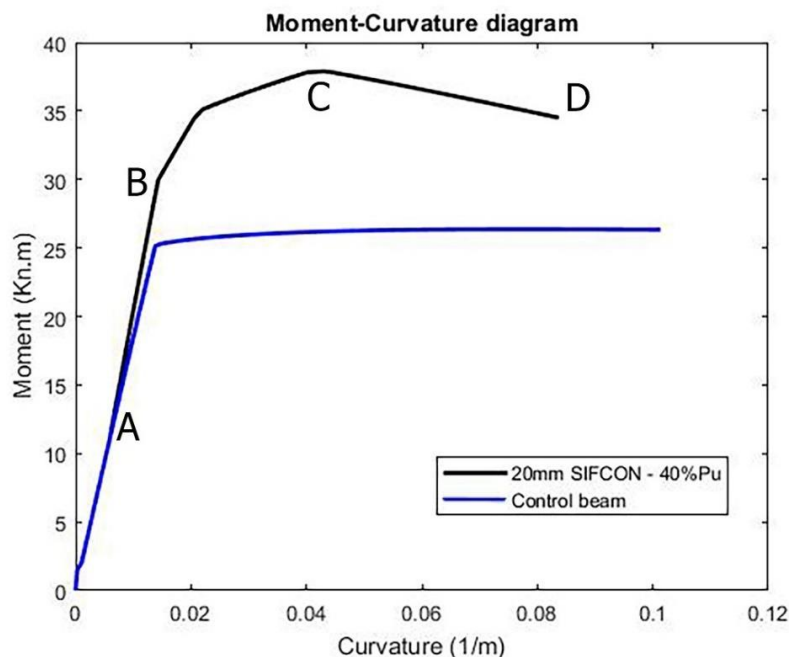
شاکله و بدنه اصلی برنامه نوشته شده برای این مرحله، همانند برنامه گذشته است. ابتدا به این برنامه، داده‌های خروجی برنامه مرحله اول معرفی می‌شود. ابعاد تیر، خصوصیات مکانیکی بتن و فولاد، توزیع کرنش و تنش در مقطع تیر، لنگر و انحنای موجود در مقطع از شروع بارگذاری تا لحظه شکست و ... از جمله مولفه‌های موجود در این داده می‌باشد. برای تعیین کرنش اولیه حین مقاوم‌سازی (زمان اتصال کامپوزیت به تیر شاهد)، سطح پیش‌بار^۱ مورد نظر وارد می‌گردد. در این مرحله، از بین گام‌های موجود در داده‌های برنامه قبل، برنامه گام متناظر با سطح پیش‌بار وارد شده را (گام n) پیدا می‌کند. سپس کرنش در دورترین تار کششی مقطع در همین گام را به عنوان کرنش اولیه ثبت می‌کند. از این گام به بعد، لایه کامپوزیت به تیر شاهد متصل شده و در نمودار لنگر-انحنا تیر شاهد تغییر ایجاد می‌کند. برای رسم نمودار لنگر-انحنا تیر مقاوم‌شده، گام بعدی (گام $n+1$) به عنوان مبدا برای انتخاب کرنش در دورترین تار فشاری مقطع انتخاب می‌شود. از این گام تا لحظه شکست تیر مقاوم‌شده، همانند برنامه قبل، با افزایش کرنش فشاری و محاسبه تار خنثی با در نظر گرفتن تعادل نیروها، لنگر و انحنای متناظر با هر گام بدست می‌آید. باید این نکته ذکر شود که، اختلاف بین دورترین تار کششی تیر شاهد (ϵ_{tc} در شکل ۳-۷) با کرنش اولیه، در هر مرحله از بارگذاری، برابر است با کرنش در ابتدای لایه کامپوزیت ($\epsilon_{1,SIFCON}$ در شکل ۳-۷).

شکل ۳-۶ مقایسه نمودار لنگر-انحنای تیر شاهد و تیر مقاوم‌شده با کامپوزیت SIFCON را در زمان پیش‌بار ۴۰ درصد بار نهایی نشان می‌دهد. همانطور در این شکل مشخص شده، این نمودار ۴ نقطه حائز اهمیت دارد.

در شکل ۳-۷ که توزیع کرنش‌ها در این ۴ نقطه نشان می‌دهد ϵ_c ، ϵ_s ، ϵ_{tc} ، $\epsilon_{1,SIFCON}$ و $\epsilon_{2,SIFCON}$ به ترتیب بیانگر کرنش در دورترین تار فشاری مقطع، فولادهای کششی، دورترین تار کششی بتن مسلح، ابتدا و انتهای کامپوزیت می‌باشد.

نقطه A در شکل ۳-۶، نقطه‌ای است که تیر شاهد به میزان ۴۰ درصد ظرفیت بارگذاری خود رسیده و کامپوزیت SIFCON به آن اضافه می‌شود. همانطور که ملاحظه می‌شود نمودار لنگر-انحنای هر دو تیر قبل این نقطه یکسان است. شکل ۳-۷ قسمت a توزیع کرنش در این تیر را نشان می‌دهد. کرنش در دورترین تار کششی مقطع تیر بتن‌آرمه در این لحظه، برابر کرنش اولیه مورد مطالعه در این پژوهش است.

¹ Pre-load

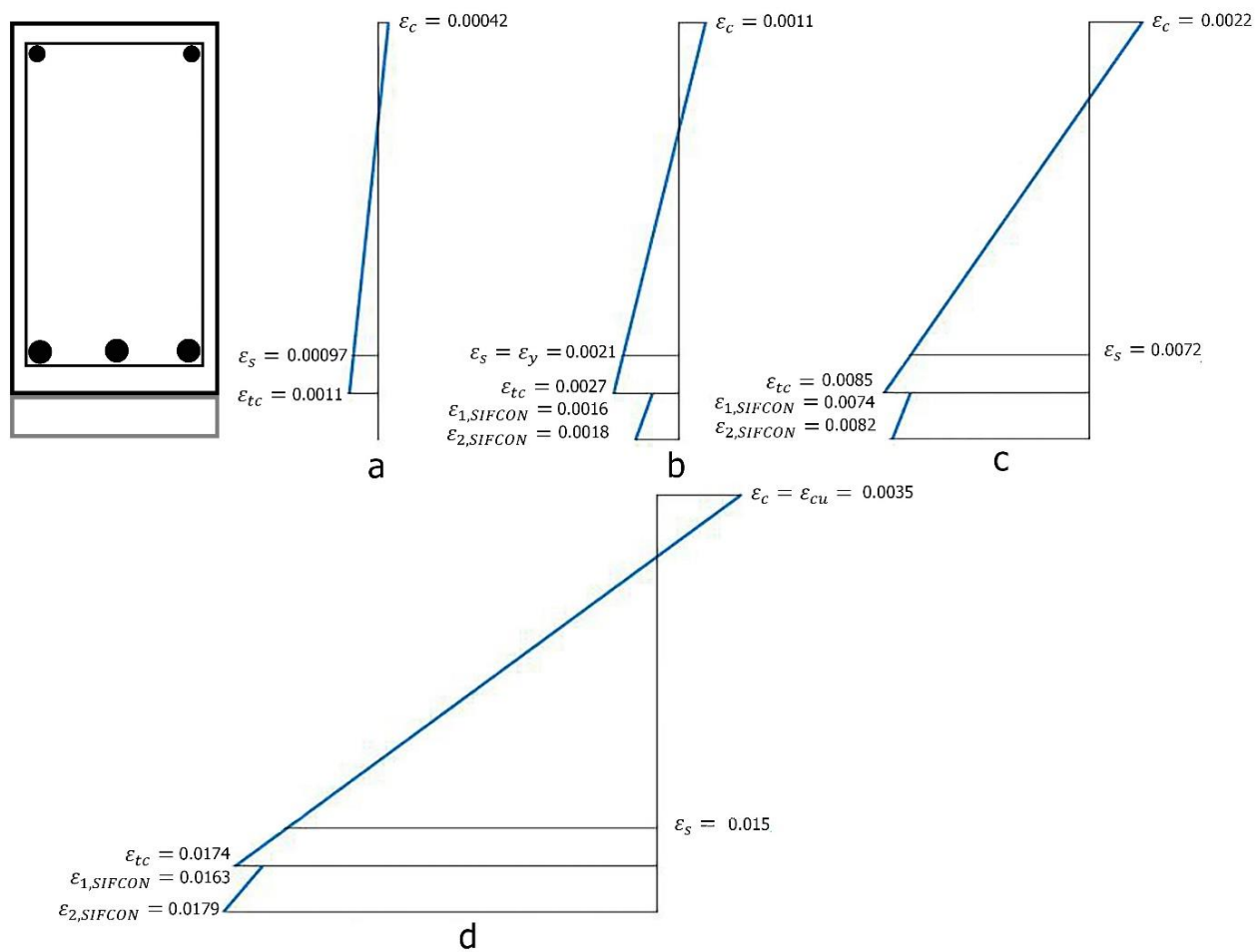


شکل ۳-۶ مقایسه نمودار لنگر-انحناء در تیر شاهد و تیر مقاوم شده با SIFCON

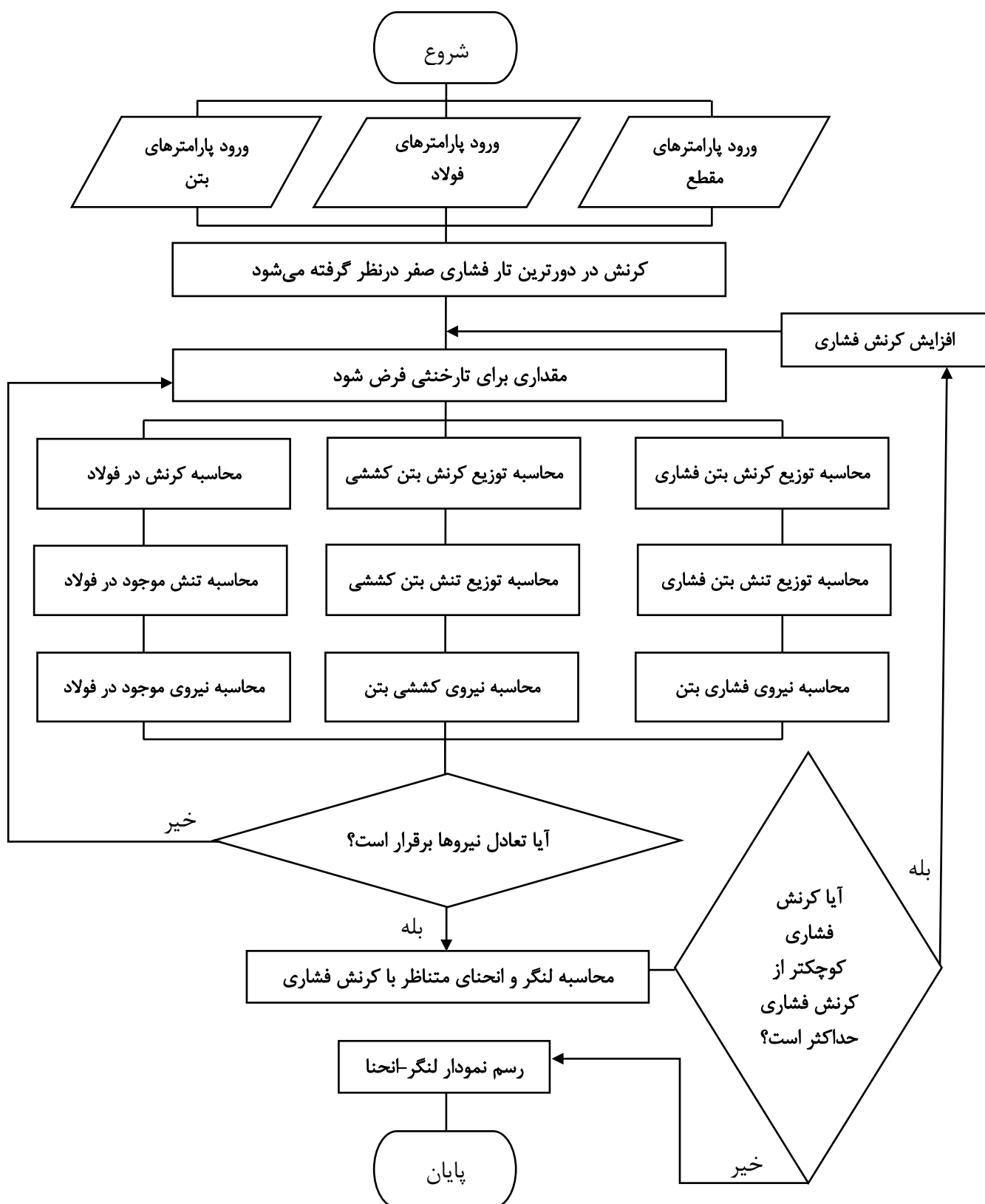
نقطه B، لحظه تسلیم فولاد کششی است. در این نقطه، کرنش در فولادهای کششی به کرنش تسلیم می‌رسد (شکل ۳-۷ قسمت b).

در نقطه C، مقطع به بیشینه لنگر قابل تحمل خود رسیده است. از آنجایی که کرنش متناظر با تنش کششی بیشینه در این کامپوزیت برابر ۰.۰۰۸ می‌باشد، برای بیشینه شدن لنگر در مقطع نیز، توزیع کرنش در کامپوزیت در این لحظه، همین مقدار است (شکل ۳-۷ قسمت c).

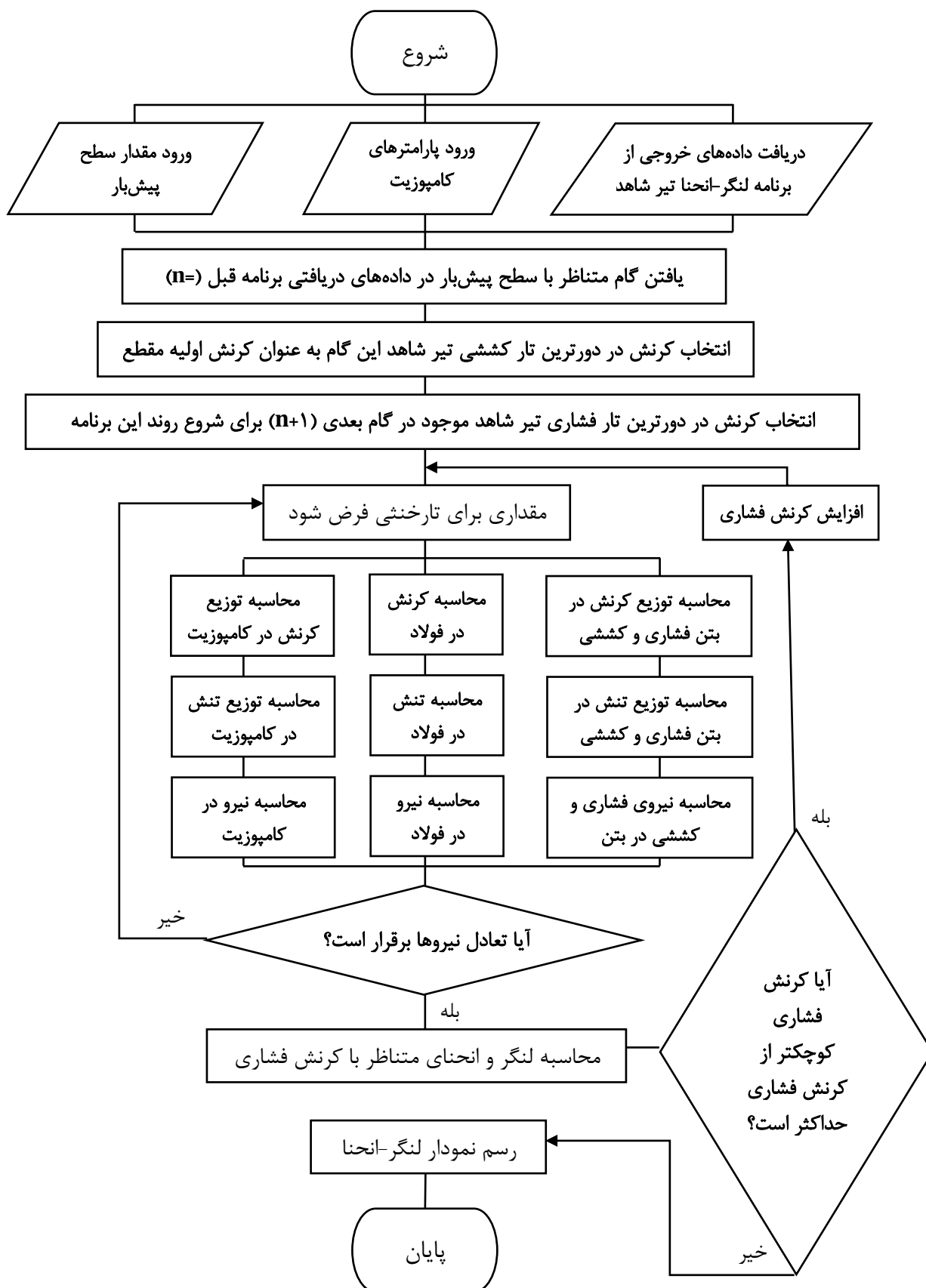
در نهایت نقطه D که نقطه گسیختگی مقطع را نشان می‌دهد. در این نقطه کرنش در تار فشاری بتن به حداکثر مقدار قابل استفاده می‌رسد و مقطع در ناحیه فشاری بتن خرد می‌شود (شکل ۳-۷ قسمت d).
شکل ۳-۹ فلوچارت این قسمت از برنامه نوشته شده را نشان می‌دهد.



شکل ۷-۳ توزیع کرنش مقطع تیر مقاوم شده در لحظه: (a) اتصال کامپوزیت، (b) تسلیم فولادهای کششی، (c) بیشینه لنگر خمشی و (d) شکست مقطع



شکل ۳-۸ فلوچارت رسم نمودار لنگر-انحنا تیر شاهد



شکل ۳-۹ فلوجارت رسم نمودار لنگر-انحنا تیر مقاوم شده

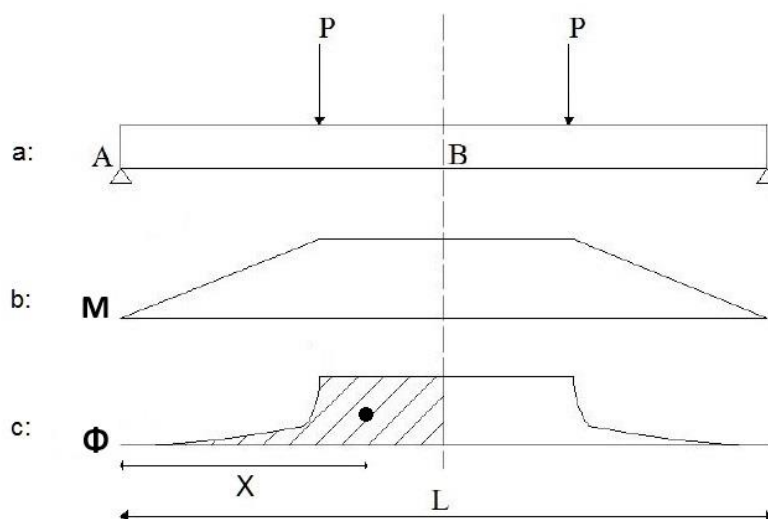
۳-۵-۲ نمودار بار-تغییرمکان

پس از بدست آمدن مقادیر لنگر و انحنای متناظر آن، می‌توان با در نظر گرفتن قضیه دوم لنگر سطح^۱ میزان خیز هر نقطه از تیر تحت بارگذاری مشخص بدست آورد. طبق این قضیه :

انحراف مماسی نقطه **A** نسبت به **B**، برابر است با گشتاور اول سطح زیر نمودار انحنای بین **A** و **B** نسبت به محور عمودی گذرنده از **A**.

$$t_{A/B} = \int_A^B \frac{M}{EI} x \, dx \quad (۳-۱۲)$$

- برای این منظور، خیز در وسط یک تیر تحت خمش چهار نقطه‌ای^۲ :
۱. تغییرات لنگر در طول تیر در هر لحظه از بارگذاری رسم میشود (قسمت **b** شکل ۳-۱۰).
 ۲. با توجه به منحنی لنگر-انحنا، انحنای متناظر با لنگر در طول تیر رسم میشود (قسمت **c** شکل ۳-۱۰).
 ۳. با لنگر گرفتن از سطح‌هاشور خورده زیر نمودار **c** شکل ۳-۱۰ حول نقطه **A**، تغییرمکان وسط تیر بدست می‌آید (ضرب مساحت‌هاشور خورده زیر نمودار انحنای در فاصله مرکز سطح مساحت تا محور عمودی گذرنده از نقطه **A**، **X** نشان داده شده).
 ۴. سه مراحل فوق تا زمان شکست تیر تکرار می‌شود.



شکل ۳-۱۰ مراحل رسم نمودار بار-تغییرمکان

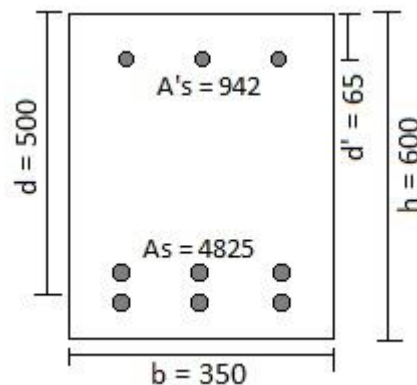
¹ Second Moment-Area Theorem

² Four-Point Bending

۳-۶ صحت سنجی برنامه

۳-۶-۱ تحلیل دستی تیر بتن آرمه و مقایسه با نتیجه برنامه

برای اطمینان بیشتر از جواب‌های بدست آمده در برنامه نوشته شده، تیر فرضی با مقطع شکل ۳-۱۱ به صورت دستی تحلیل می‌شود. برای این منظور از روش طراحی که در آیین‌نامه موسسه بتن آمریکا منتشر شده استفاده شده است.



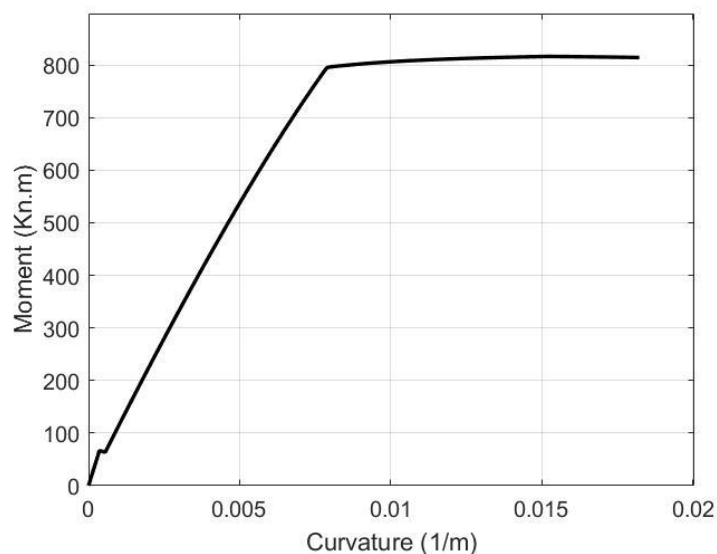
شکل ۳-۱۱ مقطع تیر مورد نظر جهت تحلیل دستی (واحد‌ها به میلیمتر)

مشخصات مصالح تیر نیز به شرح جدول ۳-۲ است :

جدول ۳-۲ مشخصات مصالح

f'_c (MPa)	f'_y و f_y (MPa)	E_s (GPa)
۳۰	۴۰۰	۲۰۰

پس از انجام محاسبات، مقدار لنگر نهایی اسمی مقطع (بدون اعمال ضریب کاهش مقاومت) با استفاده از روابط برابر با ۸۰۵.۳ کیلونیوتن متر بدست آمد. این در حالی است که برنامه نوشته شده مقدار لنگر نهایی اسمی مقطع را برابر ۸۱۶.۲ کیلونیوتن متر بدست آورده است. اختلاف بین تحلیل دستی و برنامه حدود ۱.۳۵ درصد است. شکل ۳-۱۲ نمودار لنگر-انحنای این مقطع تیر را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۱۲ نمودار لنگر-انحنای مقطع تیر

روابط و محاسبات دستی این بخش در پیوست ۱ آورده شده است.

۳-۶-۲ مقایسه نتایج آزمایشگاهی و برنامه

برای رسیدن به هدف این پایان نامه طی سه مرحله استفاده از نتایج آزمایشگاهی محققین مختلف، برنامه نوشته شده مورد صحت‌سنجی قرار گرفت.

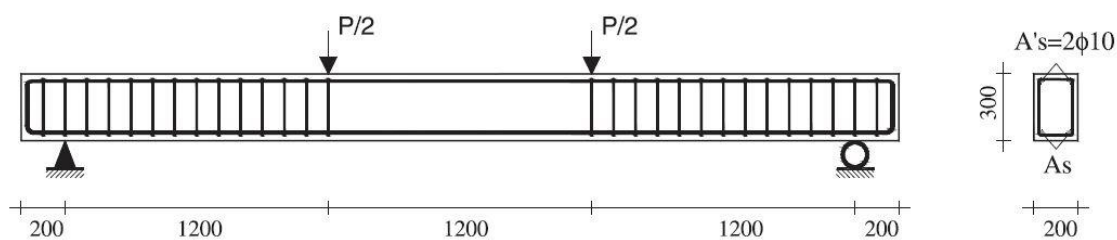
الف : مقایسه نمودار بار-تغییر مکان تیر بتن آرمه معمولی (جهت صحت‌سنجی برنامه پایه).

ب : مقایسه نمودار بار-تغییر مکان تیر بتن آرمه مقاوم شده با لایه‌های CFRP (جهت صحت‌سنجی رفتار خمشی تیر با اعمال پیش‌بار بر تیر).

ج : مقایسه نمودار بار-تغییر مکان تیر بتن آرمه مقاوم شده با لایه HPFRCC (جهت صحت‌سنجی رفتار خمشی تیر مقاوم‌شده با لایه HPFRCC).

الف :

در این مرحله از نتایج آزمایشگاهی مدا و همکاران [۸۶] استفاده شده است. محققین در این پژوهش آزمایشی بر روی هفت تیر بتن آرمه با مقیاس کامل با هدف نشان دادن تأثیر الیاف تقویت کننده بر رفتار خمشی، صورت دادند. اما در این مرحله از صحت سنجی فقط نتایج دو تیر کنترل بتن آرمه بدون الیاف مورد بررسی قرار گرفته شده است. همه‌ی نمونه‌ها دارای ۴ متر طول و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر با دهانه ۳۰۶ متر هستند. شکل ۳-۱۳ هندسه تیر و نحوه آرماتورگذاری تیر را نشان می‌دهد. مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن ۴۹.۷ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته بتن برابر ۳۷ گیگاپاسکال اندازه‌گیری شده است. میلگردها از نوع S۵۰۰ و تنش تسلیم آزمایش شده برابر ۵۳۴ مگاپاسکال می‌باشد. در یکی از نمونه‌ها ۲ و در دیگری ۴ میلگرد کششی فولادی با قطر ۱۶ میلی‌متر کار گذاشته شده است.

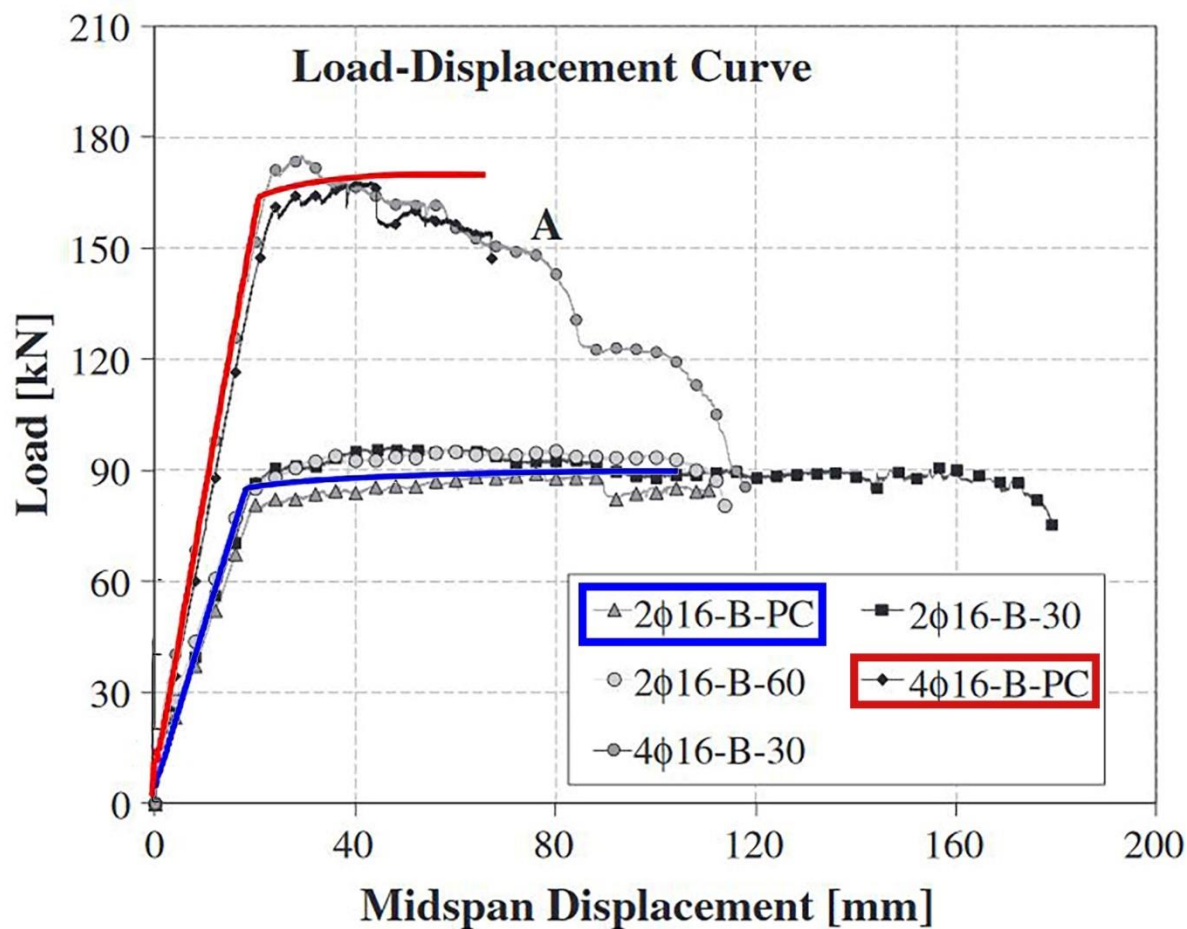


شکل ۳-۱۳ هندسه تیر و جزئیات آرماتورگذاری آزمایش مدا [۸۶]

بعد از وارد کردن خصوصیات مصالح و ابعاد تیر به برنامه، ابتدا نمودار لنگر-انحنا و سپس با استفاده از آن نمودار بار-تغییرمکان بدست می‌آید. شکل ۳-۱۴ مقایسه بین نمودار بار-تغییرمکان مرکز تیر نمونه آزمایشگاهی و برنامه نوشته شده را نشان می‌دهد. نمودار آبی رنگ و قرمز رنگ به ترتیب نشان‌دهنده تیر بتن آرمه با ۲ و ۴ میلگرد کششی است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود نتایج مدل مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی از خود نشان می‌دهد.

برای درک بهتر نمودار لنگر-انحنا، شکل ۳-۱۵ این نمودار را برای تیر بتن آرمه با ۲ میلگرد کششی به قطر ۱۶ جداگانه رسم می‌کنیم. همان‌گونه که قبلاً در بخش‌های ۳-۴-۱ تا ۳-۴-۳ توضیح داده شد، سه نقطه این نمودار نسبت به بقیه نقاط برجسته‌تر است. نقطه ترک‌خوردگی، نقطه تسلیم و نقطه شکست مقطع (شکل ۳-۱۶).

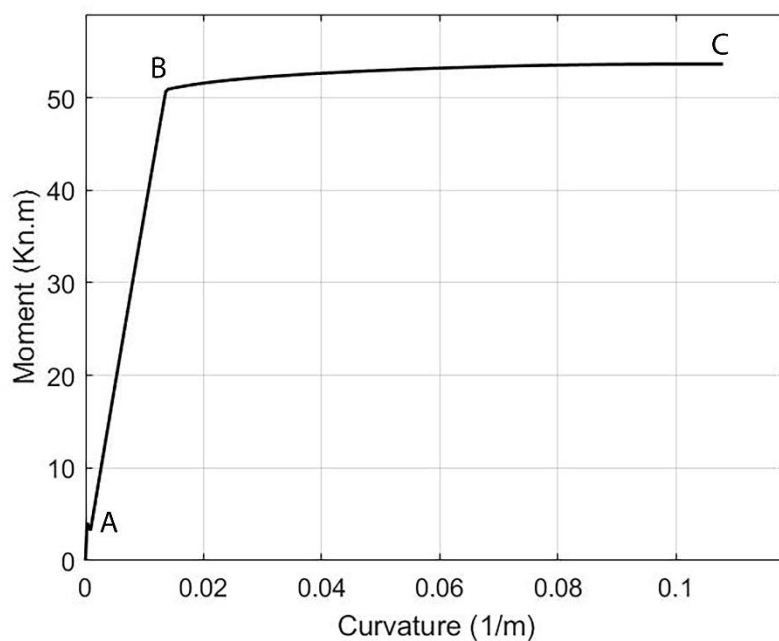
خلاصه نتایج آزمایشگاهی و نتایج برنامه نوشته شده در جدول ۳-۳ زیر نشان داده شده است.



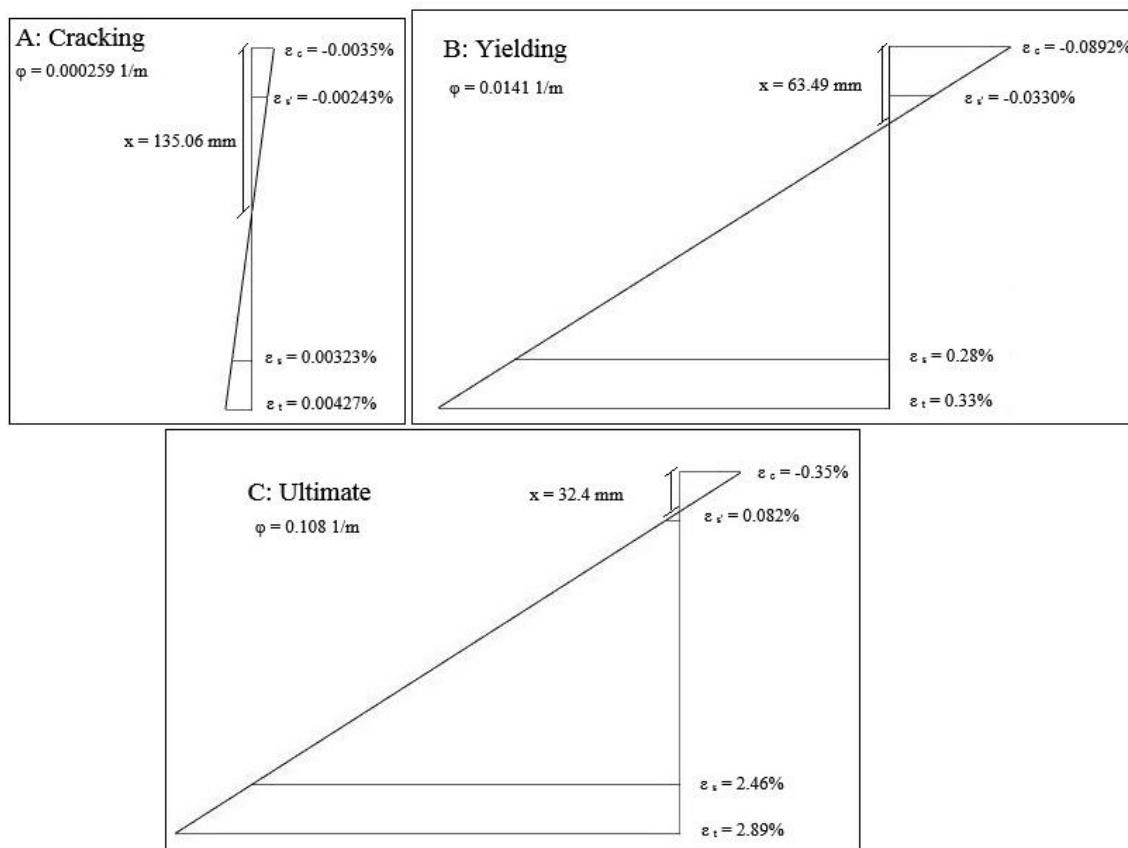
شکل ۳-۱۴ مقایسه نموداری نمونه آزمایشگاهی [۸۶] و برنامه

جدول ۳-۳ نتایج آزمایشگاهی [۸۶] و برنامه

نام تیر	حداکثر بار وارد بر تیر (KN)			تغییر مکان حداکثر تیر (mm)			تغییر مکان وسط تیر هنگام تسلیم میلگرد کششی (mm)		
	نتیجه آزمایشگاه	خروجی برنامه	% اختلاف	نتیجه آزمایشگاه	خروجی برنامه	% اختلاف	نتیجه آزمایشگاه	خروجی برنامه	% اختلاف
۲φ۱۶	۹۰	۸۹.۴	۰.۶۶	۱۱۰	۱۰۴.۸	۴.۷۳	۲۱	۱۹.۱۶	۸.۷۶
۴φ۱۶	۱۶۸	۱۶۹.۴۷	۰.۸۷	۶۷	۶۶.۴	۰.۸۹	۲۴	۲۱.۴۷	۱۰.۵۴



شکل ۳-۱۵ نمودار تحلیلی لنگر-انحنای نمونه با دو میلگرد به قطر ۱۶ آزمایش مدا [۸۶]



شکل ۳-۱۶ توزیع کرنش سه نقطه اساسی نمودار لنگر-انحنای، a: نقطه ترک خوردن بتن کششی، b: نقطه تسلیم شدن میلگردها، c: نقطه شکست نهایی مقطع

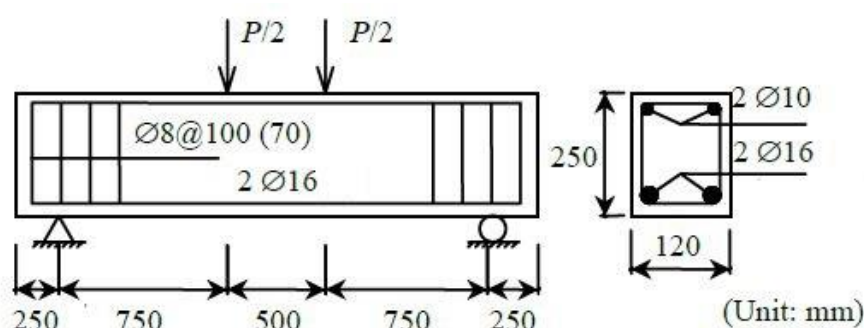
ب :

در آزمایش ژانگ و همکاران [۸۷]، هجده تیر بتن آرمه از جمله ۱۶ تیر تقویت شده با ورقه CFRP در سطوح مختلف پیش بار و ۲ تیر کنترل، برای بررسی تأثیر سطح پیش بار در رفتار خمشی تیر بتن آرمه تقویت شده با CFRP مورد آزمایش قرار گرفتند. پارامترهای آزمایشی شامل نسبت میلگرد، تعداد لایه های ورقه CFRP و سطح پیش بار در زمان تقویت می باشد. برای این مرحله صحت سنجی از یک تیر کنترل و ۴ نمونه تقویت شده، استفاده شده است. رقم اول در نامگذاری تیر تعداد لایه های CFRP و رقم دوم سطح پیش بار را نشان می دهد. به عنوان مثال B۲۸ دارای ۲ لایه CFRP هستند و تحت پیش بار به میزان ۸۰ درصد مقاومت خمشی اسمی تیرهای کنترل قرار گرفته اند (شکل ۳-۱۷).

نام نمونه	درصد آرماتور	CFRP (تعداد لایه)	سطح پیش بار
BC		0	—
B13		1	$0.3P_y$
B18	1.52%	1	$0.8P_y$
B23		2	$0.3P_y$
B28		2	$0.8P_y$

شکل ۳-۱۷ نمونه ها و پارامترهای مورد آزمایش [۸۷]

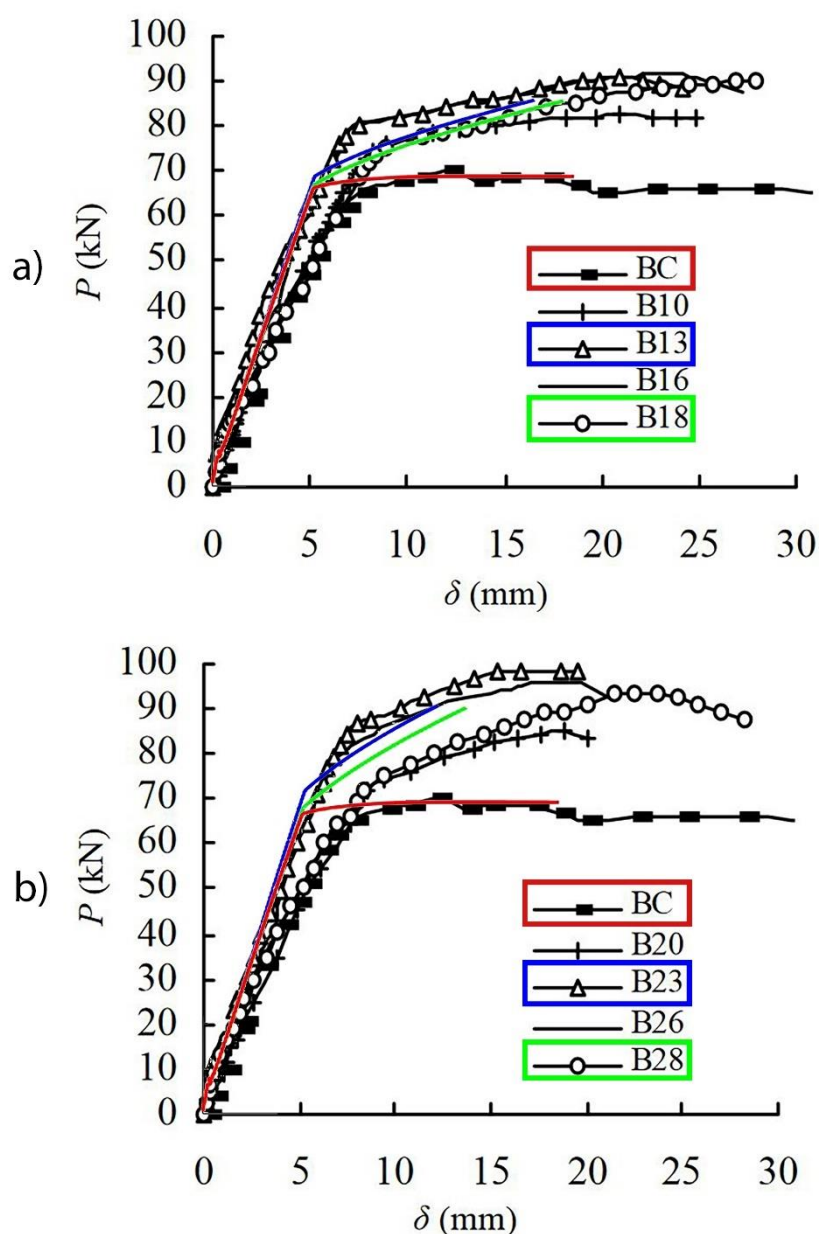
تیرهای آزمایش بر روی تکیه گاه ساده قرار گرفته و تحت خمش چهار نقطه ای بارگذاری می شوند. بار توسط جک روغنی اعمال شده است. از یک مهره نگهدارنده جهت حفظ سطح پیش بار در مرحله گیرش استفاده می شود. پس از اینکه رزین اپوکسی کاملاً گیرش پیدا کرد، بارهای اضافی تا زمان گسیختگی تیر آزمایش اعمال می شوند. شکل ۳-۱۸ جزئیات و نحوه چینش میلگردها را نشان می دهد.



شکل ۳-۱۸ نحوه چینش میلگردها و اعمال بار به تیر [۸۷]

مقاومت فشاری بتن و تنش تسلیم میلگردها به ترتیب برابر ۲۳ و ۳۳۵ مگاپاسکال هستند. ضخامت، مدول الاستیسیته و تنش کششی نهایی ورق‌های CFRP طبق گزارش کارخانه به ترتیب برابر ۰.۱۱۱ میلی‌متر، ۲۳۵ گیگاپاسکال و ۳۳۵۰ مگاپاسکال اعلام شده است.

شکل ۳-۱۹ منحنی‌های بار-تغییر مکان وسط تیر را برای نمونه‌های آزمایشگاهی و مدل پیش‌بینی شده در برنامه، نشان می‌دهد.



شکل ۳-۱۹ مقایسه نموداری نمونه آزمایشگاهی [۸۷] و برنامه، a: تیرها با یک لایه CFRP و b: تیرها با دو لایه CFRP

همینطور جدول ۳-۴ مقدار حداکثر بار وارد بر تیر را با جزئیات نشان می‌دهد.

جدول ۳-۴ جمع بندی مقایسه نتایج آزمایشگاهی [۸۷] و برنامه

نام نمونه	حداکثر بار وارد بر تیر (KN)		
	نتیجه آزمایشگاه	خروجی برنامه	% اختلاف
BC	۶۸.۷	۶۸.۶۸	۰.۰۳
B۱۳	۹۱.۳	۸۵.۴۲	۶.۴۴
B۱۸	۹۰.۱	۸۵.۲۷	۵.۳۶
B۲۳	۹۸.۶	۸۹.۸۳	۸.۹
B۲۸	۹۳.۵	۸۹.۳۳	۴.۴۶

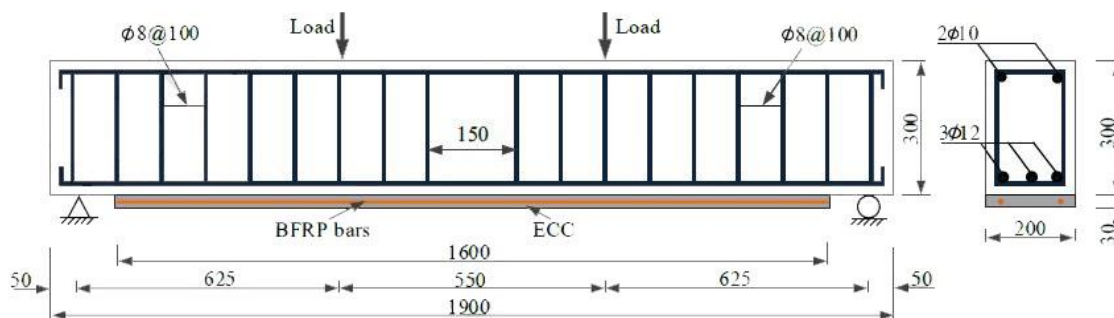
ج :

در این مرحله از نتایج آزمایشگاهی هو و همکاران [۸۲] استفاده شده است. در این مقاله یک سیستم تقویت کننده جدید ساخته شده از کامپوزیت سیمانی مهندسی شده (ECC) مسلح شده با میلگردهای BFRP (که به اختصار از BFREM برای اشاره به این کامپوزیت اشاره می‌شود) برای ترمیم تیرهای بتن آرمه ارائه شده است. شش نمونه شامل یک تیر کنترل و پنج تیر تقویت شده با لایه‌های BFREM تهیه و آزمایش شدند. متغیرهای آزمون شامل میزان تقویت میلگردهای BFRP و نوع روش نصب (پیش ساخته یا درجا) لایه BFREM می‌باشد. اما متغیر ما برای این مرحله از صحت سنجی فقط مقدار BFRP ها است. نوع روش نصب BFREM به صورت درجا می‌باشد (شکل ۳-۲۰).

نام نمونه	لایه مقاوم سازی BFREM	
	درصد میلگرد BFRP (%)	روش نصب
CON	—	—
C2B	0.94	درجا
C3B	1.41	

شکل ۳-۲۰ نمونه‌ها و پارامترهای مورد آزمایش [۸۲]

لایه تقویت کننده BFREM با ابعاد ۱۶۰۰ میلی متر طول، ۲۰۰ میلی متر عرض، ۳۰ میلی متر ضخامت طراحی شده و ۲ یا ۳ میلگرد BFRP به قطر ۶ میلی متر در ارتفاع میانی لایه تقویت کننده قرار داده شده است. شکل ۳-۲۱ جزئیات ابعاد هندسی و میلگردهای فولادی تیرهای آزمایش شده را نشان می‌دهد.



شکل ۳-۲۱ ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری نمونه‌های تیر در آزمایش هو [۸۲]

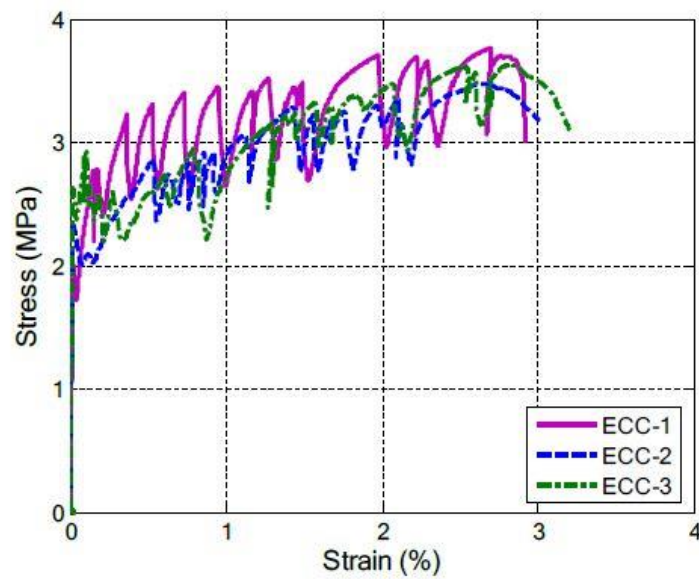
جدول ۳-۵ خواص مکانیکی مواد مورد استفاده در مطالعه حاضر را خلاصه می‌کند.

جدول ۳-۵ خواص مکانیکی آزمایش هو [۸۲]

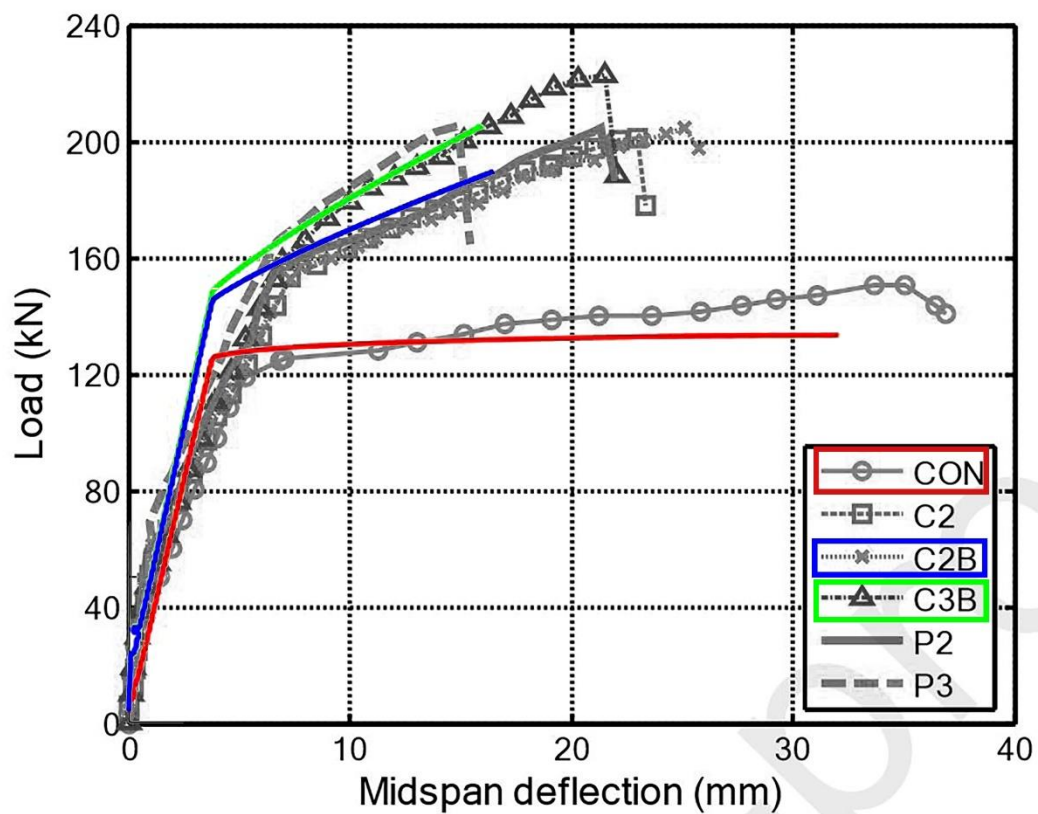
مصلح	مقاومت تسلیم (MPa)	مقاومت کششی (MPa)	بیشینه کرنش کششی (%)	مدول الاستیسیته (GPa)	مقاومت فشاری (MPa)
میلگرد فولادی کششی	۴۶۶	۶۰۸	۱۹	۲۰۰	اعلام نشده
میلگرد فولادی فشاری	۵۸۳	۶۸۹	۲۰	۲۰۰	اعلام نشده
میلگرد BFRP	اعلام نشده	۹۲۴	۱.۴	۶۶	اعلام نشده
ECC	اعلام نشده	۳.۷	۳	۱۹.۴	۴۱.۳
بتن	اعلام نشده	اعلام نشده	اعلام نشده	اعلام نشده	۵۱.۳

همانطور که توسط انجمن مهندسی عمران ژاپن^۱ برای آزمایش استاندارد کامپوزیت‌های پایه سیمان توصیه شده است، خواص کششی ECC توسط سه نمونه استخوان سگی اندازه گیری شد. شکل ۳-۲۳ منحنی تنش-کرنش کششی ECC پس از گیرش در محیط آزمایشگاه را نشان می‌دهد. در نهایت شکل ۳-۲۴ مقایسه رفتار تیرهای آزمایش شده را با رفتار پیش‌بینی شده برنامه مقایسه می‌کند. مود گسیختگی در نمونه‌های آزمایش شده و برنامه نوشته شده، هر دو پاره شدن میلگردهای BFRP بوده است.

¹ JSCE (Japan Society of Civil Engineering)



شکل ۳-۲۳ نمودار تنش-کرنش کششی ECC [۸۲]



شکل ۳-۲۴ مقایسه نموداری نمونه آزمایشگاهی [۸۲] و برنامه

جدول ۳-۶ مقایسه نتایج آزمون و پیش‌بینی شده برنامه را به طور خلاصه نشان می‌دهد.

جدول ۳-۶ مقایسه نتایج آزمایشگاهی [۸۲] و برنامه

نام نمونه	حداکثر بار وارد بر تیر (KN)				مقدار افزایش بار تیر مقاوم شده (%)
	نتیجه آزمایشگاه	خروجی برنامه	% اختلاف	نتیجه آزمایشگاه	خروجی برنامه
CON	۱۴۹	۱۳۳.۱۸	۱۰.۶	-	-
C۲B	۲۰۴.۳	۱۸۸.۳۵	۷.۸	۳۷.۱۱	۴۱.۴۲
C۳B	۲۲۲	۲۰۳.۷۸	۸.۲	۴۹	۵۳.۰۱

۳-۷ جمع بندی

برنامه نوشته شده دارای قابلیت اضافه شدن هر نوع مصالح دیگر به مقطع تیر (میلگردهای فشاری، FRP به صورت میلگرد یا ورق، لایه HPFRCC و...)، می‌باشد؛ مادامی که نمودار تنش-کرنش آن مصالح در اختیار قرار گرفته باشد. این برنامه همانطور که گفته شد، فقط بر اساس فرضیات ذکر شده و برقراری تعادل بین نیروها عمل می‌کند.

با مقایسه همزمان نتایج سه مرحله صحت‌سنجی می‌توان به این نتیجه رسید که برنامه نوشته شده برای هدف این پژوهش قابل اتکا می‌باشد.

فصل ۴ تجزیہ و تحلیل نتائج

۱-۴ مقدمه

در فصل‌های گذشته به بیان مهم‌ترین کامپوزیت‌های بتنی و کاربردهای آن‌ها پرداختیم. هم‌چنین به پژوهش‌هایی در مورد تقویت تیرهای بتن‌آرمه با روش‌های مختلف نگاهی شد. همان‌طور که پیشتر گفته شد، برای رسیدن به هدف این پایان‌نامه باید تیرهای مختلف را تحت پیش‌بارهای مختلف تحت آزمایش قرار داد. از آنجایی که انجام مقاوم‌سازی تیر هنگام وجود بار در شرایط آزمایشگاهی دشوار است، از برنامه صحت‌سنجی شده در فصل گذشته استفاده می‌شود. ابتدا برای شروع کار یک تیر را به عنوان تیر کنترل مدلسازی کرده و در مراحل مختلف بارگذاری به بررسی پارامترهای موثر در رفتار خمشی تیر پرداخته می‌شود. پارامترهای مورد مطالعه در این فصل نوع کامپوزیت مقاوم کننده، ضخامت لایه کامپوزیت و زمان اتصال لایه (سطح پیش‌بار) در نظر گرفته شده است. در انتها نیز به بررسی تاثیر میزان فولاد کششی بر کرنش اولیه حین مقاوم‌سازی تیر پرداخته می‌شود.

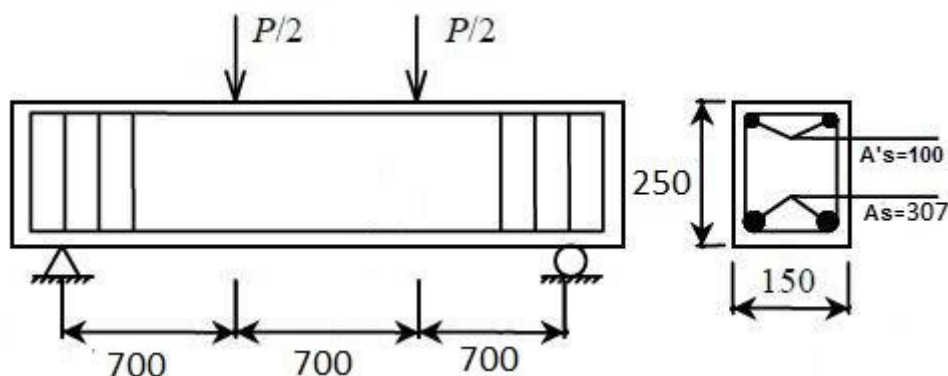
۲-۴ مدلسازی تیر شاهد

ابتدا برای شروع کار یک تیر را به عنوان تیر شاهد (شاهد) مدلسازی کرده و در مراحل مختلف تحت برنامه خمش چهار نقطه‌ای به بررسی پارامترهای موثر در رفتار خمشی تیر پرداخته می‌شود. جدول ۱-۴ جزئیات ابعاد تیر شاهد را نشان می‌دهد.

جدول ۱-۴ جزئیات ابعاد تیر شاهد

عمق موثر آرماتور کششی (میلی‌متر)	عمق موثر آرماتور فشاری (میلی‌متر)	مساحت میلگرد کششی (میلی‌متر مربع)	مساحت میلگرد فشاری (میلی‌متر مربع)
۲۲۰	۳۰	۳۰۷	۱۰۰
تیر شاهد			

در این مدل، تیر مستطیلی بتنی به ابعاد $150 \times 250 \times 2100$ میلی‌متر همراه با میلگردهای کششی (۲φ۱۴) و فشاری (۲φ۸) مدلسازی شده است. شکل ۱-۴ ابعاد و نحوه بارگذاری تیر شاهد را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۱ ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری و نحوه بارگذاری تیر شاهد (واحدها به میلی‌متر)

۴-۳ خصوصیات مصالح

۴-۳-۱ تیر شاهد^۱

مشخصات مصالح برای میلگردها و بتن در جدول ۴-۲ نشان داده شده است.

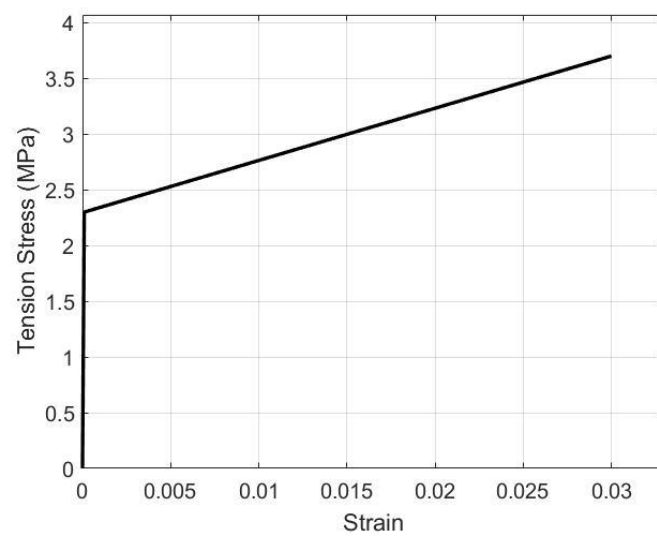
جدول ۴-۲ مشخصات مصالح در تیر شاهد

کرنش فشاری نهایی بتن	مقاومت فشاری بتن (مگاپاسکال)	تنش تسلیم میلگردها (مگاپاسکال)	مدول الاستیسیته میلگردها (گیگاپاسکال)
۰.۰۰۳۵	۳۰	۴۲۰	۲۰۰

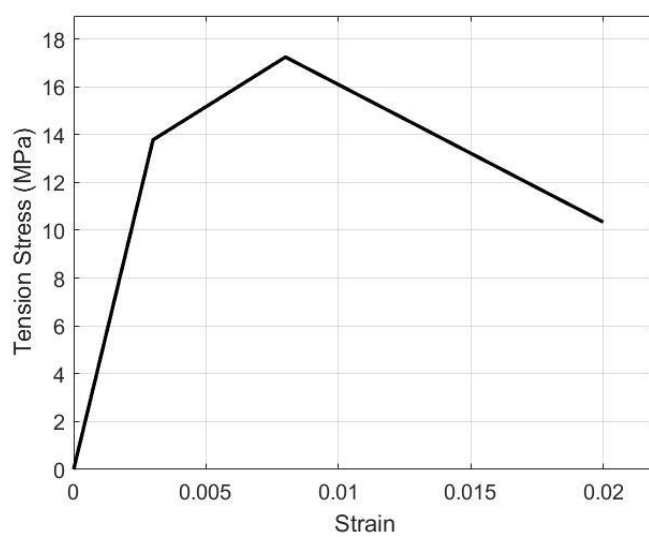
۴-۳-۲ لایه کامپوزیت مقاوم کننده تیر

همان‌گونه که در فصل دو شرح داده شد، کامپوزیت‌های الیافی بتنی در کشش به طور کلی دارای دو نوع رفتار سخت‌شدگی کرنشی و نرم‌شدگی کرنشی هستند. در این فصل از خصوصیات کامپوزیت [۸۲] ECC و [۸۸] SIFCON برای حالت سخت‌شدگی کرنشی و نوعی [۸۹] ASFRC و [۷۸] CARDIFRC برای حالت نرم‌شدگی کرنشی استفاده شده است. شکل ۴-۲ تا شکل ۴-۵ رفتار این کامپوزیت‌ها را در کشش نشان می‌دهند.

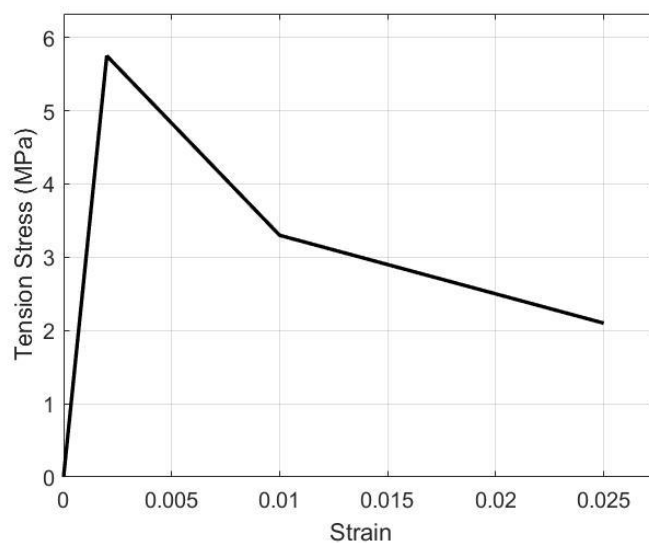
^۱ Control Beam



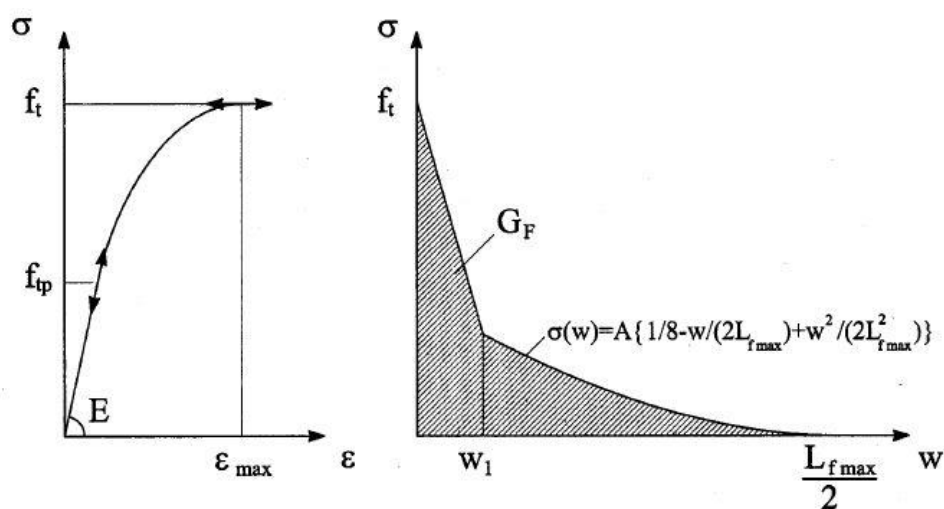
شکل ۲-۴ نمودار دو خطی تنش کششی-کرنش ECC [۸۲]



شکل ۳-۴ نمودار تنش کششی-کرنش SIFCON [۸۸]



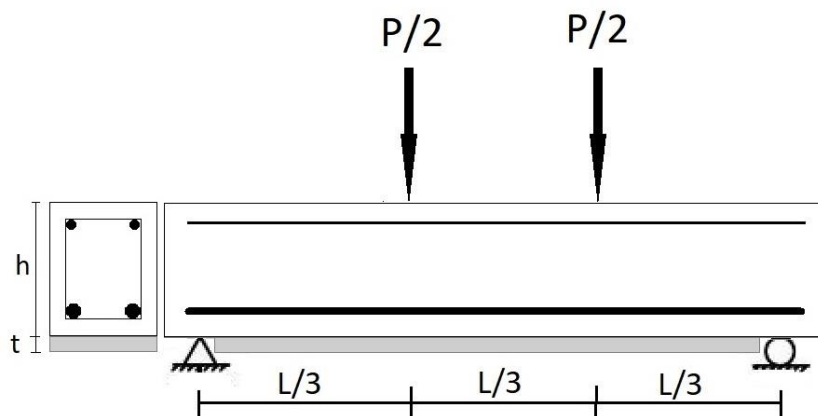
شکل ۴-۴ نمودار تنش کششی-کرنش ASFRC [۸۹]



شکل ۴-۵ رفتار کششی CARDIFRC [۷۸]

۴-۴ ضخامت لایه مقاوم کننده

برای بررسی تاثیر ضخامت در این پژوهش، از هر کدام از کامپوزیت‌ها ضخامت‌های ۲۰ و ۳۵ میلی‌متر که به ترتیب معادل ۸ و ۱۴ درصد ارتفاع مقطع هستند، به انتهای ناحیه کششی مقطع تیر اضافه می‌شود (شکل ۴-۶).



شکل ۴-۶ مقطع تیر پس از اتصال کامپوزیت

۴-۵ نحوه اعمال بار

در این برنامه تیرها به صورت خمش چهار نقطه‌ای مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. همچنین پس از مدل‌سازی تیر شاهد و بدست آوردن مقدار بار بیشینه قابل تحمل، از ۱۰ تا ۸۰ درصد بار حداکثر، به عنوان پیش‌بار در هنگام اتصال لایه‌های کامپوزیت در برنامه معرفی شده است.

۴-۶ بررسی پارامترهای موثر در رفتار خمشی تیر

در این بخش به عوامل مورد مطالعه ذکر شده در ابتدا فصل پرداخته می‌شود. نامگذاری تیرها در جدول‌های مربوط به این فصل از سه قسمت تشکیل شده است. قسمت اول بیانگر ضخامت لایه کامپوزیت، قسمت دوم نوع کامپوزیت و در نهایت قسمت سوم مقدار پیش‌بار در زمان اعمال لایه کامپوزیت به تیر شاهد است. به عنوان مثال ECC۶۰۳۵ یعنی در زمانی که تیر شاهد تحت بارگذاری به میزان ۶۰ درصد بار نهایی خود است، یک لایه ECC به ضخامت ۳۵ میلی‌متر به آن متصل شده است.

پس از اتصال کامپوزیت‌ها، بار وارد شده بر تیر مقاوم‌سازی شده تا زمان شکست تیر افزایش پیدا می‌کند. در هر بخش نمودارهای مربوط به تغییرات حداکثر بار وارده و تغییرات شکل‌پذیری نسبت به تیر شاهد، همین‌طور نمودارهای بار-تغییر مکان هر تیر به صورت تفکیک‌شده نشان داده شده است.

۴-۶-۱ نتایج تحلیل تیر شاهد

ابتدا به نتایج تیر شاهد پرداخته می‌شود. پس از مدل‌سازی تیر شاهد در برنامه حداکثر بار قابل تحمل تیر برابر ۷۵.۳۴ کیلونیوتن بدست آمد. سایر نتایج این تیر در جدول ۴-۳ نمایش داده می‌شود.

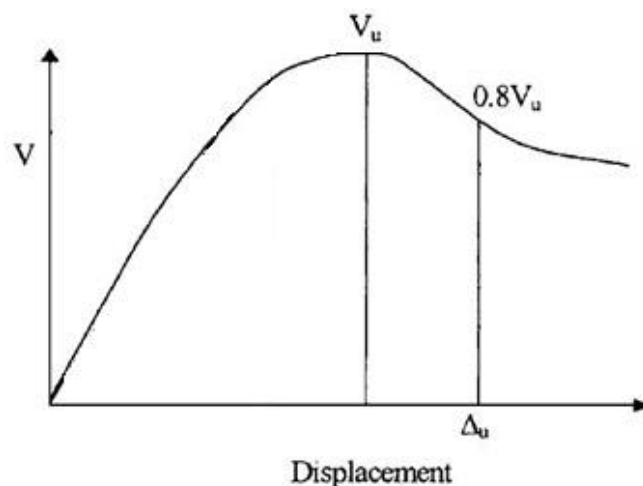
جدول ۴-۳ نتایج تحلیل تیر شاهد

شکل پذیری	بار بیشینه (KN)	Δ_u (mm)	Δ_y (mm)	لنگر بیشینه (KN.m)	تیر شاهد
۵.۰۵	۷۵.۳۴	۳۳.۶۵	۶.۶	۲۶.۳۷	

در اینجا منظور از Δ ، تغییر مکان نسبی وسط تیر است. Δ_y این تغییر مکان در لحظه تسلیم آرماتورهای کششی و Δ_u در لحظه گسیختگی نهایی مقطع است. میزان شکل‌پذیری یک مقطع خمشی را با ضریب شکل‌پذیری انحنای^۱ طبق مطالعات وو^۲ [۹۰] به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\eta_{\Phi} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (۴-۱)$$

در این رابطه Δ_u مطابق شکل ۴-۷ بدست می‌آید.



شکل ۴-۷ تعریف شکل‌پذیری پژوهش وو [۹۰]

¹ Curvature Ductility Factor

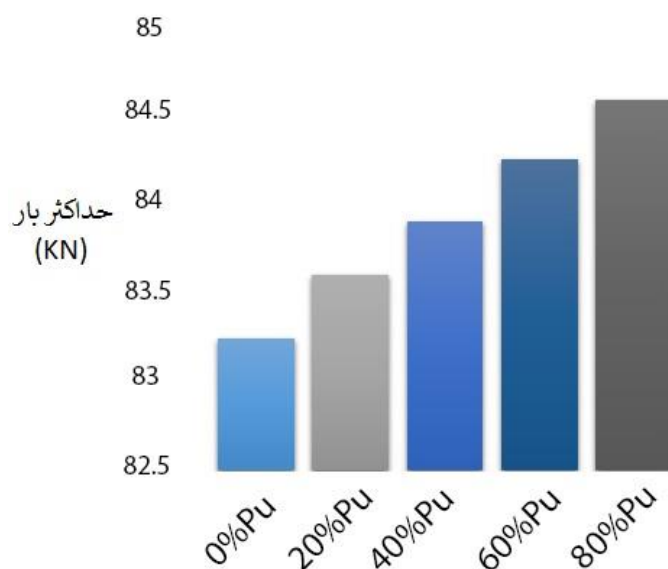
² Y.F.Wu

۴-۶-۲ اثر کامپوزیت ASFRC در تیر مقاوم سازی شده

در این بخش به تاثیر کامپوزیت ASFRC به عنوان لایه مقاوم کننده تیر شاهد پرداخته می شود. همانطور که در شکل ۴-۴ مشاهده می شود این کامپوزیت دارای رفتار نرم شدگی کرنشی می باشد. مود شکست در این نوع تیرها، رسیدن بتن فشاری به حداکثر کرنش قابل تحمل (خرد شدن بتن فشاری)، می باشد.

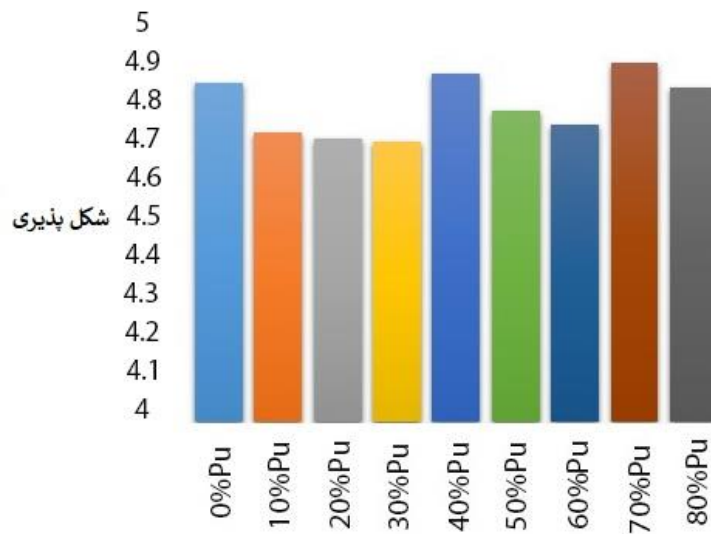
۴-۶-۲-۱ ضخامت ۲۰ میلی متر

همانطور که در شکل ۴-۸ مشاهده می شود، زمان اتصال کامپوزیت تاثیر ناچیزی بر بیشینه بار قابل تحمل تیر دارد. از دلایل این اتفاق می توان به مقدار کرنش متناظر با پیک تنش کششی در این کامپوزیت اشاره کرد. با این حال کامپوزیت ASFRC حداقل باعث افزایش ۱۰.۷ درصدی بیشینه بار نسبت به تیر شاهد می شود.



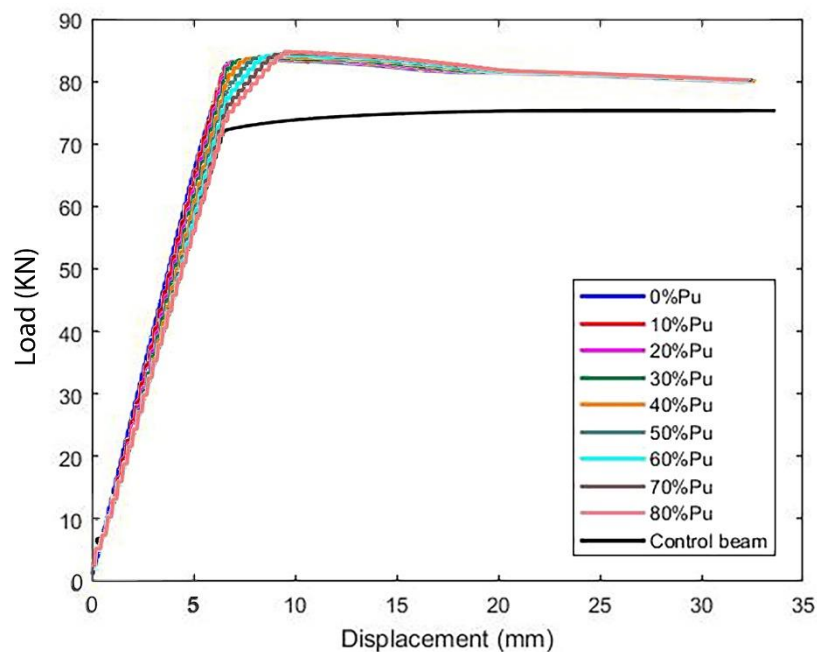
شکل ۴-۸ مقایسه بار بیشینه تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه ASFRC تحت پیش بارهای مختلف

شکل ۴-۹ تاثیر زمان اتصال کامپوزیت بر شکل پذیری تیر را نشان می دهد. با مقایسه این نمودار به این نتیجه رسید که این کامپوزیت شکل پذیری تیر شاهد را حداکثر ۷.۷۸ درصد کاهش می دهد.



شکل ۴-۹ مقایسه شکل پذیری تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه ASFRC تحت پیش بارهای مختلف

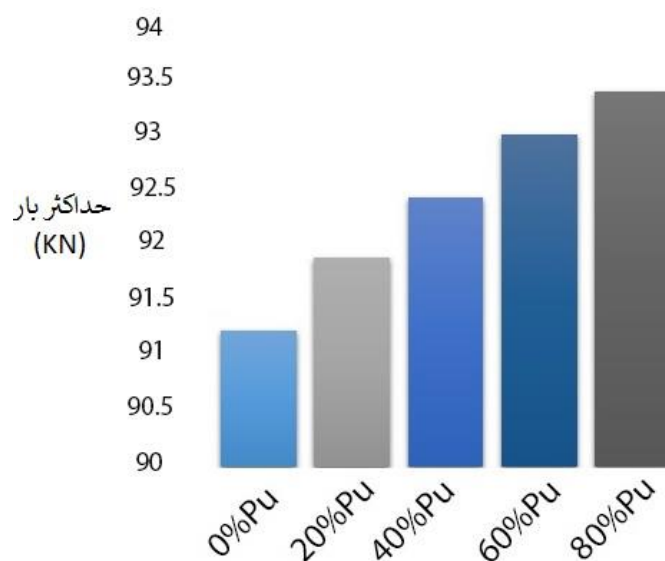
در ادامه نمودار بار-تغییر مکان وسط تیر مقاوم سازی شده در هر مرحله از پیش بار با مقایسه با تیر شاهد مشاهده می شود. با توجه به مطالب ذکر شده، همانطور که شکل ۴-۱۰ نشان می دهد، عمده تفاوت رفتار تیر مقاوم شده، قبل از لحظه جاری شدن میلگردهای کششی می باشد.



شکل ۴-۱۰ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد و تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه ASFRC

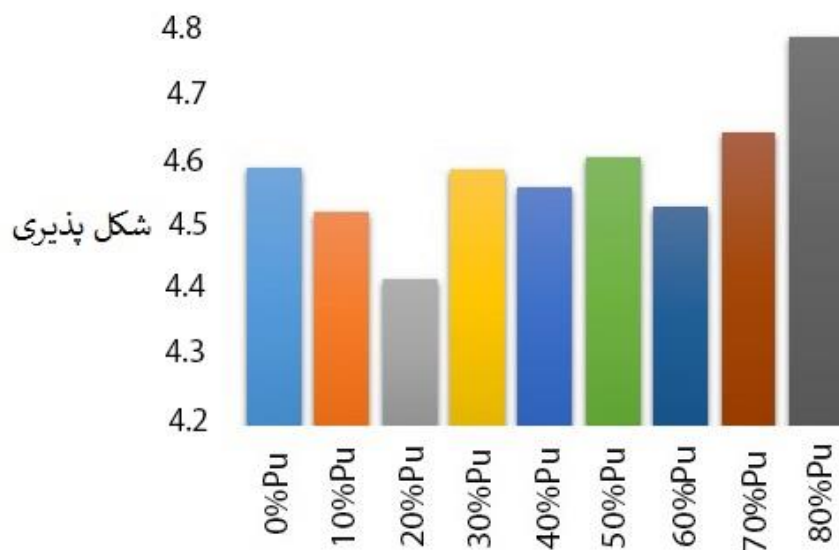
۴-۶-۲ ضخامت ۳۵ میلی‌متر

همانند ضخامت ۲۰ میلی‌متری در این ضخامت نیز میزان افزایش حداکثر بار قابل تحمل در پیش‌بارهای مختلف حداکثر ۲ درصد می‌باشد. همانطور که در شکل ۴-۱۱ مشاهده می‌شود، حداقل ۲۱ درصد افزایش بار نسبت به تیر شاهد مشاهده می‌شود.



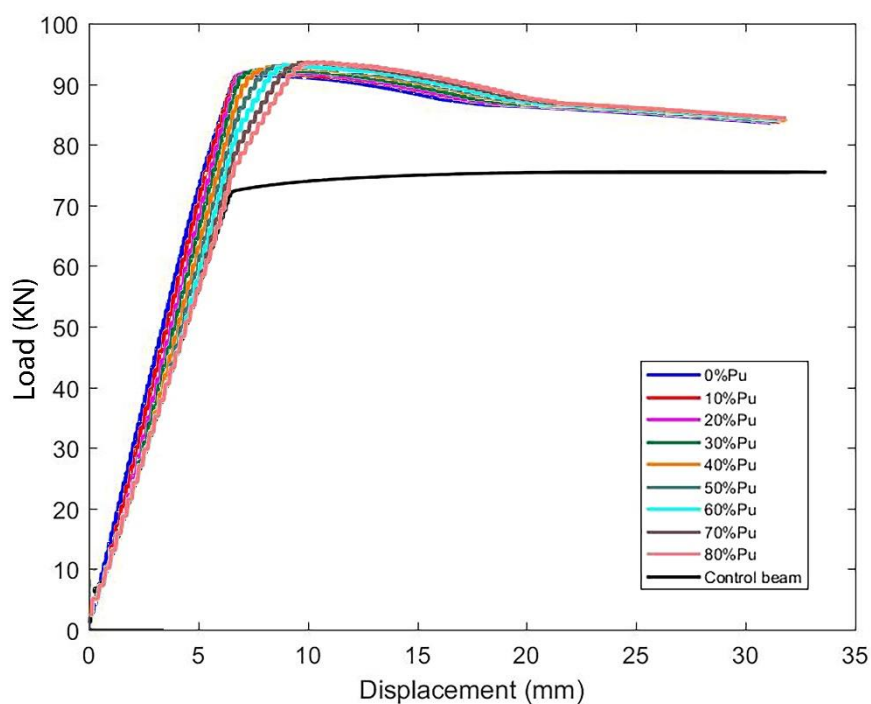
شکل ۴-۱۱ مقایسه بار بیشینه تیر مقاوم شده با ۳۵ میلی‌متر لایه ASFRC تحت پیش‌بارهای مختلف

شکل ۴-۱۲ نشان می‌دهد که هر چه میزان پیش‌بار بیشتر باشد تیر شکل‌پذیرتر عمل می‌کند. شکل‌پذیری تیر شاهد بعد از مقاوم‌سازی حداکثر حدود ۱۳ درصد کاهش می‌یابد. هر چند کرنش اولیه مقطع در این کامپوزیت روی شکل‌پذیری تیر تاثیر می‌گذارد (صرف نظر از میزان آرماتورهای استفاده شده در تیر شاهد) اما این تاثیرگذاری آنقدر عملکرد مقطع را تحت تاثیر قرار نداده و تیر از لحاظ شکل‌پذیری در محدوده مجاز قرار دارد.



شکل ۴-۱۲ مقایسه شکل پذیری تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه ASFRC تحت پیش بارهای مختلف

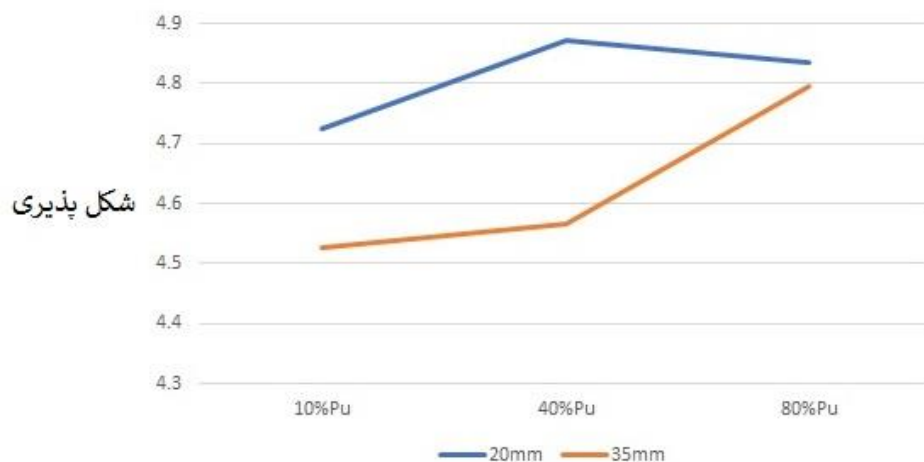
نمودار بار-تغییر مکان وسط تیر در شکل ذیل نشان داده شده است.



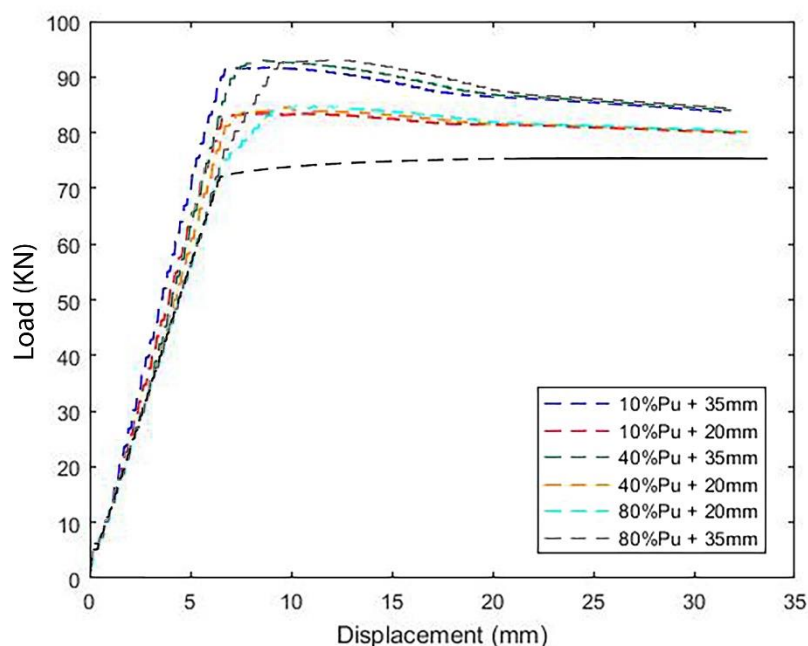
شکل ۴-۱۳ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد و تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه ASFRC

۴-۲-۳ مقایسه دو ضخامت ۲۰ و ۳۵ میلی متر

اکنون برای مقایسه تاثیر ضخامت این کامپوزیت، سه سطح از پیش بار یعنی ۱۰ درصد، ۴۰ درصد و ۸۰ درصد بار نهایی در یک تصویر به نمایش گذاشته شده است.



شکل ۴-۱۴ مقایسه تاثیر ضخامت بر شکل پذیری تیرهای مقاوم شده با ASFRC



شکل ۴-۱۵ مقایسه تاثیر ضخامت بر نمودار بار-تغییر مکان تیرهای مقاوم شده با ASFRC

همانطور که در شکل ۴-۱۴ مشاهده می‌شود، شکل پذیری تیر با افزایش ضخامت لایه کامپوزیت کاهش می‌یابد. در این نوع کامپوزیت تغییرات شکل پذیری لایه ضخیم‌تر بیشتر است. با مقایسه نمودار بار-تغییر مکان شکل ۴-۱۵، می‌توان به این نتیجه رسید که کاهش شکل پذیری ناشی از افزایش ضخامت، در مقایسه با میزان افزایش بار حداکثری قابل چشم‌پوشی است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، با توجه به این موضوع که کامپوزیت رفتار نرم‌شدگی کرنشی دارد، بعد از رسیدن به پیک بار، نمودار روند نزولی به خود می‌گیرد. از طرفی دیگر

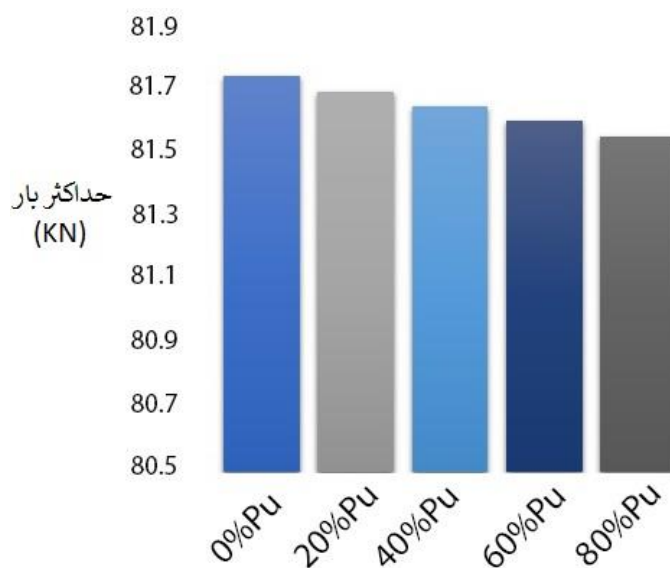
چون کرنش در لحظه پیک این کامپوزیت برابر ۰.۰۰۲ است، قبل از تسلیم آرماتورهای کششی، مقطع به بار بیشینه نمی‌رسد.

۴-۶-۳ اثر کامپوزیت ECC در تیر مقاوم سازی شده

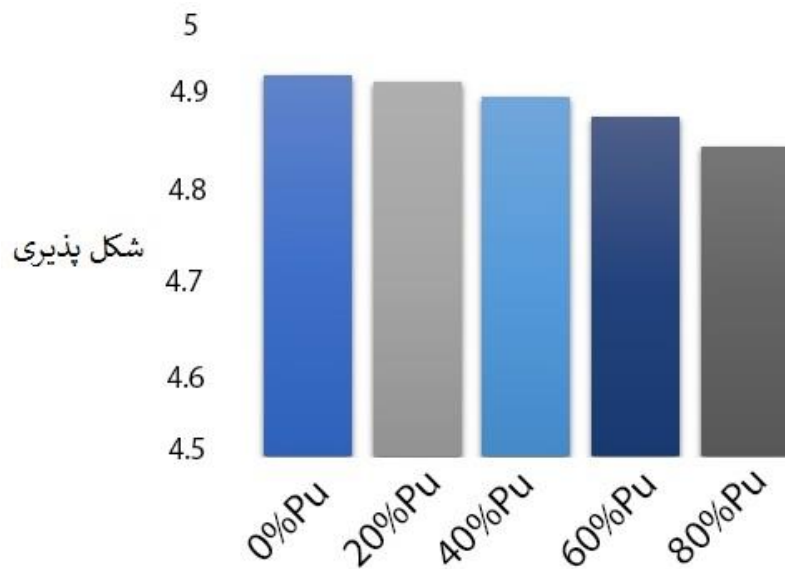
بر خلاف کامپوزیت ASFRC، کامپوزی‌های سیمانی مهندسی شده دارای رفتار سخت‌شدگی کرنشی هستند. نمودار دوخطی تنش کششی-کرنش این کامپوزیت در شکل ۴-۲ نشان داده شده است. مود شکست در این نوع تیرها، رسیدن بتن فشاری به حداکثر کرنش قابل تحمل (خرد شدن بتن فشاری)، می‌باشد.

۴-۶-۳-۱ ضخامت ۲۰ میلی‌متر

همان‌گونه که در شکل‌های زیر مشاهده می‌شود، از آنجایی که این کامپوزیت ظرفیت کرنشی کششی بسیار بالایی دارد، میزان پیش‌بار تاثیر خاصی بر روی شکل‌پذیری و بیشینه بار قابل تحمل تیرها ندارد. با اتصال کامپوزیت، میزان حداکثر بار چیزی حدود ۸.۵ درصد به نسبت تیر شاهد افزایش یافت. شکل‌پذیری تیر مقاوم‌شده نیز حداکثر ۷.۷۸ درصد کاهش یافت.

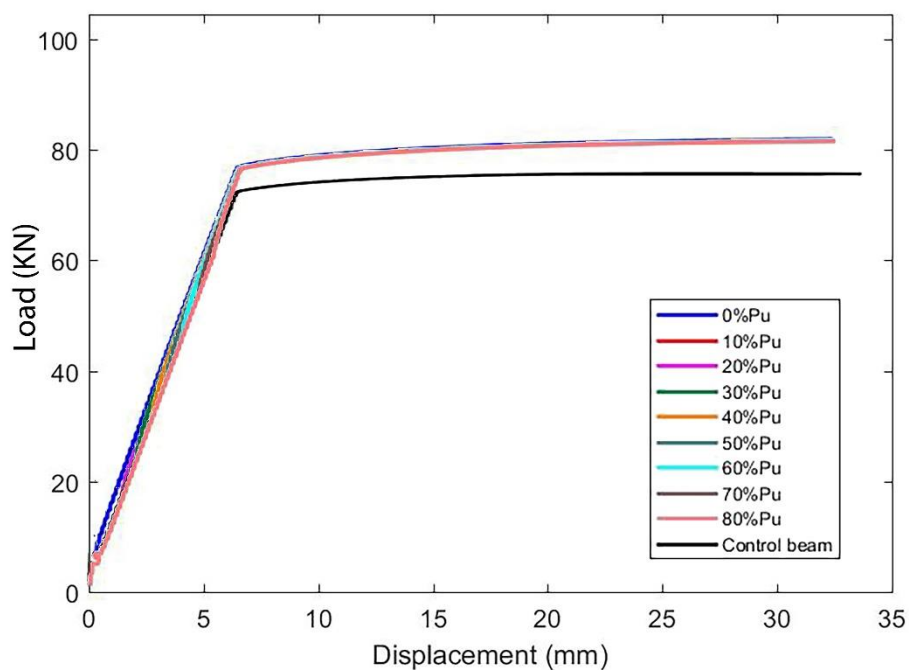


شکل ۴-۱۶ مقایسه بار بیشینه تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه ECC تحت بارهای مختلف



شکل ۴-۱۷ مقایسه شکل پذیری تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه ECC تحت پیش بارهای مختلف

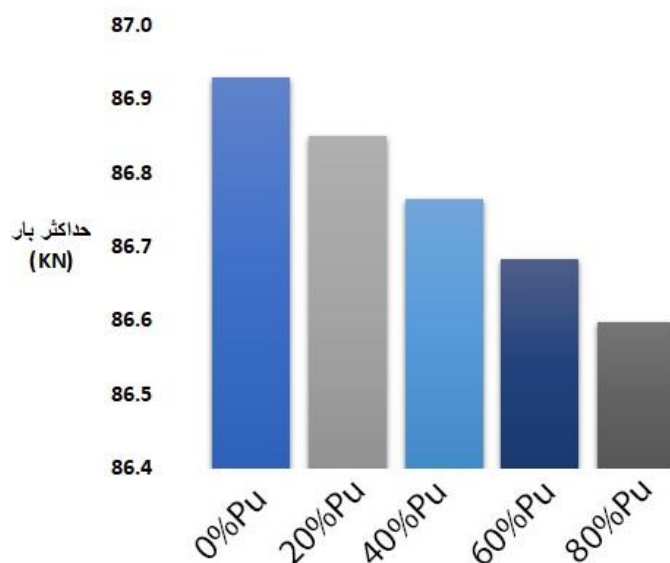
نمودار بار-تغییر مکان شکل ۴-۱۸ هم این مسئله را به خوبی نشان می‌دهد. با رجوع به نمودار رفتاری ECC و توجه به مقاومت کششی پایین آن، می‌توان این نمودار را توجیه کرد.



شکل ۴-۱۸ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد و تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه ECC

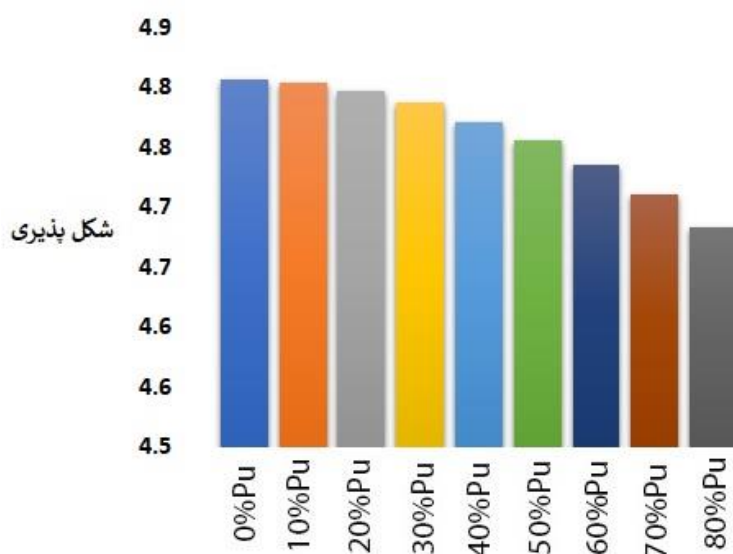
۲-۳-۶-۴ ضخامت ۳۵ میلی‌متر

همانطور که گفته شد، به دلیل ظرفیت کرنشی کششی بالا ECC، افزایش ضخامت در لایه کامپوزیت نیز تغییر خاصی در روند افزایش حداکثر بار و تغییر شکل تیر ایجاد نکرد. با اتصال کامپوزیت به تیر شاهد، حداکثر بار قابل تحمل تیر، حداقل با افزایش ۱۵.۳ درصدی روبرو شد.



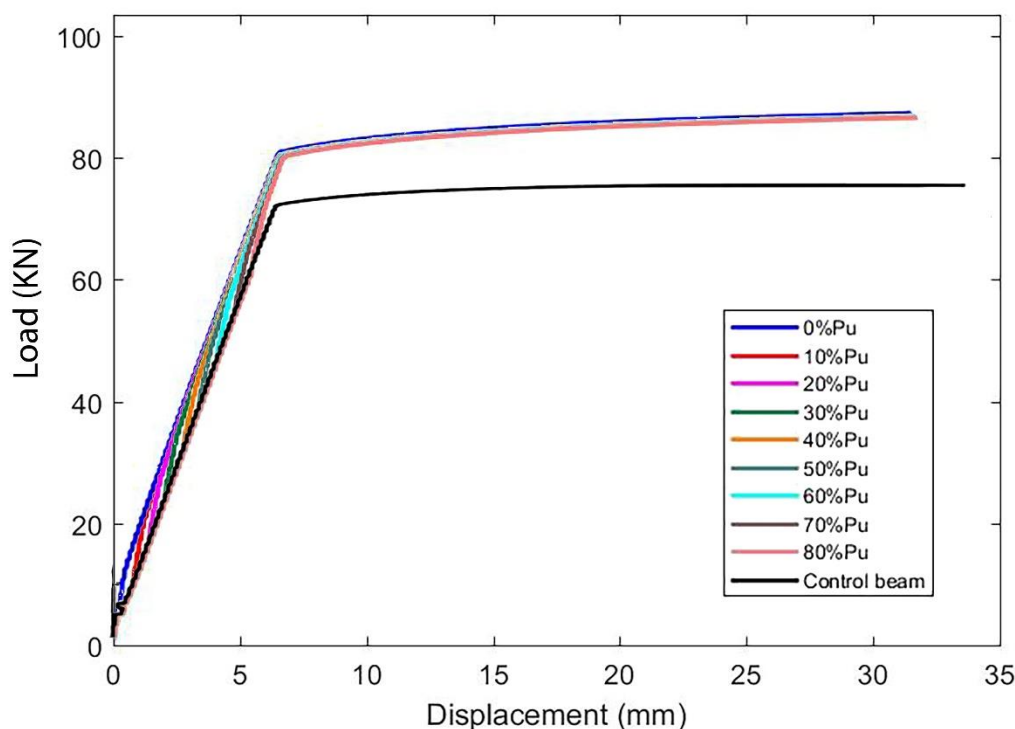
شکل ۴-۱۹ مقایسه بار بیشینه تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه ECC تحت پیش بارهای مختلف

همینطور مشکل خاصی در مورد شکل پذیری تیر مقاوم شده مشاهده نشده است.



شکل ۴-۲۰ مقایسه شکل پذیری تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه ECC تحت پیش بارهای مختلف

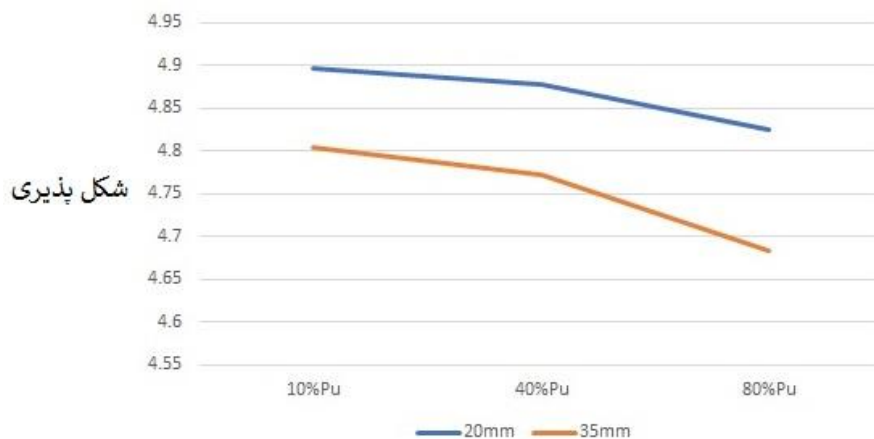
با مشاهده نمودار بار-تغییرمکان این دسته از تیرها نیز می‌توان به تاثیر ناچیز میزان پیش‌بار در این نوع کامپوزیت پی برد. در این کامپوزیت بر خلاف کامپوزیت قبلی مطالعه شده، نمودار بار-تغییر مکان همواره به صورت صعودی می‌باشد. دلیل این موضوع نیز می‌توان به تفاوت رفتاری بین دو کامپوزیت ECC و ASFRC اشاره کرد.



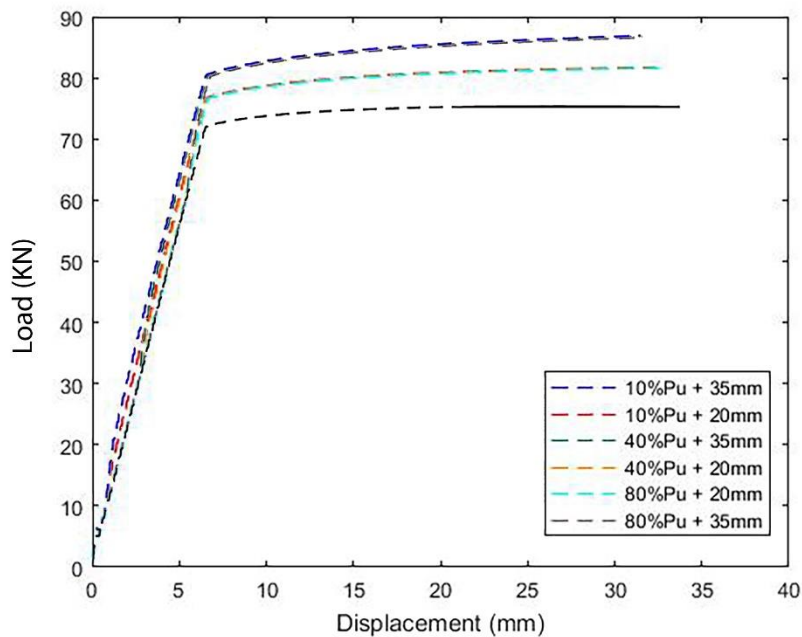
شکل ۴-۲۱ نمودار بار-تغییرمکان تیر شاهد و تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه ECC

۴-۳-۳ مقایسه دو ضخامت ۲۰ و ۳۵ میلی‌متر

اکنون برای مقایسه تاثیر ضخامت این کامپوزیت، سه سطح از پیش‌بار یعنی ۱۰ درصد، ۴۰ درصد و ۸۰ درصد بارنهایی در یک تصویر به نمایش گذاشته شده است.



شکل ۴-۲۲ مقایسه تاثیر ضخامت بر شکل پذیری تیرهای مقاوم شده با ECC



شکل ۴-۲۳ مقایسه تاثیر ضخامت بر نمودار بار-تغییر مکان تیرهای مقاوم شده با ECC

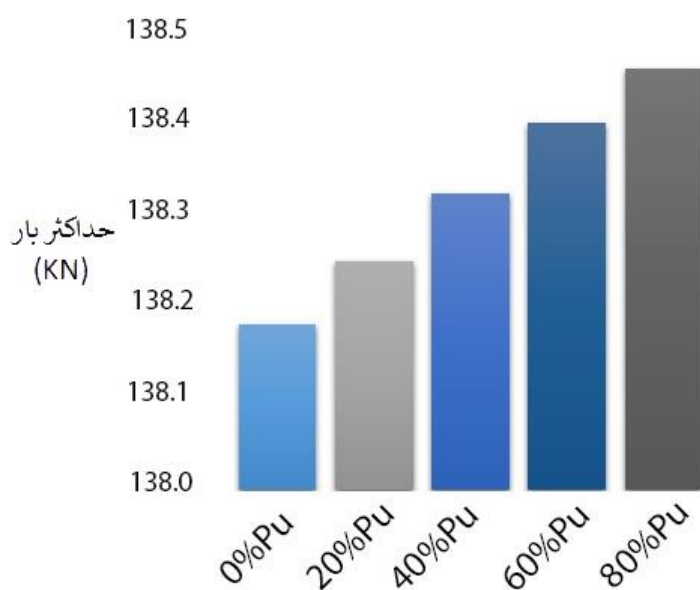
همانطور که گفته شد، از آنجایی که ECC ظرفیت کرنشی کششی بسیار مطلوبی دارد، سطح پیش بار هیچگونه تاثیری بر مقطع مقاوم شده ندارد. به همین خاطر با افزایش ضخامت در هر سه سطح پیش بار، بار نهایی قابل تحمل به یک میزان ۶ درصدی افزایش می یابد. این موضوع برای شکل پذیری نیز صادق است. باید دوباره ذکر شود که با توجه به مقاومت کششی پایین ECC، ظرفیت باربری تیر تغییر قابل توجهی نمی کند.

۴-۶-۴ اثر کامپوزیت SIFCON در تیر مقاوم سازی شده

بتن الیافی با دوغاب نفوذی نیز همانند کامپوزیت پیشین، دارای رفتار سخت‌شوندگی کششی است. تفاوت این کامپوزیت با ECC در مقاومت کششی آن است. همانطور که در شکل ۳-۴ مشاهده می‌شود، SIFCON تا تنشی حدود ۱۷ مگاپاسکال در کشش مقاومت می‌کند، اما کرنش کششی آن به نسبت ECC پایین‌تر است.

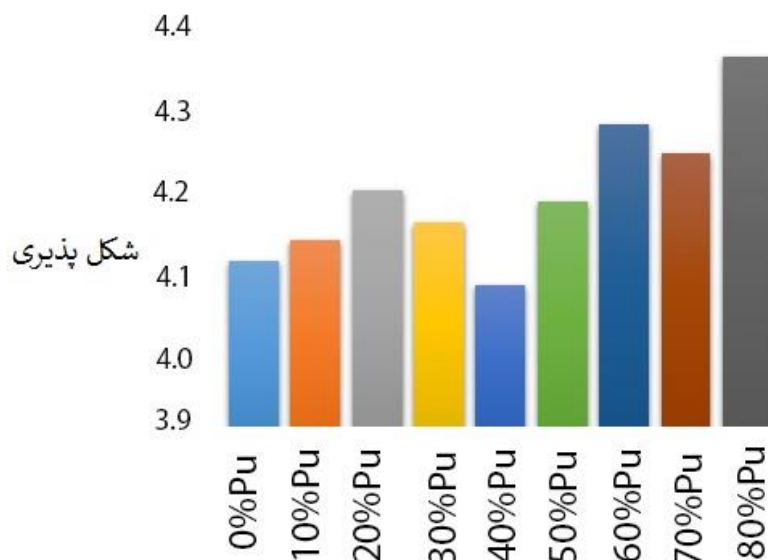
۴-۶-۴-۱ ضخامت ۲۰ میلی‌متر

شکل ۴-۲۴ با مشاهده شکل ۴-۲۴ می‌توان به این نتیجه رسید که با افزودن لایه کامپوزیت، بیشینه تحمل بار به میزان ۴۳ درصد افزایش می‌یابد. تاثیر پیش‌بار بر میزان حداکثر بار در این کامپوزیت بسیار ناچیز است. دلایل این مشاهدات را می‌توان به ترتیب مقاومت کششی بسیار بالا SIFCON و کرنش کششی متناظر با تنش بیشینه بر شمرد.



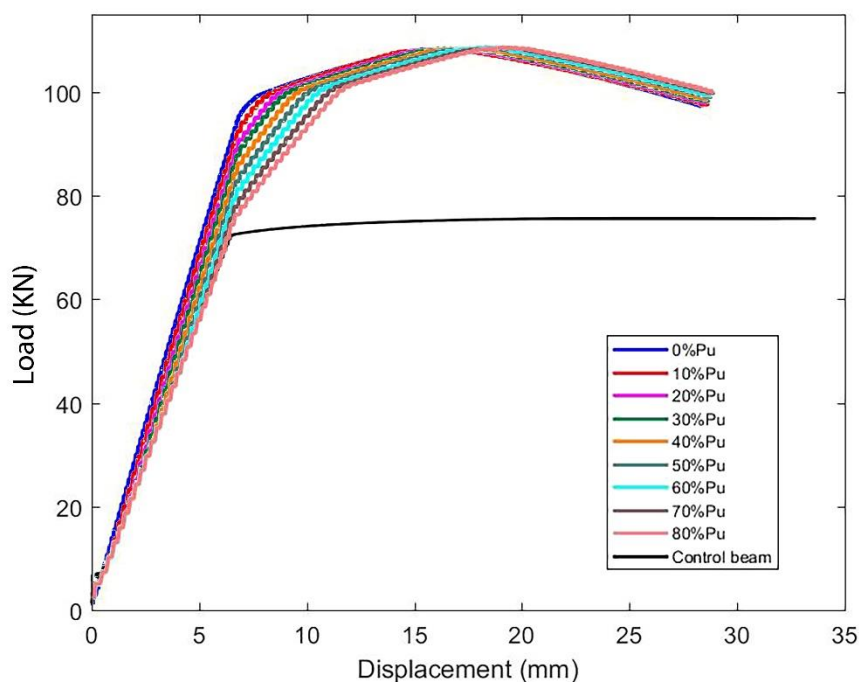
شکل ۴-۲۴ مقایسه بار بیشینه تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه SIFCON تحت پیش‌بارهای مختلف

شکل ۴-۲۵ نشان می‌دهد که مقاوم‌سازی تیر، شکل‌پذیری تیر را تا ۲۱ درصد کاهش می‌یابد.



شکل ۴-۲۵ مقایسه شکل پذیری تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه SIFCON تحت پیش بارهای مختلف

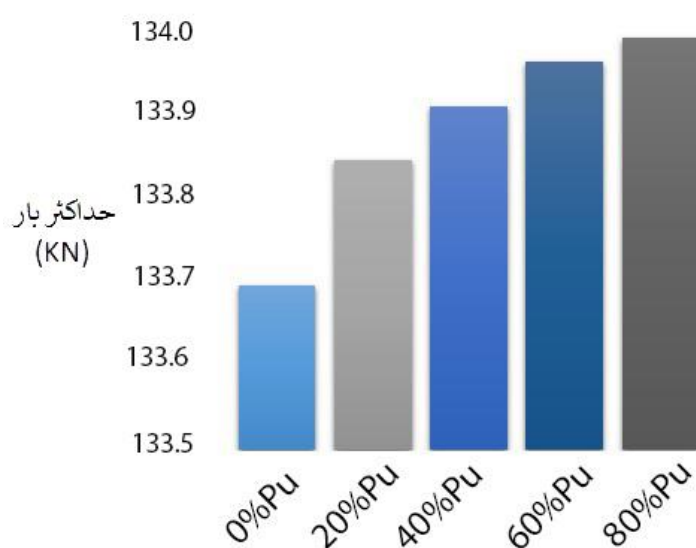
یکی از تفاوت‌های نمودار بار-تغییر مکان وسط تیر برای این کامپوزیت (شکل ۴-۲۶) در مقابل حالت‌های قبلی، تاثیر کرنش اولیه بر خیز وسط تیر در بارهای قبل از رسیدن به پیک می‌باشد. به عنوان مثال در سطح بارگذاری ۹۵ کیلونیوتن، تغییر مکان وسط تیر در هنگام ۱۰ و ۸۰ درصد بار نهایی به ترتیب ۷.۱۹ و ۱۰.۳۱ میلی‌متر می‌باشد.



شکل ۴-۲۶ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد و تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه SIFCON

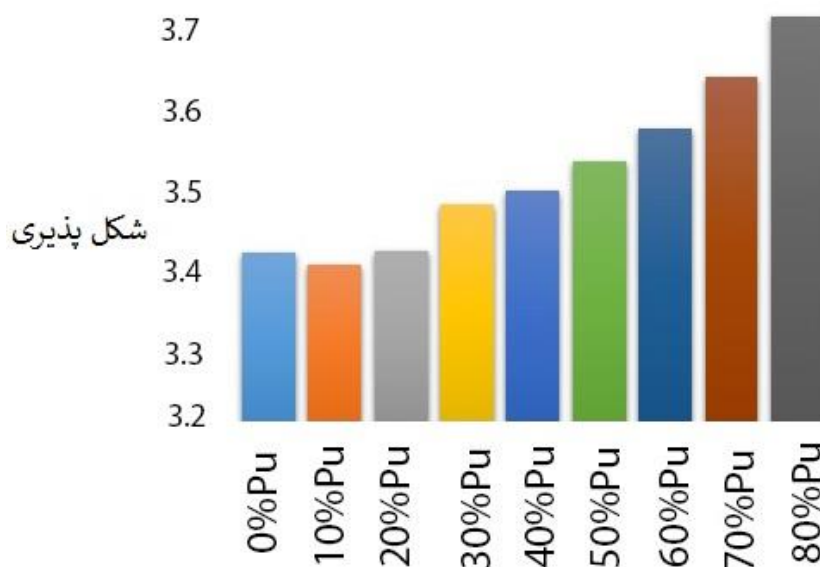
۲-۴-۶-۴ ضخامت ۳۵ میلی‌متر

همانند ضخامت ۲۰ میلی‌متری در این ضخامت نیز افزایش میزان حداکثر بار قابل تحمل نسبت به پیش‌بارهای مختلف زیر ۱ درصد می‌باشد. همانطور که در شکل ۴-۲۷ مشاهده می‌شود حدود ۷۷ درصد، افزایش بار در تیرهای مقاوم‌شده، دیده می‌شود.



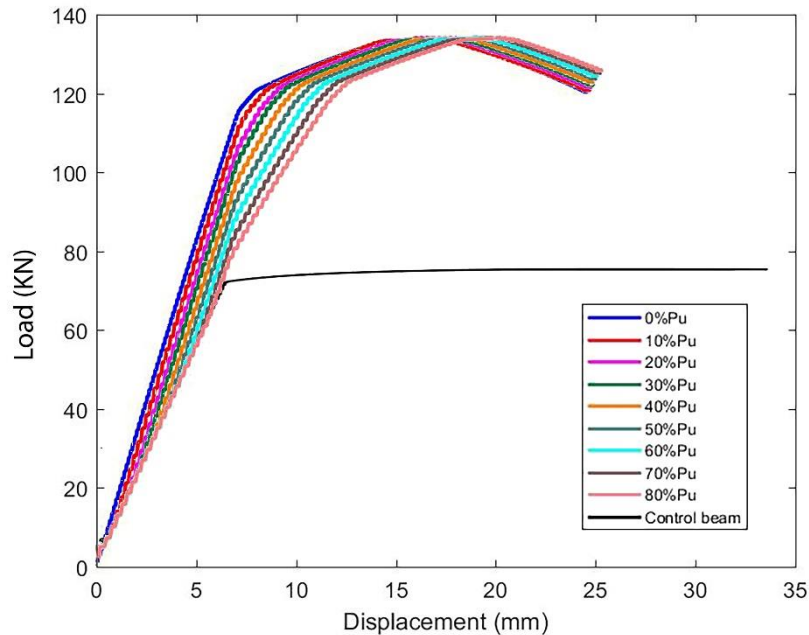
شکل ۴-۲۷ مقایسه بار بیشینه تیر مقاوم شده با ۳۵ میلی‌متر لایه SIFCON تحت پیش‌بارهای مختلف

با توجه به شکل ۴-۲۸، شکل‌پذیری تیرهای مقاوم‌شده به نسبت تیر شاهد حداکثر با کاهش ۳۳ درصدی روبرو هستند.



شکل ۴-۲۸ مقایسه شکل‌پذیری تیر مقاوم شده با ۳۵ میلی‌متر لایه SIFCON تحت پیش‌بارهای مختلف

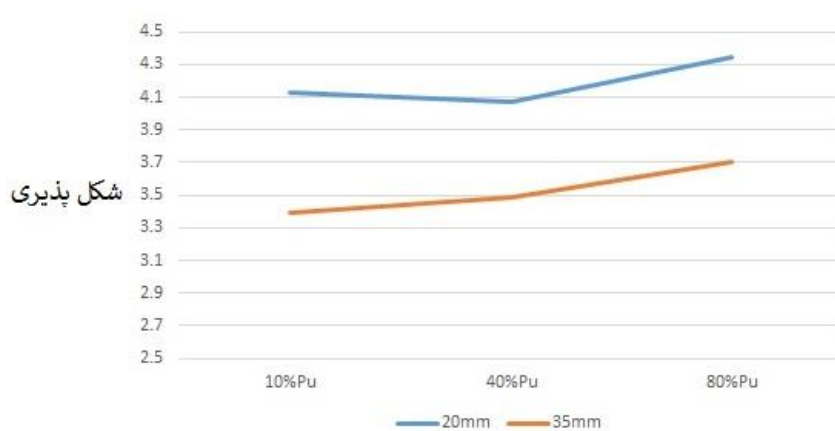
شکل ۴-۲۹ نمودار بار-تغییرمکان این دسته از تیرها را نشان می‌دهد.



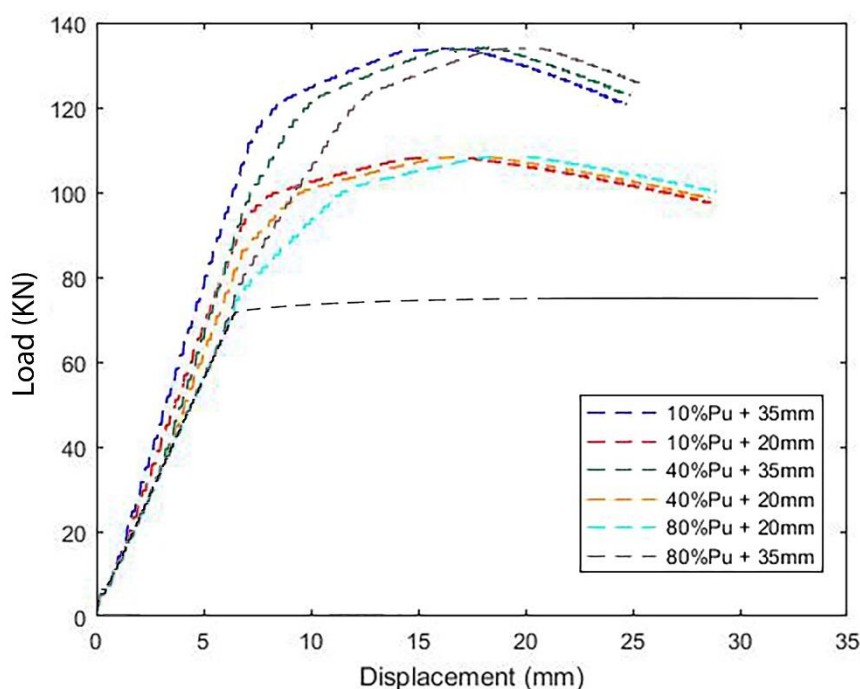
شکل ۴-۲۹ نمودار بار-تغییرمکان تیر شاهد و تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه SIFCON

۴-۶-۳ مقایسه دو ضخامت ۲۰ و ۳۵ میلی‌متر

اکنون برای مقایسه تاثیر ضخامت این کامپوزیت، سه سطح از پیش‌بار یعنی ۱۰ درصد، ۴۰ درصد و ۸۰ درصد بارنهایی در یک تصویر به نمایش گذاشته شده است. همانند کامپوزیت‌های قبل، با افزایش ضخامت شکل‌پذیری کاهش و میزان بار قابل تحمل افزایش می‌یابد.



شکل ۴-۳۰ مقایسه تاثیر ضخامت بر شکل‌پذیری تیرهای مقاوم شده با SIFCON



شکل ۴-۳۱ مقایسه تاثیر ضخامت بر نمودار بار-تغییر مکان تیرهای مقاوم شده با SIFCON

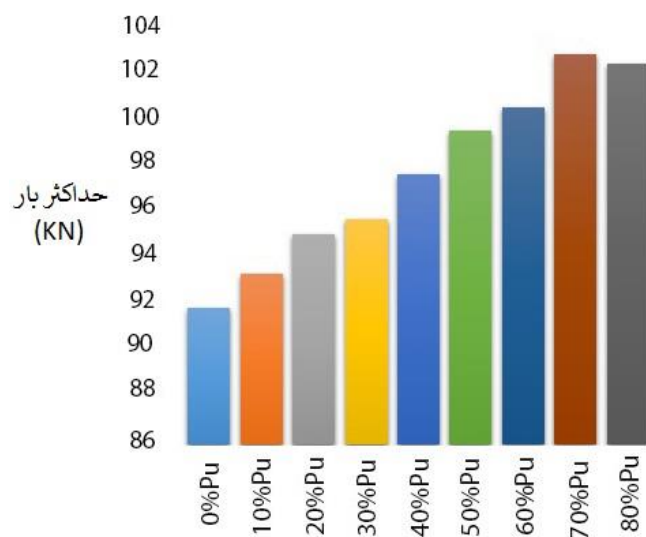
با توجه به شکل ۴-۳۱، همانند ECC در هر سطح پیش‌بار، افزایش ضخامت باعث افزایش ۲۳.۷ درصدی بیشینه بار قابل تحمل تیر می‌شود.

۴-۵-۶ اثر کامپوزیت CARDIFRC در تیر مقاوم سازی شده

همانطور که در شکل ۴-۵ مشاهده می‌شود، از مشخصات CARDIFRC می‌توان به مقاومت کششی و شکل-پذیری بالا اشاره کرد. این کامپوزیت دارای رفتار نرم‌شدگی کرنشی می‌باشد.

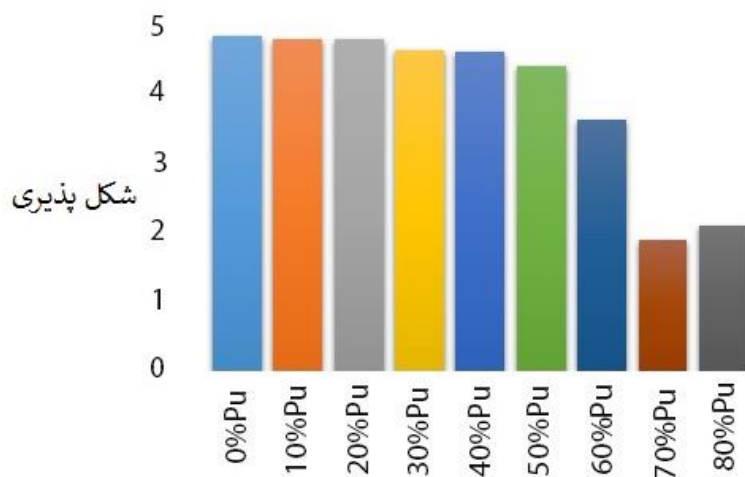
۴-۵-۶-۱ ضخامت ۲۰ میلی‌متر

طبق شکل ۴-۳۲، افزایش تدریجی پیش‌بار و به طبع آن افزایش کرنش اولیه پیش از اتصال کامپوزیت، باعث افزایش در بیشینه بار قابل تحمل تیر می‌گردد. این افزایش حداقل ۲۳.۹ درصد می‌باشد. همانطور که مشاهده می‌شود، تاثیر پیش‌بار بر میزان حداکثر بار حدود ۱۱.۹ درصد می‌باشد. این شکل نشان می‌دهد که در سطح پیش‌بار ۷۰ درصد، مقطع بیشترین بار را تحمل می‌کند.



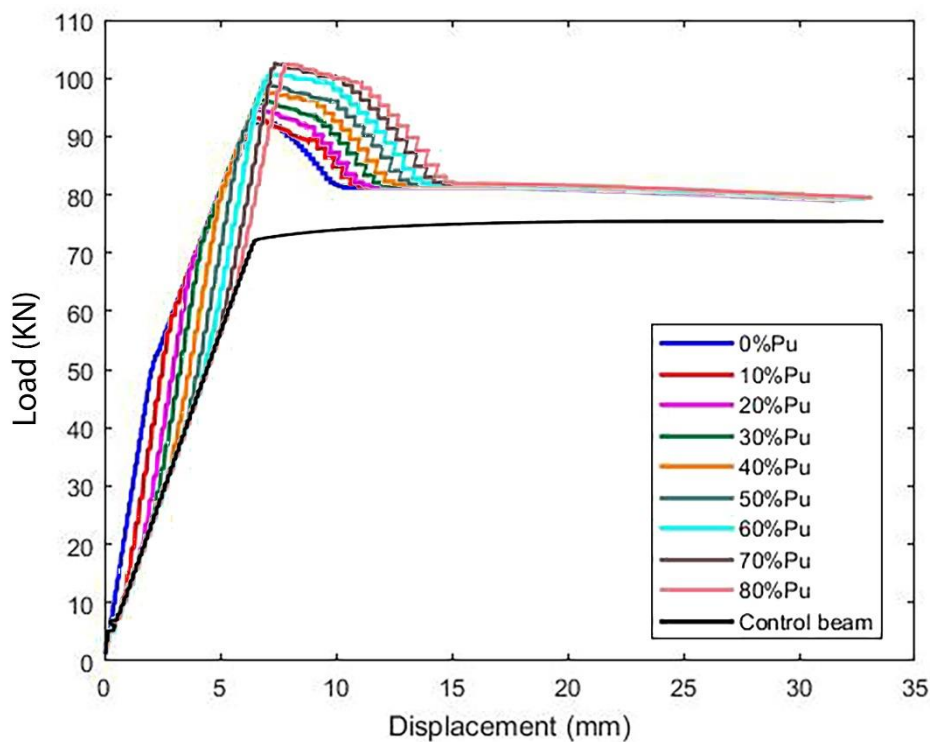
شکل ۴-۳۲ مقایسه بار بیشینه تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه CARDIFRC تحت پیش بارهای مختلف

همانطور که در شکل ۴-۳۳ مشاهده می‌شود، اختلاف میان شکل‌پذیری در کرنش‌های اولیه متفاوت، حدود ۶۰ درصد می‌باشد.



شکل ۴-۳۳ مقایسه شکل‌پذیری تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه CARDIFRC تحت پیش بارهای مختلف

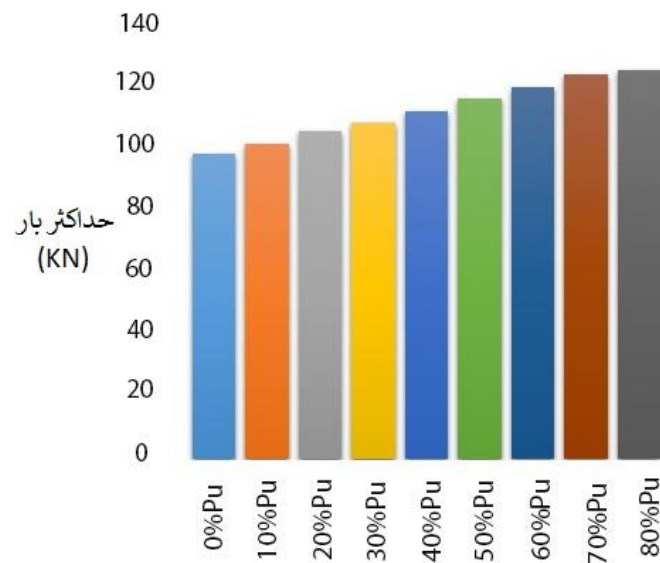
نمودار بار-تغییر مکان تیر مقاوم‌سازی شده به تفکیک سطوح پیش‌بار در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل ۴-۳۴ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد و تیر مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر لایه CARDIFRC

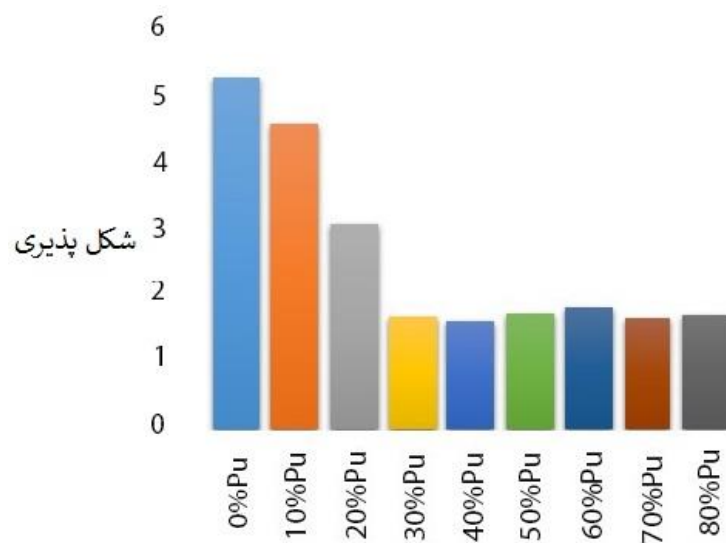
۴-۵-۲ ضخامت ۳۵ میلی‌متر

با افزایش ضخامت کامپوزیت، همانطور که در شکل ۴-۳۵ نشان داده شده است، با افزایش سطح پیش‌بار، بار حداکثر نیز افزایش می‌یابد. این افزایش از ۳۵ درصد تا ۶۶ درصد بسته به میزان پیش‌بار متغیر است. به عبارتی دیگر کرنش اولیه در این ضخامت، اختلاف ۲۷ درصدی بر مقاومت تیر را نشان می‌دهد.



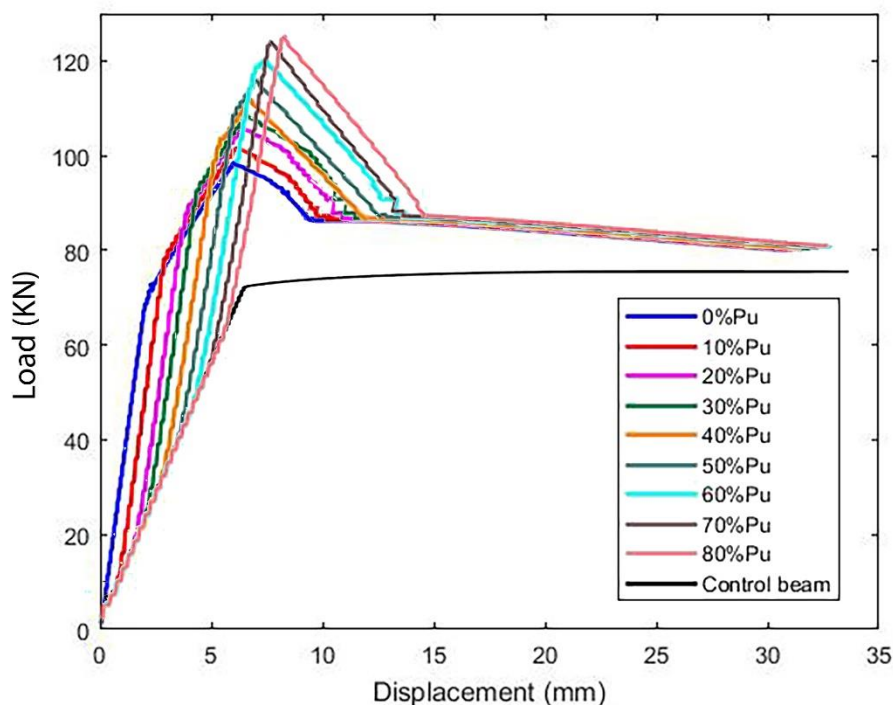
شکل ۴-۳۵ مقایسه بار بیشینه تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه CARDIFRC تحت پیش بارهای مختلف

شکل پذیری این مقاطع با توجه به شکل زیر تا حدود ۶۷ درصد می تواند کاهش یابد.



شکل ۴-۳۶ مقایسه شکل پذیری تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه CARDIFRC تحت پیش بارهای مختلف

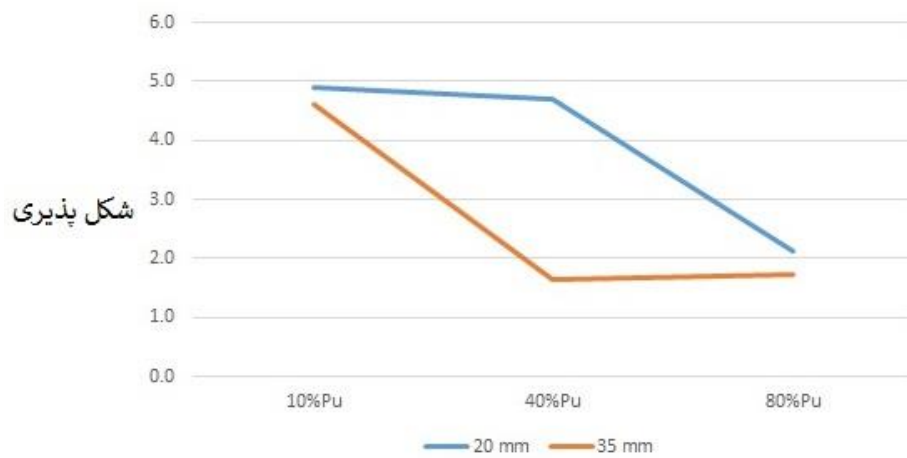
نمودار بار-تغییر مکان مقاطع مقاوم سازی شده در مقایسه با تیر شاهد در شکل زیر نشان داده شده است.



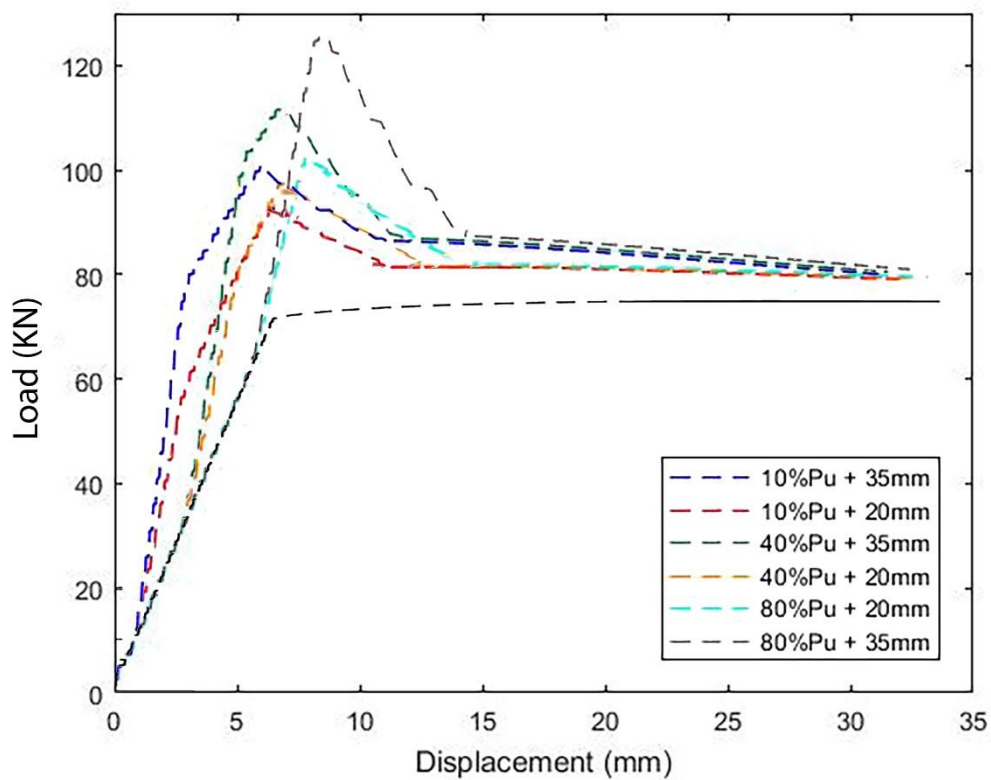
شکل ۴-۳۷ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد و تیر مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر لایه CARDIFRC

۴-۵-۳ مقایسه دو ضخامت ۲۰ و ۳۵ میلی‌متر

اکنون برای مقایسه تاثیر ضخامت این کامپوزیت، سه سطح از پیش‌بار یعنی ۱۰ درصد، ۴۰ درصد و ۸۰ درصد بار نهایی در یک تصویر به نمایش گذاشته شده است. با توجه به شکل ۴-۳۸ همانند کامپوزیت‌های پیشین، افزایش ضخامت بر روی شکل‌پذیری تاثیر منفی گذاشته است. با مشاهده شکل ۴-۳۹ می‌توان فهمید که در سطح پیش‌بار ۸۰ درصد بار نهایی، با افزایش ضخامت از ۲۰ به ۳۵ میلی‌متر، میزان بار قابل تحمل تیر ۲۲.۶ درصد افزایش یافته است که در مقایسه با دیگر سطوح، قابل ملاحظه است.



شکل ۳۸-۴ مقایسه تاثیر ضخامت بر شکل پذیری تیرهای مقاوم شده با CARDIFRC

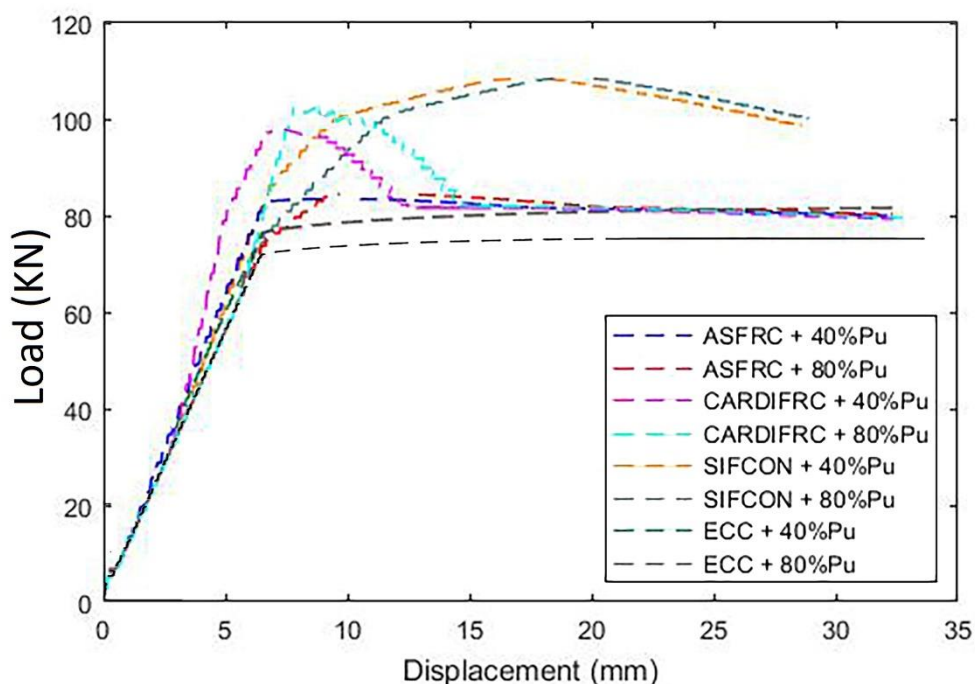


شکل ۳۹-۴ مقایسه تاثیر ضخامت بر نمودار بار-تغییر مکان تیرهای مقاوم شده با CARDIFRC

۴-۶-۶ مقایسه همزمان کامپوزیت ها

شکل ۴-۴۰ نمودار بار-تغییر مکان تیرهای مقاوم شده و تیر شاهد را به صورت یکجا نشان می‌دهد. برای جلوگیری از شلوغ شدن نمودار، فقط ضخامت ۲۰ میلی‌متر برای لایه‌های کامپوزیت و همچنین دو سطح از پیش‌بار در نظر گرفته شده است.

همانطور که پیش‌تر گفته شد، کامپوزیت ECC به علت ظرفیت کرنشی کششی بسیار مطلوب، کمترین میزان کاهش شکل‌پذیری را صورت می‌دهد. SIFCON و CARDIFRC از نظر افزایش ظرفیت باربری تیر حائز اهمیت‌اند. هرچند کامپوزیت ASFRC دارای رفتار نرم‌شدگی کرنشی می‌باشد، اما به دلیل کرنش متناظر با بیشینه تنش کششی بالا، از نظر شکل‌پذیری رفتاری تقریباً مشابه ECC از خود نشان می‌دهد.



شکل ۴-۴۰ مقایسه نمودار بار-تغییر مکان تیر مقاوم شده با ۲۰ میلی‌متر کامپوزیت ECC، CARDIFRC، ASFRC و SIFCON تحت پیش‌بار ۴۰ درصد و ۸۰ درصد بار نهایی

جزئیات بیشتر نتایج تیرهای مدل‌سازی شده در پیوست ۲ آورده شده است.

۷-۶-۴ تاثیر میزان فولاد کششی در رفتار تیر مقاوم شده

با مشاهده رفتار کامپوزیت‌های سیمانی دارای سخت‌شدگی کرنشی به این نتیجه می‌توان رسید که در زمان اتصال لایه‌های مقاوم‌کننده، وجود یا عدم وجود پیش‌بار در بیشینه بار قابل تحمل تاثیر چندانی ندارد. به همین منظور در این بخش به تاثیر میزان فولادهای کششی موجود در مقطع مقاوم شده با کامپوزیت‌های دارای رفتار نرم‌شدگی کرنشی در سطوح پیش‌بار مختلف پرداخته می‌شود.

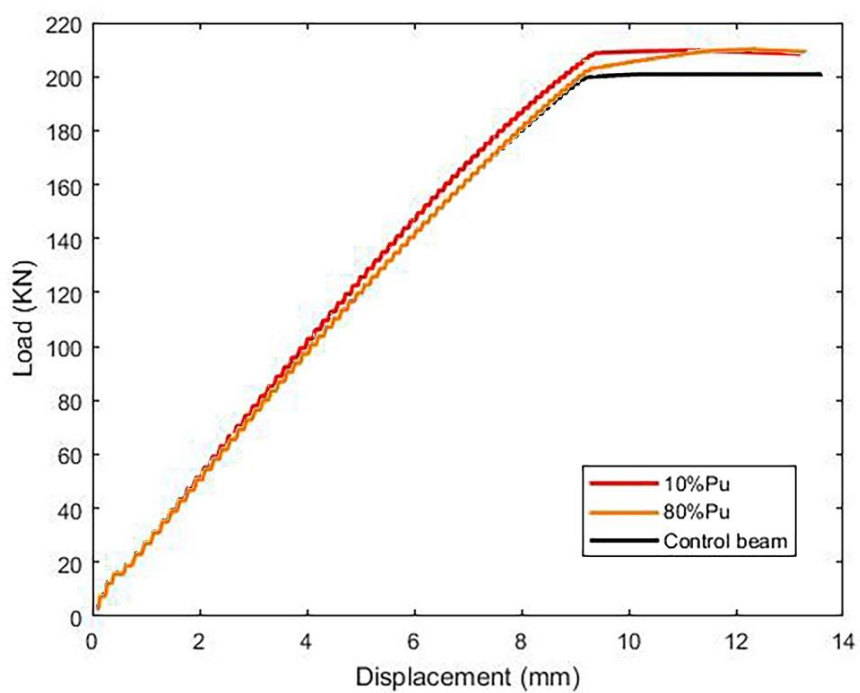
برای به نتیجه رسیدن این بخش فولادهای کششی استفاده شده در تیر شاهد را افزایش داده تا مقدار کرنش خالص کششی در دورترین فولاد کششی مقطع (ϵ_s) به میزان 0.0053 (نزدیک به مرز مقاطع کنترل شده با کشش) و 0.0041 (نزدیک به مقاطع در ناحیه انتقالی) برسد. سپس دو کامپوزیت ASFRC و CARDIFRC با ضخامت 20 و 35 میلی‌متر در سطوح پیش‌بار مختلف به مقطع متصل می‌شود. جدول زیر نتایج ارزیابی تیرهای شاهد جدید است.

جدول ۴-۴ نتایج تحلیل تیرهای شاهد جدید

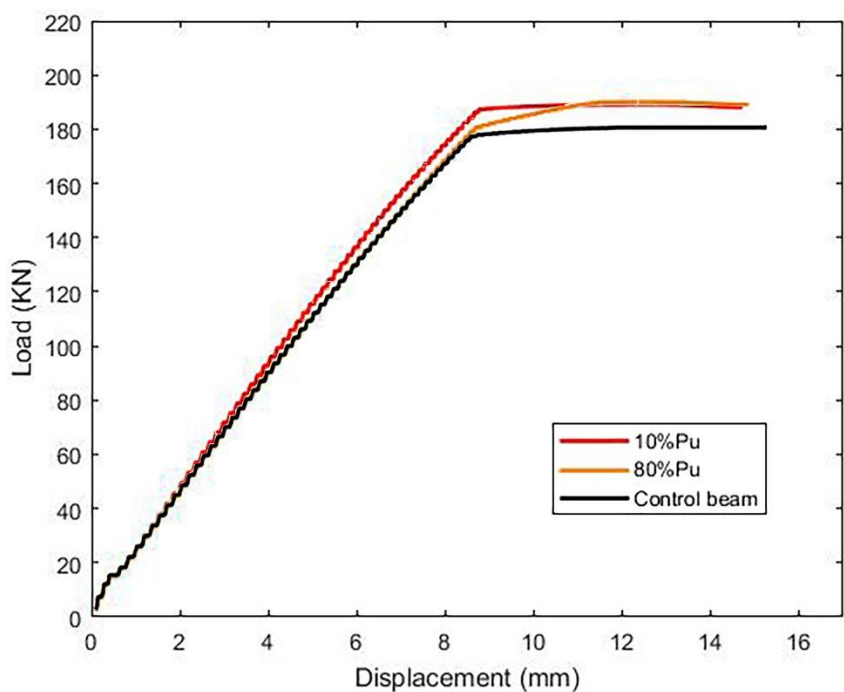
شکل‌پذیری	P_u (KN)	f_y, f'_y (MPa)	f'_c (MPa)	ϵ_s	A'_s (mm ²)	A_s (mm ²)	ابعاد مقطع (mm)	
۵.۰۵	۷۵.۳۵	۴۲۰	۳۰	۰.۰۱۸۸	۱۰۰	۳۰۷	۲۵۰*۱۵۰	تیر شاهد اصلی
۱.۴۸	۲۰۱.۱۱			۰.۰۰۴۱		۹۴۰		تیر شاهد ۲
۱.۷۵	۱۸۰.۹۶			۰.۰۰۵۳		۸۲۰		تیر شاهد ۳

۱-۷-۶-۴ کامپوزیت ASFRC

ابتدا ضخامت 20 میلی‌متر بررسی می‌شود. با بررسی‌های انجام شده پس از اتصال این کامپوزیت بر تیرهای مرجع ۲ و ۳، هنگام پیش‌باری برابر 10 درصد و 80 درصد بار نهایی تیر، اینگونه می‌توان نتیجه گرفت که پیش‌بارهای مختلف زیر 1 درصد بر روی مقاومت نهایی و همینطور حدود 2 درصد بر روی شکل‌پذیری تیر شاهد تاثیر می‌گذارد. شکل ۴-۴۱ و شکل ۴-۴۲ نمودار بار-تغییر مکان این تیرها را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۴۱ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد ۲ مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر کامپوزیت ASFRC



شکل ۴-۴۲ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد ۳ مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر کامپوزیت ASFRC

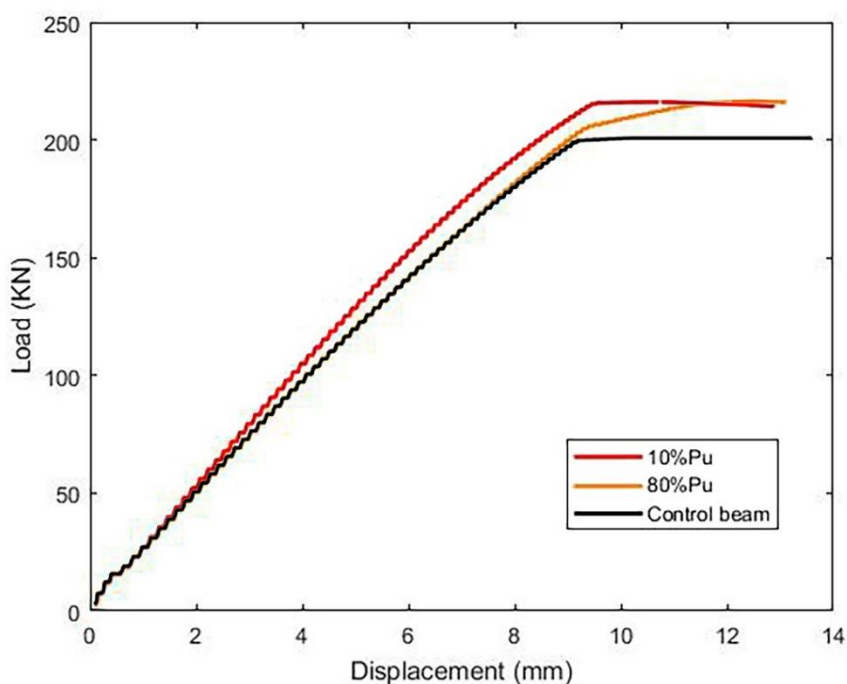
همان طور که ملاحظه می شود، میزان کرنش اولیه هر دو تیر شاهد تاثیر چشم گیری بر بیشینه بار و شکل پذیری ندارد.

جدول زیر جزئیات خروجی برنامه نوشته شده را نشان می دهد.

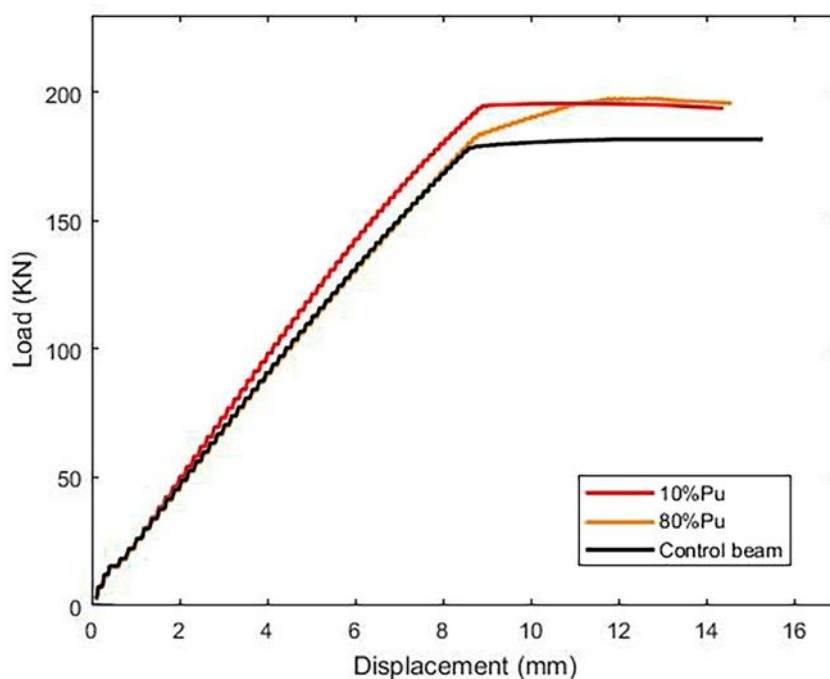
جدول ۴-۵ مقادیر شکل پذیری و حداکثر بار قابل تحمل تیرهای مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر ASFRC

تیر شاهد ۳				تیر شاهد ۲				سطح پیش بار
شکل پذیری	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	P_{max} (KN)	شکل پذیری	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	P_{max} (KN)	
۱.۶۵	۸.۹۲	۱۴.۷۱	۱۸۹.۰۴	۱.۳۹	۹.۴۸	۱۳.۱۹	۲۰۹.۶۵	$10\%P_u$
۱.۶۸	۸.۸۳	۱۴.۸۵	۱۹۰.۰۳	۱.۴۳	۹.۲۸	۱۳.۳	۲۱۰.۱	$80\%P_u$

اکنون به بررسی ضخامت ۳۵ میلیمتر پرداخته می شود. با مشاهده نتایج برای این ضخامت همان طور که در شکل زیر دیده می شود همانند لایه با ضخامت کمتر، تاثیر کرنش اولیه بر مقاومت تیر حداکثر ۱ درصد و در شکل پذیری نزدیک به ۴ درصد می باشد.



شکل ۴-۴ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد ۲ مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر کامپوزیت ASFRC



شکل ۴-۴۴ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد ۳ مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر کامپوزیت ASFRC

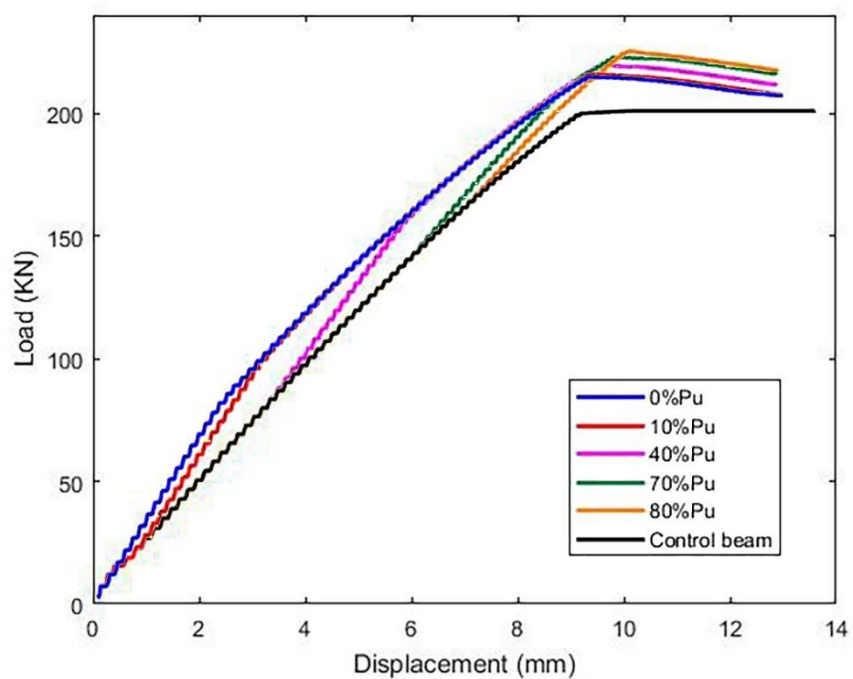
جدول زیر مطالب گفته شده بالا را تائید می‌کند.

جدول ۴-۶ مقادیر شکل‌پذیری و حداکثر بار قابل تحمل تیرهای مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر ASFRC

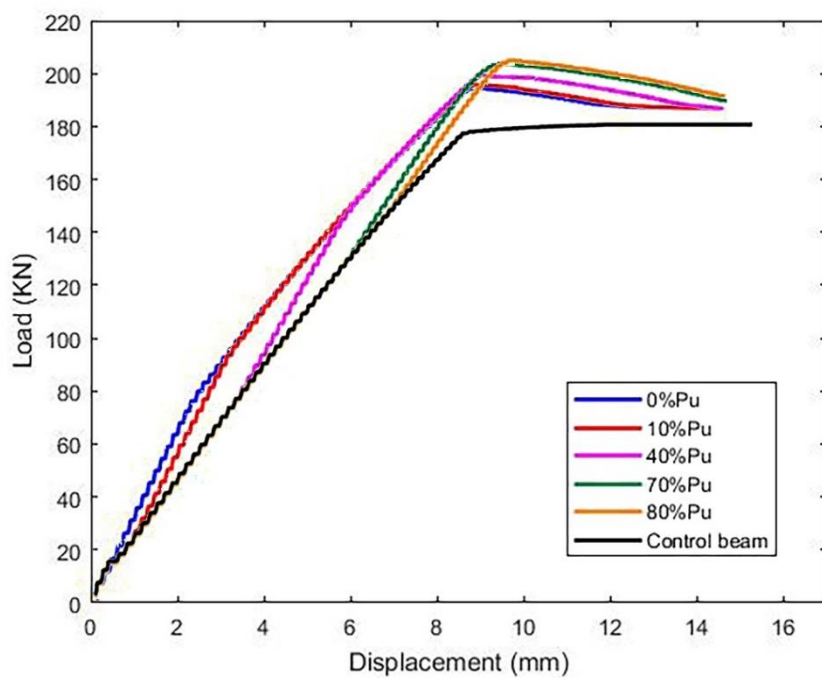
تیر شاهد ۳				تیر شاهد ۲				سطح پیش‌بار
شکل‌پذیری	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	P_{max} (KN)	شکل‌پذیری	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	P_{max} (KN)	
۱.۵۹	۹.۰۳	۱۴.۳۵	۱۹۵.۶۱	۱.۳۵	۹.۵۵	۱۲.۸۸	۲۱۶.۰۸	$۱۰\%P_u$
۱.۶۶	۸.۷۹	۱۴.۵۷	۱۹۷.۴۵	۱.۴	۹.۳۷	۱۳.۱	۲۱۶.۵۶	$۸۰\%P_u$

۴-۶-۷-۲ کامپوزیت CARDIFRC

همانند قبل ارزیابی با ضخامت ۲۰ میلیمتر شروع می‌شود. با بررسی این کامپوزیت مشاهده شد که تغییرات کرنش اولیه بر روی مقاومت نهایی و شکل‌پذیری تیر به ترتیب حدود ۵ و ۷ درصد متغیر است. شکل ۴-۴۵ و شکل ۴-۴۶ نمودار بار-تغییر مکان این تیرها را نشان می‌دهد.



شکل ۴-۴۵ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد ۲ مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر کامپوزیت CARDIFRC



شکل ۴-۴۶ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد ۳ مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر کامپوزیت CARDIFRC

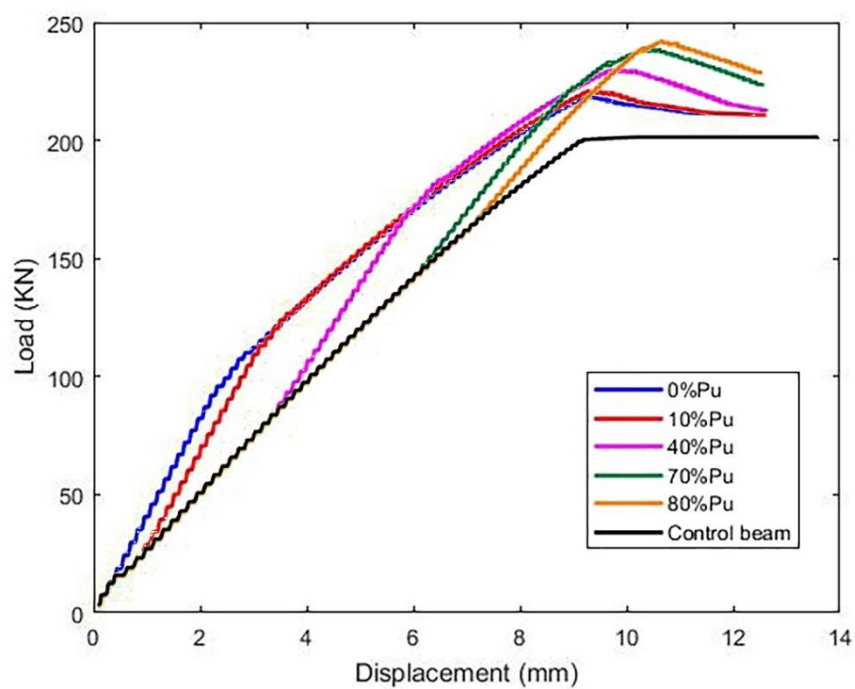
جدول زیر نتایج برنامه را برای تیرهای مرجع ۲ و ۳ مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر کامپوزیت CARDIFRC نشان می‌دهد.

جدول ۴-۷ مقادیر شکل‌پذیری و حداکثر بار قابل تحمل تیرهای مقاوم شده با ۲۰ میلیمتر CARDIFRC

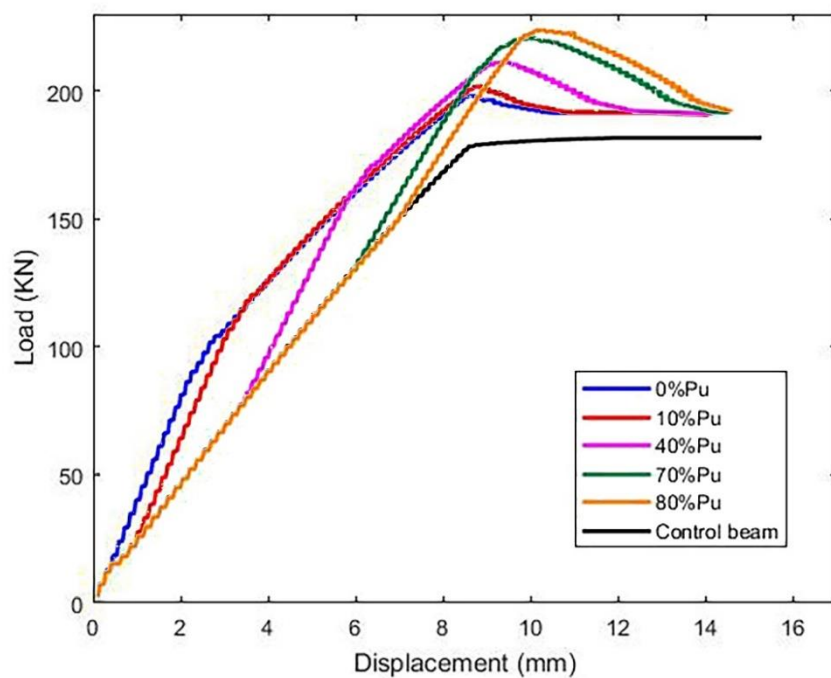
تیر شاهد ۳				تیر شاهد ۲				سطح پیش‌بار
شکل‌پذیری	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	P_{max} (KN)	شکل‌پذیری	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	P_{max} (KN)	
۱.۶۴	۸.۸۶	۱۴.۵۴	۱۹۴.۳۴	۱.۳۸	۹.۴	۱۲.۹۸	۲۱۵.۱۵	$0\%P_u$
۱.۶۴	۸.۸۴	۱۴.۵۲	۱۹۵.۶۴	۱.۳۸	۹.۳۸	۱۲.۹۶	۲۱۶.۲۳	$10\%P_u$
۱.۶۲	۹	۱۴.۶	۱۹۹.۶۱	۱.۳۳	۹.۶۵	۱۲.۸۷	۲۱۹.۷۸	$40\%P_u$
۱.۵۶	۹.۴	۱۴.۶۶	۲۰۳.۳۵	۱.۳۱	۹.۸۶	۱۲.۸۸	۲۲۳.۴۳	$70\%P_u$
۱.۵۶	۹.۳۶	۱۴.۶۱	۲۰۵.۳۹	۱.۲۸	۱۰.۰۴	۱۲.۸۹	۲۲۵.۰۱	$80\%P_u$

با بررسی رفتار تیر مقاوم شده با لایه ۳۵ میلی‌متری، به نسبت لایه با ضخامت کمتر، تأثیر کرنش اولیه هم در شکل‌پذیری و هم در مقاومت نهایی تیر قابل رویت می‌باشد. با مقایسه شکل ۴-۴۷ و شکل ۴-۴۸ که نمودار بار-تغییر مکان تیرهای مرجع ۲ و ۳ را پس از مقاوم‌سازی نشان می‌دهد، می‌توان علاوه بر تأیید گفته بالا این نتیجه را گرفت که با افزایش فولادهای کششی از تأثیر لایه کامپوزیت بر رفتار تیر کاسته می‌شود. در تیر شاهد ۲، اختلاف بین بیشینه بار قابل تحمل تیر در کرنش‌های اولیه مختلف حدود ۱۰.۵ درصد و همین موضوع در تیر شاهد ۳ حدود ۱۳.۱ درصد می‌باشد.

همچنین جدول ۴-۸ خلاصه‌ای از خروجی‌های برنامه را نمایش می‌دهد.



شکل ۴-۴۷ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد ۲ مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر کامپوزیت CARDIFRC



شکل ۴-۴۸ نمودار بار-تغییر مکان تیر شاهد ۳ مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر کامپوزیت CARDIFRC

جدول ۴-۸ مقادیر شکل پذیری و حداکثر بار قابل تحمل تیرهای مقاوم شده با ۳۵ میلیمتر CARDIFRC

تیر شاهد ۳				تیر شاهد ۲				سطح پیش بار
شکل پذیری	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	P_{max} (KN)	شکل پذیری	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	P_{max} (KN)	
۱.۶۴	۸.۵۸	۱۴.۰۵	۱۹۸.۲۹	۱.۳۶	۹.۲۸	۱۲.۶۲	۲۱۸.۷۵	$0\%P_u$
۱.۸۳	۷.۶۷	۱۴.۰۵	۲۰۱.۳۷	۱.۳۵	۹.۳۶	۱۲.۶	۲۲۱.۳۲	$10\%P_u$
۱.۵۴	۹.۲۱	۱۴.۱۷	۲۱۰.۷۵	۱.۲۹	۹.۸	۱۲.۶۳	۲۲۹.۷۵	$40\%P_u$
۱.۴۹	۹.۷۲	۱۴.۵۲	۲۲۰.۳۶	۱.۲۳	۱۰.۲۴	۱۲.۵۵	۲۳۸.۴۲	$70\%P_u$
۱.۴۶	۹.۹۶	۱۴.۵۹	۲۲۴.۲۴	۱.۱۸	۱۰.۶	۱۲.۵۲	۲۴۱.۹۵	$80\%P_u$

۴-۷ جمع بندی

در این فصل به توضیح تاثیر سه پارامتر نوع و ضخامت کامپوزیت و همینطور سطح پیش بار پرداخته شد. از چهار نوع کامپوزیت ASFRC و CARDIFRC (به نمایندگی از کامپوزیت های دارای رفتار نرم شونده کششی)، ECC و SIFCON (از دسته کامپوزیت های دارای رفتار سخت شونده کششی) استفاده شد. همچنین این کامپوزیت ها در دو ضخامت ۲۰ و ۳۵ میلی متر مورد بررسی قرار گرفتند. برای تاثیر دادن کرنش حین مقاوم سازی نیز از ۹ سطح پیش بار مختلف (از ۰ تا ۸۰ درصد مقاومت نهایی تیر) بهره برده شد. در انتهای فصل نیز به بررسی تاثیر میزان فولادهای کششی در رفتار تیرهای مقاوم شده پرداخته شد.

جدول ۴-۹ خلاصه ای از نتایج این فصل را به اختصار نشان می دهد.

جدول ۴-۹ خلاصه نتایج تیرهای مدل شده

کامپوزیت	ضخامت (mm)	درصد افزایش بار قابل تحمل		درصد کاهش شکل پذیری	
		حداقل	حداکثر	حداقل	حداکثر
ASFRC	۲۰	۱۰.۶۱	۱۲.۵	۳.۸۸	۷.۷۸
	۳۵	۲۱.۴۲	۲۴.۰۷	۵.۹	۱۳.۱۷
ECC	۲۰	۸.۲	۸.۴۷	۳.۹۶	۷.۷۸
	۳۵	۱۴.۸۳	۱۵.۳۲	۳.۹۱	۸.۱۱
SIFCON	۲۰	۳۸.۸۴	۳۹.۱۸	۱۴.۷۴	۲۰.۱۵
	۳۵	۶۴.۸۴	۶۵.۹۷	۲۷.۴۲	۳۳.۴
CARDIFRC	۲۰	۲۳.۹	۳۶.۵۳	۳.۳۵	۶۲.۱۱
	۳۵	۳۵.۲۶	۶۶.۶۷	۹.۴۹	۶۷.۸

فصل ۵. نتیجه گیری و پیشنهادها

۵-۱ مقدمه

کامپوزیت‌های پایه سیمانی تقویت‌شده الیافی با عملکرد بالا یک کلاس جدید و ابتکاری از کامپوزیت‌های سیمانی تقویت‌شده با الیاف هستند که عمدتاً در دهه‌های اخیر توسعه یافته‌اند. برجسته‌ترین ویژگی این دسته از کامپوزیت‌ها، که آن‌ها را از بتن‌های الیافی متداول متمایز می‌کند، سخت‌شدگی کرنشی می‌باشد. در نتیجه HPFRCC بسیار انعطاف‌پذیرتر از بتن معمولی است، که آن‌ها را برای برخی از کاربردهای سازه‌ای مناسب می‌کند.

در این پایان‌نامه ابتدا برنامه‌ای در محیط MATLAB نوشته شد. پس از مقایسه نتایج حاصل از برنامه با نتایج آزمایشگاهی سه پژوهشگر مختلف، انطباق قابل قبولی را بین آن‌ها نشان داد. در ادامه با معرفی یک تیر به عنوان تیر شاهد، رفتار تیر شاهد تا زمان گسیختگی بررسی شد. سپس با استفاده از چهار کامپوزیت با دو ضخامت تحت پیش‌بارهای مختلف، تیر شاهد مقاوم‌سازی شد. شکل‌پذیری و حداکثر بار قابل تحمل هر تیر مورد بررسی قرار گرفت. در نهایت با ارزیابی دو تیر شاهد دیگر، به بررسی کرنش‌های اولیه حین مقاوم‌سازی با در نظر گرفتن میزان فولادهای کششی متفاوت پرداخته شد. در مجموع برای به نتیجه رسیدن این پایان‌نامه ۱۰۰ نمونه تیر مقاوم‌سازی شده، مورد بررسی قرار گرفت.

۵-۲ نتیجه گیری

با توجه به بررسی‌های شکل گرفته، نتایج این پژوهش عبارتند از :

- ۱- در تیرهای مقاوم‌شده با استفاده از کامپوزیت‌های دارای رفتار سخت‌شدگی کرنشی (کامپوزیت سیمانی مهندسی شده و بتن الیافی با دوغاب نفوذی) تاثیر کرنش اولیه حین مقاوم‌سازی بر روی میزان مقاومت تیر زیر ۰.۵ درصد است.
- ۲- با افزایش ضخامت لایه کامپوزیت در تیرهای مقاوم‌شده با استفاده از کامپوزیت‌های دارای رفتار سخت‌شدگی کرنشی، همچنان کرنش اولیه حین مقاوم‌سازی بر روی میزان مقاومت تیر تاثیر نمی‌گذارد.
- ۳- در تیرهای مقاوم‌شده با استفاده از کامپوزیت سیمانی مهندسی شده، کرنش اولیه حین مقاوم‌سازی شکل‌پذیری تیرها را ۴.۱ درصد تغییر می‌دهد. این مقدار در تیرهای مقاوم‌شده با بتن الیافی با دوغاب نفوذی حدود ۶.۶ درصد است.
- ۴- در تیرهای مقاوم شده با کامپوزیت‌های دارای رفتار نرم‌شدگی کرنشی، با توجه به مقدار کرنش متناظر با لحظه پیک تنش کششی، دو رفتار متفاوت مشاهده شد. تاثیر کرنش اولیه در مقاومت نهایی تیر

مقاوم شده با ASFRC حدود ۱.۶ درصد است. این میزان برای تیرهای مقاوم شده با CARDIFRC نزدیک به ۱۲ درصد است.

۵- در تیرهای مقاوم شده با کامپوزیت ASFRC، تاثیر کرنش اولیه در شکل پذیری ۴.۳ درصد است. این میزان در تیرهای مقاوم شده با CARDIFRC حدود ۶۱ درصد است.

۶- افزایش ضخامت در کامپوزیت های دارای رفتار نرم شدگی کرنشی باعث افزایش تاثیر کرنش های اولیه در شکل پذیری و مقاومت نهایی تیر می شود.

۷- با افزایش فولادهای کششی، از میزان تاثیر کامپوزیت های الیافی در تیر و به تبع آن از میزان تاثیر کرنش های اولیه حین مقاوم سازی، بر مقاومت نهایی و شکل پذیری تیر کاسته می شود.

۳-۵ پیشنهادها

با توجه به بررسی های صورت گرفته، برای ادامه تحقیقات موارد ذیل پیشنهاد می شود:

- ۱- انجام تحقیقات آزمایشگاهی و بررسی با نتایج این پژوهش
- ۲- بررسی تاثیر کرنش های حین مقاوم سازی با در نظر گرفتن رفتار برشی و پیچشی تیر.
- ۳- بررسی مقاوم سازی تیر با اتصال کامپوزیت در سه وجه تیر.
- ۴- بررسی تیرهای T شکل و تیر-ستون ها.

منابع

- [1] J. P. Romualdi and J. A. Mandel, "Tensile strength of concrete affected by uniformly distributed and closely spaced short lengths of wire reinforcement," in *Journal Proceedings*, 1964, vol. 61, no. 6, pp. 657–672.
- [2] J. G. M. van Mier, "High Performance Fibre Reinforced Concrete," *9th Betontagung*, pp. 15–29, 2003.
- [3] V. Ramakrishnan, T. Brandshaug, W. V. Coyle, and E. K. Schrader, "A comparative evaluation of concrete reinforced with straight steel fibers and fibers with deformed ends glued together into bundles," in *Journal Proceedings*, 1980, vol. 77, no. 3, pp. 135–143.
- [4] A. E. Naaman, "Engineered steel fibers with optimal properties for reinforcement of cement composites," *J. Adv. Concr. Technol.*, vol. 1, no. 3, pp. 241–252, 2003.
- [5] A. E. Naaman and H. W. Reinhardt, "Proposed classification of HPFRC composites based on their tensile response," *Mater. Struct. Constr.*, vol. 39, no. 5, pp. 547–555, 2006, doi: 10.1617/s11527-006-9103-2.
- [6] H. Stang and V. C. Li, "Classification of fiber reinforced cementitious materials for structural applications," 2004.
- [7] A. E. Naaman and S. P. Shah, "Fracture and multiple cracking of cementitious composites," in *Fracture Mechanics Applied to Brittle Materials*, ASTM International, 1979.
- [8] V. C. Li, "On engineered cementitious composites (ECC) a review of the material and its applications," *J. Adv. Concr. Technol.*, vol. 1, no. 3, pp. 215–230, 2003.
- [9] V. C. Li and S. Wang, "On high performance fiber reinforced cementitious composites," 2003.
- [10] Z. Lin and V. C. Li, "Crack bridging in fiber reinforced cementitious composites with slip-hardening interfaces," *J. Mech. Phys. Solids*, vol. 45, no. 5, pp. 763–787, 1997.
- [11] T. Matsumoto and H. Mihashi, "JCI-DFRCC summary report on DFRCC terminologies and application concepts," in *Proceedings of JCI international workshop on ductile fibre reinforced cementitious composites*, 2002, pp. 59–66.
- [12] H. H. Bache, "Densified cement ultra-fine particle-based materials," 1981.
- [13] H. H. Bache, "Shaped article and composite material and method for producing same." Google Patents, May 1986.
- [14] ACI Committee 544, "State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete," *ACI J. Proc.*, 1973.
- [15] P. N. Balaguru and S. P. Shah, *Fiber-reinforced cement composites*. 1992.
- [16] V. C. Li, "Large volume, high-performance applications of fibers in civil engineering," *J. Appl. Polym. Sci.*, vol. 83, no. 3, pp. 660–686, 2002.
- [17] A. K. Sharma, "Shear strength of steel fiber reinforced concrete beams," in *Journal Proceedings*, 1986, vol. 83, no. 4, pp. 624–628.
- [18] R. Narayan and I. Y. S. Darwish, "Fiber concrete deep beams in shear," *Struct. J.*, vol. 85, no. 2, pp. 141–149, 1988.
- [19] R. Narayanan and I. Y. S. Darwish, "Use of steel fibers as shear reinforcement," *Struct. J.*, vol. 84, no. 3, pp. 216–227, 1987.
- [20] Y.-K. Kwak, M. O. Eberhard, W.-S. Kim, and J. Kim, "Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups," *ACI Struct. J.*, vol. 99, no. 4, pp. 530–538, 2002.
- [21] A. Filiatrault, S. Pineau, and J. Houde, "Seismic behavior of steel-fiber reinforced

- concrete interior beam-column joints,” *Struct. J.*, vol. 92, no. 5, pp. 543–552, 1995.
- [22] D. Vachon and B. Massicotte., “Seismic Retrofitting of Rectangular Bridge Piers with FRC Jackets,” in *RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes(FRC)*, 2004, pp. 1247–1256.
 - [23] G. J. Parra-Montesinos, B. A. Canbolat, and G. Jeyaraman, “Relaxation of confinement reinforcement requirements in structural walls through the use of fiber reinforced cement composites,” 2006.
 - [24] D. R. Lankard and J. K. Newell, “Preparation of highly reinforced steel fiber reinforced concrete composites,” *Spec. Publ.*, vol. 81, pp. 287–306, 1984.
 - [25] D. R. Lankard, “Slurry infiltrated fiber concrete (SIFCON): Properties and applications,” *MRS Online Proc. Libr.*, vol. 42, 1984.
 - [26] J. G. M. Van Mier and G. Timmers, “METHOD AND APPARATUS FOR MANUFACTURING A REINFORCED CONSTRUCTIONAL ELEMENT, AND SUCH CONSTRUCTIONAL ELEMENT,” WO9634727 (A2), 1996.
 - [27] J. R. Homrich and A. E. Naaman, “Stress-strain properties of SIFCON in compression,” *Spec. Publ.*, vol. 105, pp. 283–304, 1987.
 - [28] A. E. Naaman and J. R. Homrich, “Tensile stress-strain properties of SIFCON,” *Mater. J.*, vol. 86, no. 3, pp. 244–251, 1989.
 - [29] A. E. Naaman, J. K. Wight, and H. Abdou, “SIFCON connections for seismic resistant frames,” *Concr. Int.*, vol. 9, no. 11, pp. 34–39, 1987.
 - [30] A. E. Naaman, H. W. Reinhardt, and C. Fritz, “Reinforced concrete beams with a SIFCON matrix,” *Struct. J.*, vol. 89, no. 1, pp. 79–88, 1993.
 - [31] V. C. Li, “The Design of Cementitious Composites for Civil Engineering Applications,” *J. Struct. Mech. Earthq. Eng., JSCE*, vol. 10, no. 2, pp. 37–48, 1993.
 - [32] V. C. Li and T. Kanda, “INNOVATIONS FORUM: Engineered Cementitious Composites for Structural Applications,” *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 10, no. 2, pp. 66–69, 1998, doi: 10.1061/(asce)0899-1561(1998)10:2(66).
 - [33] G. Fischer and V. C. Li, “Effect of fiber reinforcement on the response of structural members,” *Eng. Fract. Mech.*, vol. 74, no. 1–2, pp. 258–272, 2007.
 - [34] E.-H. Yang, S. Wang, Y. Yang, and V. C. Li, “Fiber-bridging constitutive law of engineered cementitious composites,” *J. Adv. Concr. Technol.*, vol. 6, no. 1, pp. 181–193, 2008.
 - [35] V. C. Li, S. Wang, C. Wu, and others, “Tensile strain-hardening behavior of polyvinyl alcohol engineered cementitious composite (PVA-ECC),” *ACI Mater. Journal-American Concr. Inst.*, vol. 98, no. 6, pp. 483–492, 2001.
 - [36] V. C. Li, “Advances in ECC research,” *ACI Spec. Publ.*, vol. 206, pp. 373–400, 2002.
 - [37] V. C. Li, D. K. Mishra, and H.-C. Wu, “Matrix design for pseudo-strain-hardening fibre reinforced cementitious composites,” *Mater. Struct.*, vol. 28, no. 10, pp. 586–595, 1995.
 - [38] M. Sahmaran, M. Lachemi, K. M. A. Hossain, R. Ranade, and V. C. Li, “Influence of aggregate type and size on ductility and mechanical properties of engineered cementitious composites,” *ACI Mater. J.*, vol. 106, no. 3, p. 308, 2009.
 - [39] H.-J. Kong, S. G. Bike, and V. C. Li, “Constitutive rheological control to develop a self-consolidating engineered cementitious composite reinforced with hydrophilic poly (vinyl alcohol) fibers,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 25, no. 3, pp. 333–341, 2003.
 - [40] K. E. Kesner, S. L. Billington, and K. S. Douglas, “Cyclic response of highly ductile fiber-reinforced cement-based composites,” *Mater. J.*, vol. 100, no. 5, pp. 381–390, 2003.

- [41] K. Kesner and S. L. Billington, "Tension, compression and cyclic testing of engineered cementitious composite materials," 2004.
- [42] M. Maalej and V. C. Li, "Flexural/Tensile-Strength Ratio in Engineered Cementitious Composites," 1994.
- [43] V. C. Li *et al.*, "On the shear behavior of engineered cementitious composites," *Adv. Cem. Based Mater.*, vol. 1, no. 3, pp. 142–149, 1994.
- [44] V. C. Li and G. Fischer, "30 Interaction between Steel Reinforcement and Engineered Cementitious Composites," in *PRO 6: 3rd International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC 3)*, 1999, vol. 3, p. 361.
- [45] G. Fischer and V. C. Li, "Influence of matrix ductility on tension-stiffening behavior of steel reinforced engineered cementitious composites (ECC)," *Struct. J.*, vol. 99, no. 1, pp. 104–111, 2002.
- [46] G. Fischer and V. C. Li, "Intrinsic response control of moment-resisting frames utilizing advanced composite materials and structural elements," *Struct. J.*, vol. 100, no. 2, pp. 166–176, 2003.
- [47] G. Fischer and V. C. Li, "Deformation behavior of fiber-reinforced polymer reinforced engineered cementitious composite (ECC) flexural members under reversed cyclic loading conditions," *Struct. J.*, vol. 100, no. 1, pp. 25–35, 2003.
- [48] H. Fukuyama, Y. Sato, V. C. Li, Y. Matsuzaki, and H. Mihashi, "Ductile engineered cementitious composite elements for seismic structural applications," *CD Proc. 12 WCEE, Pap.*, vol. 1672, 2000.
- [49] T. Kanda, Z. Lin, and V. C. Li, "Application of pseudo strain-hardening cementitious composites to shear resistant structural elements," 1998.
- [50] S. L. Billington and J. K. Yoon, "Cyclic response of unbonded posttensioned precast columns with ductile fiber-reinforced concrete," *J. Bridg. Eng.*, vol. 9, no. 4, pp. 353–363, 2004.
- [51] K. E. Kesner and S. L. Billington, "Experimental response of precast infill panel connections and panels made with DFRCC," *J. Adv. Concr. Technol.*, vol. 1, no. 3, pp. 327–333, 2003.
- [52] S. Nagai, T. Kaneko, T. Kanda, and M. Maruta, "Structural capacity of reinforced PVA-ECC dampers," in *6th International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concretes*, 2004, pp. 1227–1236.
- [53] G. Parra-Montesinos and J. K. Wight, "Seismic response of exterior RC column-to-steel beam connections," *J. Struct. Eng.*, vol. 126, no. 10, pp. 1113–1121, 2000.
- [54] G. J. Parra-Montesinos, "High-performance fiber-reinforced cement composites: an alternative for seismic design of structures," *ACI Struct. J.*, vol. 102, no. 5, p. 668, 2005.
- [55] B. A. Canbolat, G. J. Parra-Montesinos, and J. K. Wight, "Behavior of precast high-performance fiber reinforced cement composite coupling beams under large displacement reversals," 2004.
- [56] B. A. Canbolat, G. J. Parra-Montesinos, and J. K. Wight, "Experimental study on seismic behavior of high-performance fiber-reinforced cement composite coupling beams," *ACI Struct. J.*, vol. 102, no. 1, p. 159, 2005.
- [57] G. J. Parra-Montesinos and K. Y. Kim, "Seismic behavior of low-rise walls constructed with strain-hardening fiber reinforced cement composites," 2004.
- [58] G. J. Parra-Montesinos, S. W. Peterfreund, and C. Shih-Ho, "Highly damage-tolerant beam-column joints through use of high-performance fiber-reinforced cement composites," *ACI Struct. J.*, vol. 102, no. 3, p. 487, 2005.

- [59] S.-H. Chao, A. E. Naaman, and G. J. Parra-Montesinos, "Bond behavior of reinforcing bars in tensile strain-hardening fiber-reinforced cement composites," *ACI Struct. J.*, vol. 106, no. 6, p. 897, 2009.
- [60] G. J. Parra-Montesinos and P. Chomprea, "Deformation capacity and shear strength of fiber-reinforced cement composite flexural members subjected to displacement reversals," *J. Struct. Eng.*, vol. 133, no. 3, pp. 421–431, 2007.
- [61] I. Markovic, J. G. M. Van Mier, and J. C. Walraven, "Development of high performance hybrid fibre concrete," in *Proc. fourth intrnl. RILEM workshop on High Performance Hybrid Fibre Concrete(HPFRCC-4). RILEM Publications sarl, Bagneux(HPFRCC-4). RILEM Publications sarl, Bagneux*, 2003, pp. 277–300.
- [62] G. Pons, M. Mouret, M. Alcantara, and J. L. Granju, "Mechanical behaviour of self-compacting concrete with hybrid fibre reinforcement," *Mater. Struct.*, vol. 40, no. 2, pp. 201–210, 2007.
- [63] N. Banthia and R. Gupta, "Hybrid fiber reinforced concrete (HyFRC): fiber synergy in high strength matrices," *Mater. Struct.*, vol. 37, no. 10, pp. 707–716, 2004.
- [64] I. Markovic, "High-Performance Hybrid-Fiber Concrete," *PhD thesis, Delft Univ. Technol.*, 2006.
- [65] L. R. Betterman, C. Ouyang, and S. P. Shah, "Fiber-matrix interaction in microfiber-reinforced mortar," *Adv. Cem. Based Mater.*, vol. 2, no. 2, pp. 53–61, 1995.
- [66] P. Stähli and J. G. M. Van Mier, "Manufacturing, fibre anisotropy and fracture of hybrid fibre concrete," *Eng. Fract. Mech.*, vol. 74, no. 1–2, pp. 223–242, 2007.
- [67] P. Stähli and J. G. M. van Mier, "Rheological properties and fracture processes of HFC," in *6th International RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (BEFIB 2004)*, 2004, pp. 299–308.
- [68] P. Rossi, "High performance multimodal fiber reinforced cement composites (HPMFRCC): The LCPC experience," *Mater. J.*, vol. 94, no. 6, pp. 478–783, 1997.
- [69] P. Rossi, A. Arca, E. Parant, and P. Fakhri, "Bending and compressive behaviours of a new cement composite," *Cem. Concr. Res.*, vol. 35, no. 1, pp. 27–33, 2005.
- [70] P. Rossi, P. Acker, and Y. Malier, "Effect of steel fibres at two different stages: the material and the structure," *Mater. Struct.*, vol. 20, no. 6, pp. 436–439, 1987.
- [71] Y. SATO, J. G. M. VAN MIER, and J. C. WALRAVEN, "Mechanical characteristics of multi-modal fiber reinforced cement based composites," in *Fifth RILEM symposium on fibre-reinforced concrete (FRC)(Lyon, 13-15 September 2000)*, 2000, pp. 791–800.
- [72] A. Dazio, D. Buzzini, and M. Trüb, "Nonlinear cyclic behaviour of Hybrid Fibre Concrete structural walls," *Eng. Struct.*, vol. 30, no. 11, pp. 3141–3150, 2008.
- [73] J. G. M. Van Mier, "Cementitious composites with high tensile strength and ductility through hybrid fibres," in *6th International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concretes*, 2004, pp. 219–236.
- [74] I. Markovic, J. C. Walraven, and J. G. M. van Mier, "Tensile response of hybrid-fibre concrete," in *Proceedings from the 6th RILEM symposium on fibre-reinforced concretes (BEFIB 2004). Varenna, Italy*, 2004, pp. 1341–1352.
- [75] D. Buzzini, A. Dazio, and M. Trüb, *Quasi-static cyclic tests on three hybrid fibre concrete structural walls*, no. 297. vdf Hochschulverlag AG, 2006.
- [76] P. Stahli, "Ultra-Fluid Oriented Hybrid-Fibre-Concrete," *PhD thesis, ETH Zurich*, 2008.
- [77] P. Stahli and J. G. M. van Mier, "Fracture Testing of Hybrid-Fibre Concrete," *11th Int. Conf. Fract.*, 2005.
- [78] F. J. Alae and B. L. Karihaloo, "Retrofitting of reinforced concrete beams with

- CARDIFRC,” *J. Compos. Constr.*, vol. 7, no. 3, pp. 174–186, 2003.
- [79] M. Hussein, M. Kunieda, and H. Nakamura, “Strength and ductility of RC beams strengthened with steel-reinforced strain hardening cementitious composites,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 34, no. 9, pp. 1061–1066, 2012.
 - [80] A. R. Krishnaraja and S. Kandasamy, “Flexural performance of hybrid engineered cementitious composite layered reinforced concrete beams,” *Period. Polytech. Civ. Eng.*, vol. 62, no. 4, pp. 921–929, 2018.
 - [81] F. Qin, Z. Zhang, Z. Yin, J. Di, L. Xu, and X. Xu, “Use of high strength, high ductility engineered cementitious composites (ECC) to enhance the flexural performance of reinforced concrete beams,” *J. Build. Eng.*, vol. 32, p. 101746, 2020.
 - [82] W. Hou, Z.-Q. Li, W.-Y. Gao, P.-D. Zheng, and Z.-X. Guo, “Flexural behavior of RC beams strengthened with BFRP bars-reinforced ECC matrix,” *Compos. Struct.*, vol. 241, p. 112092, 2020.
 - [83] E. Hognestad, “Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members,” 1951.
 - [84] *CEB-FIP MODEL CODE 1990*. Thomas Telford Publishing, 1993.
 - [85] J. K. Wight, *Reinforced Concrete Mechanics and Design*, Seventh. 2015.
 - [86] A. Meda, F. Minelli, and G. A. Plizzari, “Flexural behaviour of RC beams in fibre reinforced concrete,” *Compos. Part B Eng.*, vol. 43, no. 8, pp. 2930–2937, 2012, doi: 10.1016/j.compositesb.2012.06.003.
 - [87] A. H. Zhang, W. L. Jin, and G. B. Li, “Behavior of preloaded RC beams strengthened with CFRP laminates,” *Journal of Zhejiang University: Science*, vol. 7, no. 3, pp. 436–444, 2006, doi: 10.1631/jzus.2006.A0436.
 - [88] Joseph R. Homrich, Antoine E. Naaman, and Air Force Weapons Laboratory, “Stress-Strain Properties of SIFCON in Uniaxial Compression and Tension,” no. August 1988, p. 134, 1988.
 - [89] L. Qing, K. Yu, R. Mu, and J. P. Forth, “Uniaxial tensile behavior of aligned steel fibre reinforced cementitious composites,” *Mater. Struct. Constr.*, vol. 52, no. 4, pp. 1–12, 2019, doi: 10.1617/s11527-019-1374-5.
 - [90] Y. Wu, “New Avenue of Achieving Ductility for Reinforced,” no. September, pp. 1502–1506, 2006.

پیوست ۱

محاسبات دستی تیر مقطع شکل ۳-۱۱ جهت صحت‌سنجی :
ابتدا باید وضعیت فولادهای کششی و فشاری در لحظه نهایی را از نظر تسلیم شدن، یافت:

$$A_s = 4825 \text{ mm}^2, \rho = 0.0276$$

$$A'_s = 942 \text{ mm}^2, \rho' = 0.0054$$

$$\overline{\rho}_b = \rho_b + \rho' \frac{f'_{sb}}{f_y}$$

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 0.325$$

$$f'_{sb} = 600 - \frac{d'}{d}(600 + f_y) \leq f'_y; f'_{sb} = f'_y = 400 \text{ MPa};$$

$$\overline{\rho}_b = 0.325 + 0.0054 = 0.379, \rho < \rho_b$$

پس فولادهای کششی در لحظه نهایی جاری می‌شوند.

$$\overline{\rho}_{min} = \rho' \frac{f'_y}{f_s} + 0.85\beta_1 \frac{600 d' f'_c}{d f_s (600 - f'_y)}$$

$$d/d' = 7.7 > 5; f_s = f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\overline{\rho}_{min} = 0.0265$$

$$\rho > \overline{\rho}_{min}$$

فولادهای فشاری نیز در لحظه نهایی تسلیم می‌شوند.

در نهایت لنگر نهایی تیر از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 b f'_c} = \frac{(4825 - 942) 400}{0.85 \times 30 \times 350} = 174 \text{ mm}$$

$$M_n = 0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y (d - d') = 805.3 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$= 805.3 \text{ KN.m}$$

پیوست ۲

خروجی برنامه برای تیر شاهد و تیرهای مقاوم شده با کامپوزیت ASFRC

	M_y (KN.m)	M_{max} (KN.m)	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	P_{max} (KN)	Ductility	ϵ_{bi}
control beam	۲۵,۲۶	۲۶,۳۷	۶,۶۰	۳۳,۶۵	۷۵,۳۵	۵,۱۰	-
20ASFRC0	۲۸,۹۶	۲۹,۱۴	۶,۶۲	۳۲,۰۸	۸۳,۲۵	۴,۸۵	.
20ASFRC10	۲۹,۰۵	۲۹,۲۰	۶,۸۰	۳۲,۱۱	۸۳,۴۳	۴,۷۳	۰,۰۰۰۳
20ASFRC20	۲۹,۱۱	۲۹,۲۶	۶,۸۴	۳۲,۲۱	۸۳,۶۱	۴,۷۱	۰,۰۰۰۶
20ASFRC30	۲۹,۰۰	۲۹,۳۱	۶,۸۸	۳۲,۳۵	۸۳,۷۳	۴,۷۰	۰,۰۰۰۸
20ASFRC40	۲۸,۲۲	۲۹,۳۷	۶,۷۰	۳۲,۶۲	۸۳,۹۱	۴,۸۷	۰,۰۰۱۱
20ASFRC50	۲۷,۷۸	۲۹,۴۳	۶,۷۷	۳۲,۳۷	۸۴,۰۹	۴,۷۸	۰,۰۰۱۴
20ASFRC60	۲۷,۳۵	۲۹,۴۹	۶,۸۴	۳۲,۴۶	۸۴,۲۶	۴,۷۴	۰,۰۰۱۶
20ASFRC70	۲۶,۵۴	۲۹,۵۵	۶,۶۳	۳۲,۵۰	۸۴,۴۳	۴,۹۰	۰,۰۰۱۹
20ASFRC80	۲۶,۱۳	۲۹,۶۱	۶,۶۸	۳۲,۳۲	۸۴,۶۰	۴,۸۴	۰,۰۰۲۲
35ASFRC0	۳۱,۹۲	۳۱,۹۴	۶,۷۸	۳۱,۱۵	۹۱,۲۵	۴,۶۰	.
35ASFRC10	۳۲,۰۴	۳۲,۰۵	۶,۹۷	۳۱,۵۴	۹۱,۵۸	۴,۵۳	۰,۰۰۰۳
35ASFRC20	۳۲,۱۶	۳۲,۱۷	۷,۰۴	۳۱,۱۶	۹۱,۹۲	۴,۴۳	۰,۰۰۰۵۹
35ASFRC30	۳۱,۷۴	۳۲,۲۵	۶,۸۴	۳۱,۴۳	۹۲,۱۴	۴,۵۹	۰,۰۰۰۸
35ASFRC40	۳۱,۱۳	۳۲,۳۶	۶,۹۷	۳۱,۸۳	۹۲,۴۷	۴,۵۷	۰,۰۰۱۱
35ASFRC50	۲۹,۸۵	۳۲,۴۷	۶,۸۵	۳۱,۶۰	۹۲,۷۷	۴,۶۱	۰,۰۰۱۴
35ASFRC60	۲۹,۱۵	۳۲,۵۶	۶,۹۷	۳۱,۶۰	۹۳,۰۴	۴,۵۴	۰,۰۰۱۶
35ASFRC70	۲۷,۸۹	۳۲,۶۲	۶,۸۲	۳۱,۷۰	۹۳,۲۱	۴,۶۵	۰,۰۰۱۹
35ASFRC80	۲۶,۶۴	۳۲,۷۰	۶,۶۴	۳۱,۸۶	۹۳,۴۳	۴,۸۰	۰,۰۰۲۲

خروجی برنامه برای تیر شاهد و تیرهای مقاوم‌شده با کامپوزیت ECC

	M_y (KN.m)	M_{max} (KN.m)	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	P_{max} (KN)	Ductility	ϵ_{bi}
control beam	۲۵,۲۶	۲۶,۳۷	۶,۶۰	۳۳,۶۵	۷۵,۳۵	۵,۱۰	-
20ECC0	۲۶,۸۹	۲۸,۶۱	۶,۶۱	۳۲,۳۹	۸۱,۷۶	۴,۹۰	.
20ECC10	۲۶,۸۸	۲۸,۶۱	۶,۶۲	۳۲,۴۰	۸۱,۷۳	۴,۹۰	۰,۰۰۰۳
20ECC20	۲۶,۸۸	۲۸,۶۰	۶,۶۲	۳۲,۴۱	۸۱,۷۱	۴,۸۹	۰,۰۰۰۵۹
20ECC30	۲۶,۸۷	۲۸,۵۹	۶,۶۴	۳۲,۴۲	۸۱,۶۹	۴,۸۹	۰,۰۰۰۸
20ECC40	۲۶,۸۶	۲۸,۵۸	۶,۶۵	۳۲,۴۴	۸۱,۶۶	۴,۸۸	۰,۰۰۱۱
20ECC50	۲۶,۸۵	۲۸,۵۷	۶,۶۷	۳۲,۴۶	۸۱,۶۴	۴,۸۷	۰,۰۰۱۴
20ECC60	۲۶,۸۵	۲۸,۵۶	۶,۶۹	۳۲,۴۹	۸۱,۶۱	۴,۸۶	۰,۰۰۱۶
20ECC70	۲۶,۸۴	۲۸,۵۶	۶,۹۲	۳۲,۵۱	۸۱,۵۹	۴,۷۰	۰,۰۰۱۹
20ECC80	۲۶,۸۳	۲۸,۵۵	۶,۷۵	۳۲,۵۴	۸۱,۵۷	۴,۸۲	۰,۰۰۲۲
35ECC0	۲۸,۱۹	۳۰,۴۳	۶,۵۵	۳۱,۴۸	۸۶,۹۳	۴,۸۱	.
35ECC10	۲۸,۱۸	۳۰,۴۱	۶,۵۶	۳۱,۴۹	۸۶,۸۹	۴,۸۰	۰,۰۰۰۳
35ECC20	۲۸,۱۶	۳۰,۴۰	۶,۵۷	۳۱,۵۱	۸۶,۸۵	۴,۸۰	۰,۰۰۰۵۹
35ECC30	۲۸,۱۵	۳۰,۳۸	۶,۵۹	۳۱,۵۴	۸۶,۸۱	۴,۷۹	۰,۰۰۰۸
35ECC40	۲۸,۱۳	۳۰,۳۷	۶,۶۲	۳۱,۵۷	۸۶,۷۷	۴,۷۷	۰,۰۰۱۱
35ECC50	۲۸,۱۲	۳۰,۳۵	۶,۶۵	۳۱,۶۰	۸۶,۷۳	۴,۷۶	۰,۰۰۱۴
35ECC60	۲۸,۱۱	۳۰,۳۴	۶,۶۸	۳۱,۶۵	۸۶,۶۸	۴,۷۳	۰,۰۰۱۶
35ECC70	۲۸,۰۹	۳۰,۳۲	۶,۷۳	۳۱,۶۹	۸۶,۶۴	۴,۷۱	۰,۰۰۱۹
35ECC80	۲۸,۰۸	۳۰,۳۱	۶,۷۸	۳۱,۷۴	۸۶,۶۰	۴,۶۸	۰,۰۰۲۲

خروجی برنامه برای تیر شاهد و تیرهای مقاوم شده با کامپوزیت SIFCON

	M_y (KN.m)	M_{max} (KN.m)	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	P_{max} (KN)	Ductility	ϵ_{bi}
control beam	۲۵,۲۶	۲۶,۳۷	۶,۶۰	۳۳,۶۵	۷۵,۳۵	۵,۱۰	-
20SIFCON0	۳۳,۵۹	۳۷,۸۵	۶,۹۴	۲۸,۴۵	۱۰۸,۱۳	۴,۱۰	.
20SIFCON10	۳۲,۷۱	۳۷,۸۳	۶,۹۴	۲۸,۶۳	۱۰۸,۰۸	۴,۱۲	۰,۰۰۰۳
20SIFCON20	۳۱,۵۵	۳۷,۸۷	۶,۸۳	۲۸,۵۷	۱۰۸,۲۰	۴,۱۹	۰,۰۰۰۵۹
20SIFCON30	۳۱,۱۱	۳۷,۸۸	۶,۹۱	۲۸,۶۵	۱۰۸,۲۳	۴,۱۵	۰,۰۰۰۸
20SIFCON40	۳۰,۴۶	۳۷,۹۰	۷,۰۳	۲۸,۶۱	۱۰۸,۲۷	۴,۰۷	۰,۰۰۱۱
20SIFCON50	۲۹,۳۳	۳۷,۹۰	۶,۸۹	۲۸,۷۶	۱۰۸,۳۰	۴,۱۷	۰,۰۰۱۴
20SIFCON60	۲۸,۲۰	۳۷,۹۲	۶,۷۴	۲۸,۷۵	۱۰۸,۳۵	۴,۲۶	۰,۰۰۱۶
20SIFCON70	۲۷,۵۹	۳۷,۹۴	۶,۸۳	۲۸,۹۱	۱۰۸,۳۹	۴,۲۳	۰,۰۰۱۹
20SIFCON80	۲۶,۴۸	۳۷,۹۴	۶,۶۵	۲۸,۹۰	۱۰۸,۴۱	۴,۳۵	۰,۰۰۲۲
35SIFCON0	۴۰,۶۵	۴۶,۷۸	۷,۲۰	۲۴,۵۶	۱۳۳,۶۵	۳,۴۱	.
35SIFCON10	۳۹,۴۵	۴۶,۸۱	۷,۲۸	۲۴,۷۰	۱۳۳,۷۳	۳,۴۰	۰,۰۰۰۳
35SIFCON20	۳۷,۷۰	۴۶,۸۳	۷,۲۶	۲۴,۷۷	۱۳۳,۸۰	۳,۴۱	۰,۰۰۰۵۹
35SIFCON30	۳۶,۳۲	۴۶,۸۴	۷,۱۷	۲۴,۸۸	۱۳۳,۸۲	۳,۴۷	۰,۰۰۰۸
35SIFCON40	۳۴,۵۹	۴۶,۸۵	۷,۱۴	۲۴,۹۰	۱۳۳,۸۷	۳,۴۹	۰,۰۰۱۱
35SIFCON50	۳۲,۸۸	۴۶,۸۶	۷,۱۰	۲۵,۰۰	۱۳۳,۸۸	۳,۵۲	۰,۰۰۱۴
35SIFCON60	۳۱,۱۹	۴۶,۸۷	۷,۰۴	۲۵,۰۸	۱۳۳,۹۲	۳,۵۶	۰,۰۰۱۶
35SIFCON70	۲۹,۵۲	۴۶,۸۷	۶,۹۶	۲۵,۲۲	۱۳۳,۹۱	۳,۶۳	۰,۰۰۱۹
35SIFCON80	۲۷,۸۷	۴۶,۸۸	۶,۸۴	۲۵,۳۲	۱۳۳,۹۵	۳,۷۰	۰,۰۰۲۲

خروجی برنامه برای تیر شاهد و تیرهای مقاوم شده با کامپوزیت CARDIFRC

	M_y (KN.m)	M_{max} (KN.m)	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	P_{max} (KN)	Ductility	ϵ_{bi}
control beam	۲۵,۲۶	۲۶,۳۷	۶,۶۰	۳۳,۶۵	۷۵,۳۵	۵,۱۰	-
20CARDIFRC0	۳۲,۱۷	۳۲,۱۷	۶,۴۱	۳۱,۵۶	۹۱,۹۲	۴,۹۳	.
20CARDIFRC10	۳۲,۶۷	۳۲,۶۷	۶,۵۴	۳۱,۹۶	۹۳,۳۶	۴,۸۹	۰,۰۰۰۳
20CARDIFRC20	۳۳,۰۵	۳۳,۲۹	۶,۵۳	۳۱,۷۹	۹۵,۱۰	۴,۸۷	۰,۰۰۰۵۹
20CARDIFRC30	۳۳,۵۱	۳۳,۵۱	۶,۸۵	۳۲,۲۳	۹۵,۷۵	۴,۷۱	۰,۰۰۰۸
20CARDIFRC40	۳۴,۱۹	۳۴,۱۹	۶,۸۹	۳۲,۳۸	۹۷,۶۹	۴,۷۰	۰,۰۰۱۱
20CARDIFRC50	۳۴,۵۴	۳۴,۸۴	۶,۹۲	۳۱,۰۶	۹۹,۵۵	۴,۴۹	۰,۰۰۱۴
20CARDIFRC60	۳۵,۱۹	۳۵,۱۹	۷,۳۰	۲۶,۹۲	۱۰۰,۵۵	۳,۶۹	۰,۰۰۱۶
20CARDIFRC70	۳۶,۰۰	۳۶,۰۰	۷,۳۸	۱۴,۲۵	۱۰۲,۸۷	۱,۹۳	۰,۰۰۱۹
20CARDIFRC80	۳۱,۵۳	۳۵,۸۵	۷,۰۶	۱۵,۰۸	۱۰۲,۴۴	۲,۱۴	۰,۰۰۲۲
35CARDIFRC0	۳۴,۰۶	۳۴,۴۹	۵,۸۲	۳۰,۹۲	۹۸,۵۳	۵,۳۱	.
35CARDIFRC10	۳۵,۱۲	۳۵,۶۷	۵,۹۴	۲۷,۳۹	۱۰۱,۹۲	۴,۶۱	۰,۰۰۰۳
35CARDIFRC20	۳۶,۳۳	۳۷,۱۶	۶,۰۱	۱۸,۷۰	۱۰۶,۱۷	۳,۱۱	۰,۰۰۰۵۹
35CARDIFRC30	۳۸,۰۰	۳۸,۰۰	۶,۶۹	۱۱,۴۱	۱۰۸,۵۷	۱,۷۱	۰,۰۰۰۸
35CARDIFRC40	۳۹,۱۴	۳۹,۲۷	۶,۷۵	۱۱,۰۸	۱۱۲,۱۹	۱,۶۴	۰,۰۰۱۱
35CARDIFRC50	۴۰,۲۵	۴۰,۷۰	۶,۸۸	۱۲,۰۸	۱۱۶,۲۷	۱,۷۶	۰,۰۰۱۴
35CARDIFRC60	۴۱,۳۳	۴۲,۱۰	۶,۹۸	۱۲,۸۱	۱۲۰,۲۹	۱,۸۳	۰,۰۰۱۶
35CARDIFRC70	۴۲,۳۶	۴۳,۵۵	۷,۵۱	۱۲,۶۰	۱۲۴,۴۱	۱,۶۸	۰,۰۰۱۹
35CARDIFRC80	۳۸,۲۶	۴۳,۹۵	۷,۵۵	۱۳,۰۲	۱۲۵,۵۸	۱,۷۳	۰,۰۰۲۲

Abstract

High-Performance Fiber-Reinforced Cementitious Composites (HPFRCCs) are a new type of fiber reinforced composite that has emerged in recent decades. The most important aspect of HPFRCCs that sets them apart from ordinary fiber reinforced concretes is their strain hardening. As a result, HPFRCCs are more ductile than conventional concrete, making them ideal for some structural applications. The main goal of this thesis is to investigate the effect of existing substrate strain on the behavior of RC beams strengthened by HPFRCC. A code in MATLAB program was created for this purpose. Under this code, the moment-curvature curve of the beam is first produced using the stress-strain curve of the constitutive material in tension and compression. Then, the load-deflection curve of the beam under any pattern of the load is derived utilizing the existing relationships of materials. Three experimental test results were used to validate the code, and the results of the analytical model show good agreement with the test results. The model is capable of predicting different stages of beam behavior. Various parameters, such as thickness and the type of reinforcing layer, were investigated in this research. By applying varied preloads before attaching the layer on the control beam, the goal of this thesis can be achieved. The results indicated that the substrate strain has no considerable influence on the ultimate strength and ductility of the beam retrofitted by composites with strain hardening behavior. In composites with strain softening behavior, however, the strain corresponding to the maximum tensile stress (ε_{pl}) is critical in assessing the influence of substrate strain. As a result, in composites with greater ε_{pl} , the effect of substrate strain on the beam strength is about 1.6 percent, while in composites with less ε_{pl} , this value is near to 12 percent. The same is true for ductility; the effect of the substrate strain in composites with greater ε_{pl} , is less than 4.3 percent, but it may reach 61 percent in the other one.

Keywords: HPFRCC, Strengthening beam, Fiber-reinforced composites, Substrate strain, moment-curvature, strain softening, strain hardening



Shahrood University of
Technology

Faculty of Civil Engineering

M.Sc. Thesis in Structural Engineering

Effect of existing substrate strain on behavior of RC beams strengthened by HPFRCC

By:
Mohammadjavad Jafari

Supervisor:
Dr. Farshid Jandaghi Alaei

October 2021