



تأثیر جایگزینی کامپوزیت سیمانی الیافی توانمند به جای بتن معمولی در بهبود رفتار آزمایشگاهی تیرهای دوسرگیردار بتنی

امیر قدس، محمد کاظم شریبتدار*

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۹/۰۳/۲۶
بازنگری: ۱۳۹۹/۰۶/۱۵
پذیرش: ۱۳۹۹/۰۹/۳۰
ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۱۰/۲۱

خلاصه: رفتار سخت‌شوندگی کرنش تحت نیروی کششی بتن کامپوزیتی HPCFRCC و ریزترک‌های قبل از گسیختگی و جذب انرژی بالا در آن‌ها توجیه استفاده این بتن توانمند الیافی می‌باشد. در این مقاله اثر استفاده از این بتن کامپوزیتی با الیاف با حجم ۱ و ۲ درصد بر رفتار خمشی تیرهای بتنی گیردار مورد مطالعه قرار گرفت. مجموعاً ۴ تیر بتنی دوسرگیردار به طول ۱/۸۵ متر (با دو ستونک با صلبیت بالا در دو انتها) در نظر گرفته شدند که دو نمونه مرجع با بتن معمولی با دو نوع فاصله خاموت‌ها در دو انتهای تیر (d/۲ و

کلمات کلیدی:

دوسرگیردار
توانمند

HPCFRCC

تیر بتن مسلح

الیاف فولادی

d/۴) و ۲ تیر هم با بتن HPCFRCC با مقدار الیاف ۱ و ۲ درصد با فاصله خاموت‌ها برابر d/۲ به صورت غیر فشرده بودند. مقاومت فشاری متوسط دو نوع بتن تقریباً برابر بودند. نوع بارگذاری به صورت استاتیکی و در وسط دهانه اعمال شد و در حین آزمایش نیز گیرداری دو سر تیر با استفاده از تمهیداتی مرتباً کنترل گردید. نتایج آزمایشات نشان داد که استفاده از بتن HPCFRCC با الیاف ۱ و ۲ درصد بجای بتن معمولی باعث افزایش شکل‌پذیری و جذب انرژی تیرهای گیردار شد و شکل‌پذیری جابه‌جایی تیرها با ۱ و ۲ درصد الیاف (HC۱ و HC۲) به ترتیب تا ۵۴ و ۱۰۰ درصد افزایش یافت؛ درحالی‌که این اعداد برای شکل‌پذیری انرژی ۷۴ و ۲۰۰ درصد بودند. ضمناً طول مفصل پلاستیک در تیرهای HC۱ و HC۲ نسبت به تیر با بتن معمولی و فاصله غیر فشرده میلگردها به ترتیب ۳۵ و ۴۷ درصد افزایش یافت.

۱- مقدمه

منجر به تولید بتن با استحکام کششی ۱۲ MPa و شکل‌پذیری کششی از ۰/۰۲ تا ۰/۰۶ درصد بود [۳]. مطالعات لی و فیشر، استحکام کششی بین ۴ تا ۶ مگاپاسکال و تنش کششی از ۳ تا ۵ درصد را نشان داد [۴-۵]. کمیته فنی ریلیم تصمیم گرفت بر خواص سخت‌کننده کرنش این مواد تأکید کند و بنابراین نام کامپوزیت سیمانی با سخت‌شدگی کرنشی (SHCC) برای آن انتخاب شد [۶-۷]. علاوه بر این، مواد CARDIFRC که دانشگاه کاردیف ولز ایجاد شده بودند، یکی از انواع HPCFRCC بودند که توسط فرهنگ و همکاران توسعه یافته بود. در سال ۲۰۰۶، با بتنی با مقاومت فشاری تا ۲۰۰ مگاپاسکال و مقاومت کششی تا ۲۷ مگاپاسکال، محققان توانستند با ترکیب دو مفهوم بتن با کارایی فوق‌العاده بالا (UHPC) و بتن الیافی، بتن جدید الیاف با کارایی بسیار بالا (UHPFRC) را ایجاد کنند که مقاومت کششی، مقاومت فشاری و کشش نهایی آن بیش از ۱۰ مگاپاسکال، ۱۵۰ مگاپاسکال و ۰/۰۰۵ بود [۸]. همتی و همکاران، مطالعات پارامتری آزمایشی به منظور بررسی تأثیر مقاومت فشاری، نوع بارگذاری و نسبت میلگردهای

در سال‌های اخیر، پیشرفت چشمگیر در تکنولوژی بتن منجر به ایجاد بتن‌های توانمند گردیده است. بتن توانمند نوع خاصی از بتن کامپوزیتی می‌باشد که علاوه بر بتن معمولی الیاف مجزا نیز به آن اضافه شده است. یکی از این بتن‌های با کارایی بالا که در سال‌های اخیر برجسته شده است بتن توانمند می‌باشد. در سال ۱۹۶۰ محققان اثر الیاف فولادی بر کاهش تردیت بتن را بررسی نمودند [۱]. نامان، مصالحی معرفی کرد که دارای یک بخش از سخت شدن در کرنش کششی در منحنی تنش-کرنش بوده و به آن، عنوان توانمند اطلاق نمودند. HPCFRCC به شیوه‌ای طبقه‌بندی شده بود که از بتن (FRC) جدا شده بود، بنابراین بتن توانمند نوع خاصی از کامپوزیت FRC بود که نشانه‌های مشخصه آن تحت رفتار سخت‌شدگی کرنش تحت نیروی کششی پس از اولین ترک‌خوردگی بود که با ترک‌های متعدد تا رسیدن به کرنش‌های زیاد همراه بود [۲]. یک مطالعه تجربی

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



کششی در خصوصیات تغییرشکل نهایی تیرهای HPFRCC انجام دادند. این نشان داد که اگر بارگذاری متمرکز در وسط دهانه به بارگذاری یکنواخت تغییر کند، ظرفیت چرخش مفصل پلاستیکی افزایش می‌یابد [۹]. همچنین با استفاده از روش‌های عددی، افزایش ظرفیت تحمل در قاب بتن مسلح را با استفاده از مواد HPFRCC حاصل گردید. در این مدل‌ها، ماده پانل منطقه توسط HPFRCC جایگزین شد که دارای مقاومت کششی و فشاری متفاوت بود و سپس قاب‌های بتنی کامل و قاب کامل HPFRCC مقایسه شد. نتایج نشان داد که استفاده از این مواد باعث افزایش ظرفیت باربری و شکل‌پذیری این قاب‌ها می‌شود [۱۰].

بازتوزیع مجدد لنگر یکی از مسائلی است که در طول دهه‌های اخیر به صورت تئوری و تجربی بطور گسترده‌ای مورد بررسی و آزمایش قرار گرفته است. بررسی بازتوزیع لنگر در بتن‌های مقاوم‌تری (NSC) و تیرهای پیوسته HSC با استفاده از مدل‌سازی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته و با استفاده از آزمایش مورد تأیید قرار گرفته است [۱۱]. مدل‌سازی عددی و آزمایش‌های تجربی تیرهای پیوسته دو دهانه بتن مسلح با مقاومت بتن بین ۳۰ تا ۹۰ مگاپاسکال انجام شد. تأثیر نسبت‌های مختلف میلگرد کششی بالای تکیه‌گاه میانی و دهانه‌های بالا بازتوزیع لنگر مورد بررسی قرار گرفت [۱۲]. گزارش شده است که بازتوزیع لنگر به سختی مقاطع بحرانی بستگی دارد. مسأله بازتوزیع لنگر بطور دقیق با شکل‌پذیری رابطه دارد؛ زیرا اگر سازه دارای شکل‌پذیری مناسب باشد، تنش و بازتوزیع مجدد لنگر در اعضای خمشی از طریق توسعه مفصل پلاستیک در مقاطع بحرانی رخ می‌دهد [۱۳]. الگوی بازتوزیع لنگر تجربی با مقادیر توصیه شده در کدهای طراحی مقایسه شد [۱۴-۱۵]. گزارش شده است که توصیه‌های ACI ۳۱۸ بیش از حد محافظه‌کارانه است [۱۶] و مقادیری که با استفاده از دو کد دیگر به دست می‌آیند [۱۲، ۱۷]، با نتایج آزمایش هماهنگی خوبی دارند. احسانی و همکاران، رفتار خمشی و بازتوزیع لنگر و چرخ لولای پلاستیک در مقاطع بحرانی تیرهای سراسری دودهانه HPFRCC را بررسی کردند. هشت نمونه تیر سراسری دو دهانه با مقیاس کامل تحت بارگذاری متمرکز قائم افزایشی در وسط هر یک از دهانه قرار گرفتند. تیرهای سراسری موردنظر شامل دو عدد تیر بتن مسلح معمولی با دو نوع خاموت‌گذاری معمولی (مرجع) و فشرده، چهار نمونه تیر بتن مسلح با لایه‌های متفاوت HPFRCC با ۲ درصد الیاف فولادی با خاموت‌گذاری معمولی و دو عدد تیر ساخته شده با کامپوزیت HPFRCC بطور کامل و با خاموت‌گذاری معمولی و فشرده مورد آزمایش قرار گرفتند. الگوهای ترک‌خوردگی، پاسخ بار تغییرمکان،

شکل‌پذیری، مقادیر کرنشها و میزان بازتوزیع لنگر این تیرها مورد مطالعه و بررسی قرار گرفتند. بررسی نتایج آزمایشگاهی نشان داد که بکارگیری کامپوزیت‌های HPFRCC به جای بتن معمولی در بخش‌های مختلف تیرهای سراسری باعث افزایش ظرفیت باربری و شکل‌پذیری تیرهای ساخته شده با کامپوزیت HPFRCC گردید. افزایش ظرفیت باربری و شکل‌پذیری در نمونه ساخته شده با کامپوزیت HPFRCC بطور کامل و خاموت فشرده به ترتیب به مقدار ۵۵ و ۷۷ درصد نسبت به نمونه مرجع افزایش یافت. همچنین ظرفیت دورانی مفاصل پلاستیک در مقاطع بحرانی تیرهای سراسری با کامپوزیت HPFRCC نسبت به نمونه‌های مشابه بتن معمولی بیشتر شد. بیشترین مقدار بازتوزیع لنگر خمشی در نمونه ساخته شده با کامپوزیت HPFRCC در قسمت تحتانی به مقدار ۱/۵۱ برابر تیر مرجع اتفاق افتاد [۱۸].

در این مقاله امکان استفاده از کامپوزیت‌های HPFRCC به عنوان مواد جایگزین برای بتن معمولی در تیرهای دوسرگردار که عموماً در قاب‌های ساختمانی کاربرد دارند مورد بررسی قرار گرفته است. استفاده از الیاف فلزی جهت توانمند کردن بتن، در بالا اشاره گردیده و موارد کارهای تئوری و آزمایشگاهی بسیاری انجام شده است؛ و لیکن در خصوص تیرهای دو سر گردار از هر نوع بتن موارد کار شده بسیار نادر بوده است و روش گردار کردن بتن با معرفی ستاپ در این مقاله و موارد کنترل این گرداری در طول آزمایش و استفاده از میل‌پیچ‌های نصب شده بر روی تیر جهت کنترل مقادیر کرنش‌سنج‌ها از موارد مهم نوآوری در این مقاله می‌باشد. منحنی بار-جابجایی تیرهای آزمایش شده و برخی از پارامترهای حاصل از عملکرد خمشی، مانند ظرفیت جذب انرژی، فاکتورهای پلاستیسیته و حداکثر مقاومت و بازتوزیع منحنی لنگر ارزیابی گردید و بعضی پارامترها مانند ظرفیت خمشی و طول مفصل پلاستیک با روابط تجربی در آیین‌نامه‌ها و کار دیگران نیز مقایسه گردید [۱۹-۲۷] که در این مقاله به بخشی از آن اشاره خواهد شد.

۲- برنامه آزمایشگاهی

به منظور بررسی رفتار تیرهای دوسرگردار، چهار نمونه تیر در نظر گرفته شد که دو تیر از بتن معمولی ساخته شدند و فاصله خاموت‌ها در دو انتها این تیرها و در طول بحرانی (دو برابر ارتفاع تیر) برابر $d/2$ (به عنوان خاموت‌گذاری غیرفشرده) و $d/4$ (خاموت‌گذاری فشرده) و دو تیر نیز از بتن کامپوزیتی سیمانی توانمند الیافی HPFRCC با دو الیاف فولادی در دو درصد متفاوت ۱ و ۲ درصد ساخته شدند؛ بطوری که فاصله خاموتها

جدول ۱. طرح اختلاط بتن معمولی و توانمند

Table 1. Normal and HPRCC concrete mixing plan

نوع بتن	سیمان (Kg/m ³)	ماسه (kg/m ³)	شن (kg/m ³)	آب (kg/m ³)	فوق‌روان‌کننده (kg/m ³)	میکروسیلیس (kg/m ³)	پودر سیلیس (kg/m ³)	الیاف (kg/m ³)
HPFRCC	۸۰۷	۱۰۸۶	-	۲۸۳	۸	۸۱	۲۴	۱۶۲ و ۸۱
NSC	۸۰۵	۵۰۰	۷۴۰	۲۴۱	۴	۸۰	۰	-

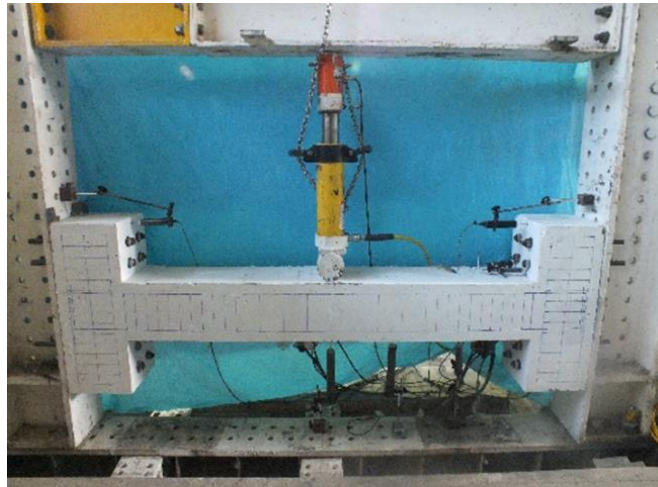
جدول ۲. مشخصات الیاف فولادی

Table 2. Specifications of steel fibers

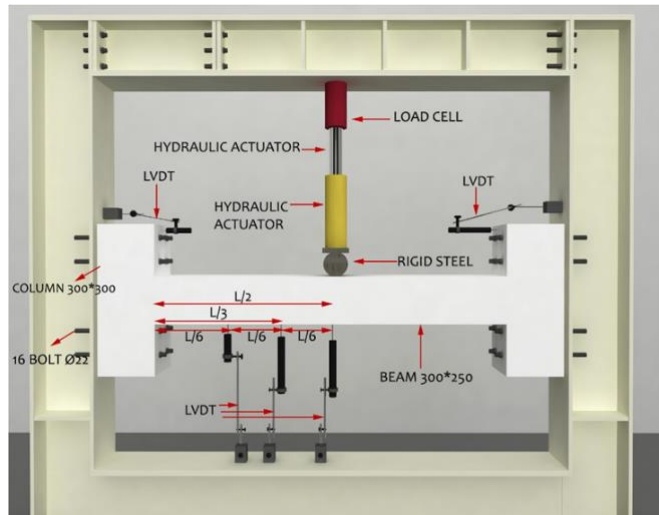
نوع الیاف	طول (mm)	قطر (mm)	نسبت $\frac{l}{d}$	مقاومت کششی (MPa)	مدول الاستیک (GPa)	دانسیته $\frac{gr}{cm^3}$
قلاب‌دار	۲۰	۰/۶	۳۳/۳۳	۱۱۰۰	۲۰۰	۷/۸۵
قلاب‌دار	۱۰	۰/۶	۱۶/۶۷	۱۱۰۰	۲۰۰	۷/۸۵

در این تحقیق، ترکیبات مصالح و طرح اختلاط نهایی مورد استفاده برای ساخت بتن توانمند (HPFRCC) در نتیجه انجام آزمایش بر روی نمونه‌ها با نسبت‌های مختلف مواد به دست آمد تا رفتار سخت‌شوندگی بتن تقریباً حاصل گردید؛ بنابراین بهترین طرح اختلاط بر اساس نسبت وزن در جدول ۱ برای یک مترمکعب بتن ارائه شده است. مقدار سیمان مورد استفاده در ساخت تیرها سیمان نوع پرتلند با دانسیته $\frac{gr}{cm^3}$ ۳/۰۵ بوده و ماسه تا قطر ۲/۴ میلی‌متر در بتن HPFRCC و بتن معمولی و شن نخودی تا قطر ۱ سانتی‌متر در بتن معمولی (NSC) استفاده شد. شن و ماسه دارای دانسیته ویژه $\frac{gr}{cm^3}$ ۲/۶۵ بود. میکروسیلیس با دانسیته $\frac{gr}{cm^3}$ ۲/۲ و اندازه دانه μm ۰/۱ و فوق‌روان‌کننده بر پایه پلی‌کربوکسیلات با چگالی $\frac{gr}{cm^3}$ ۱/۰۷ در ساخت تیرهای بتنی استفاده شده است. از الیاف فولادی مستقیم با طول ۱۰ و ۲۰ میلی‌متر (مخلوط شده) و قطر ۰/۶ میلی‌متر و چگالی $\frac{gr}{cm^3}$ ۷/۸۵ در ساخت بتن توانمند استفاده شد که مشخصات آن‌ها مطابق استاندارد ASTM A۸۲۰ در جدول ۲ ارائه شده است. دو نوع بتن الیافی با درصد‌های ۱ و ۲ درصد و به میزان ۷۹ و ۱۵۸ کیلوگرم در هر مترمکعب بتن ریخته شد. طرح اختلاط دو نوع بتن معمولی و HPFRCC طوری انتخاب شدند که مقاومت فشاری نهایی آنها تقریباً برابر باشند تا رفتار نهایی تیرهای ساخته شده با دو نوع بتن متفاوت قابل مقایسه منطقی باشند. برای

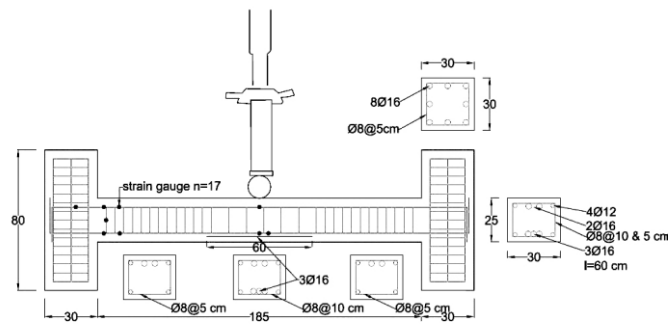
در این تیرها با بتن کامپوزیتی برابر $d/2$ (خاموتگذاری غیرفشرده) بود تا تأثیر جایگزینی بتن کامپوزیتی با بتن معمولی در کاهش خاموت‌های مورد نیاز برای تأمین شکل‌پذیری بررسی گردد. یک جک هیدرولیک ۱۰۰۰ کیلونیوتن به منظور اعمال بار متمرکز در وسط تیر استفاده شد و بار اعمال شده توسط یک بارسنج با ظرفیت ۱۰۰۰ کیلونیوتن اندازه‌گیری شد. علاوه بر این، تغییرشکل تیر با استفاده از (LVDTs) در ۳ موقعیت مختلف در تیر یکی در وسط، یکی در ۰/۳۳۳ و یکی در دوسوم دهانه اندازه‌گیری گردید. کرنش‌سنج‌های الکتریکی (ESG) با طول ۱۰ میلی‌متر و مقاومت الکتریکی ۱۲۰ اهم به سطح میلگردهای طولی و خاموتها در ۱۶ نقطه متصل گردیدند. با توجه به محدودیت‌های آزمایشگاهی و عدم امکان ساخت تیرهایی با اندازه واقعی، مقیاس حدود ۱/۳ اندازه واقعی در نظر گرفته شد. تیرهای دوسرگیردار به صورت تیری به دهانه خالص ۱/۸۵ متر با ۲ ستونک با صلبیت بالا در طرفین ساخته شدند که این ستونک‌ها با استفاده ۱۶ عدد بولت نمره ۲۰ میلی‌متر به قاب آزمایشگاه متصل گردیدند تا فرضیه گیرداری مسأله تأیید گردد و در حین آزمایش نیز این گیرداری با استفاده از تمهیداتی مرتباً کنترل گردید. مقطع تیر با عرض ۳۰۰ و ارتفاع ۲۵۰ میلی‌متر و مقطع دو ستونک صلب هم ۳۰۰ در ۳۰۰ میلی‌متر بودند. مشخصات کامل تیرها شامل ابعاد و آرماتورگذاری در شکل ۱ نشان داده شده است.



الف- نمای واقعی سیستم برپایی آزمایش

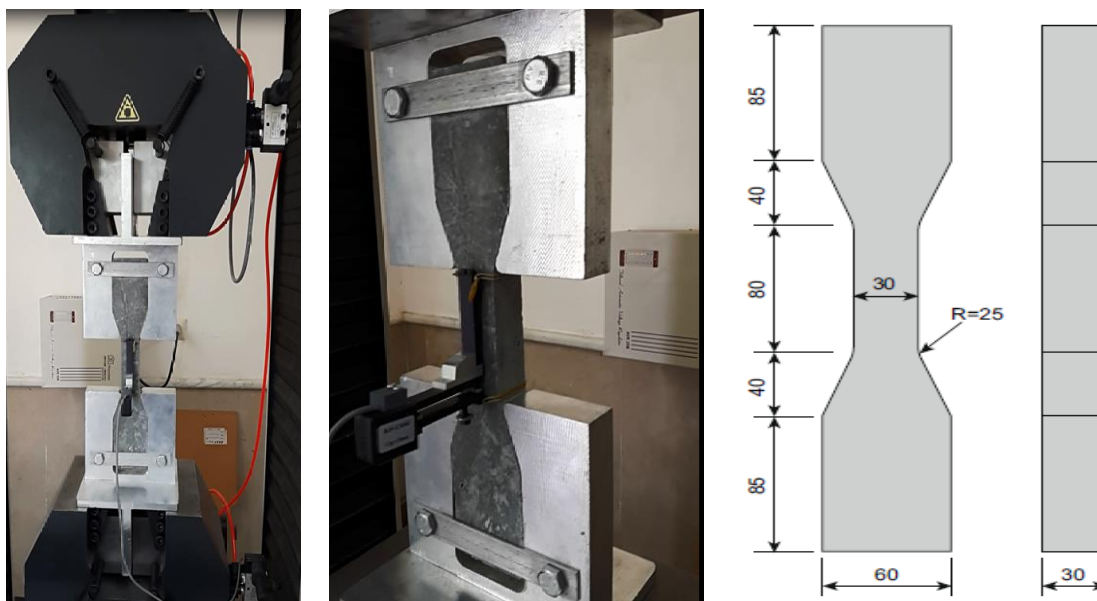


ب- نمای شماتیک سیستم برپایی آزمایش



شکل ۱. مشخصات کامل تیرها و چیدمان آزمایشگاه

Fig. 1. Complete specifications of beams and laboratory layout



شکل ۲. چیدمان آزمایش کشش یک محوری

Fig. 2. Arrangement of uniaxial tensile test

جدول ۳. نتایج آزمون کشش یک محوره

Table 3. Uniaxial tensile test results

نمونه	تنش اولین ترک (MPa)	کرنش اولین ترک (%)	تنش نهایی (MPa)	کرنش در ۹۰ درصد پس تنیدگی نهایی (%)
۱	۴/۰۷	۰/۲	۶/۱۱	۱/۳۱
۲	۳/۹۳	۰/۲	۵/۸۸	۱/۲۷
۳	۳/۷۷	۰/۲	۵/۶۱	۱/۱۶
۴	۳/۷۷	۰/۱	۵/۶۷	۱/۰۵

با استفاده از استاندارد JSCE [۱]، مبدل جابه‌جایی با طولسنج ۸۰ میلی‌متر تنظیم شد و بارگذاری بر اساس جابه‌جایی کنترل شد. برای آزمایشات کشش یک‌طرفه، نمونه‌های دمبل شکل نشان داده شده در شکل ۲ با مقطع ۸۰ × ۳۰ × ۳۰ میلی‌متر در وسط طبق استاندارد JSCE [۱] مورد استفاده قرار گرفتند. در قسمت وسط نمونه گیجی وجود دارد که جابه‌جایی در طول آزمون کششی اندازه‌گیری می‌شود. یک Extensometer بر روی سطح مرکز نمونه وجود دارد که تحت نیروی کششی قرار می‌گیرد و همراه با جهت بارگذاری برای تعیین طول تغییر طول و همچنین تغییر بار استفاده می‌شود. حداکثر تنش کششی و کرنش نمونه مورد آزمایش به ترتیب ۶/۲ مگاپاسکال و ۱/۳٪ بود. نتایج آزمون کششی در جدول ۳ ملاحظه می‌گردد.

تعیین مقاومت فشاری دو نوع بتن از نمونه‌های مکعبی ۱۵×۱۵ سانتی‌متر استفاده شد که مقاومت فشاری میانگین نمونه‌های مکعبی با ضرایب موجود در آیین‌نامه مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان به مقاومت معادل استوانه‌ای تبدیل شدند که این مقادیر برای بتن‌های معمولی و توانمند به ترتیب ۵۰ و ۵۵ مگاپاسکال به دست آمدند که اختلاف کمتر از ۱۰ درصد داشتند. با توجه به تشابه طرح اختلاط دو نوع بتن جدا از یالیف، تأثیر افزودن یالیف بر افزایش مقاومت بتن در حدود ۵ تا ۱۰ درصد افزایش در مقاومت مورد انتظار می‌باشد. جهت بررسی تأثیر حجم یالیف بر عملکرد مکانیکی HPRCC، آزمون کششی یکسانی انجام شد (ASTM D۶۳۸). دستگاه بارگذاری مورد استفاده برای آزمون کششی یکسانی در شکل ۲ نشان داده شده است.

جدول ۴. مشخصات میلگردهای فولادی (ASTM A370)

Table 4. Specifications of steel rebars (ASTM A370)

مدول الاستیسیته E_s (MPa)	کرنش نهایی ϵ_{su} (%)	تنش نهایی f_u (MPa)	کرنش تسلیم ϵ_{sy} (%)	تنش تسلیم f_y (MPa)	قطر Φ (mm)	نوع میلگرد
۲۱۰	۱۶	۶۷۲	۰/۰۰۲۵	۵۴۶	۱۴	میلگرد طولی
۲۱۰	۱۶	۶۹۶	۰/۰۰۲۴	۵۵۶	۱۲	میلگرد طولی
۲۱۰	۱۴	۸۰۰	۰/۰۰۲۰	۵۳۵	۸	میلگرد عرضی

جدول ۵. مشخصات میلگردگذاری و مشخصات بتن تیرها

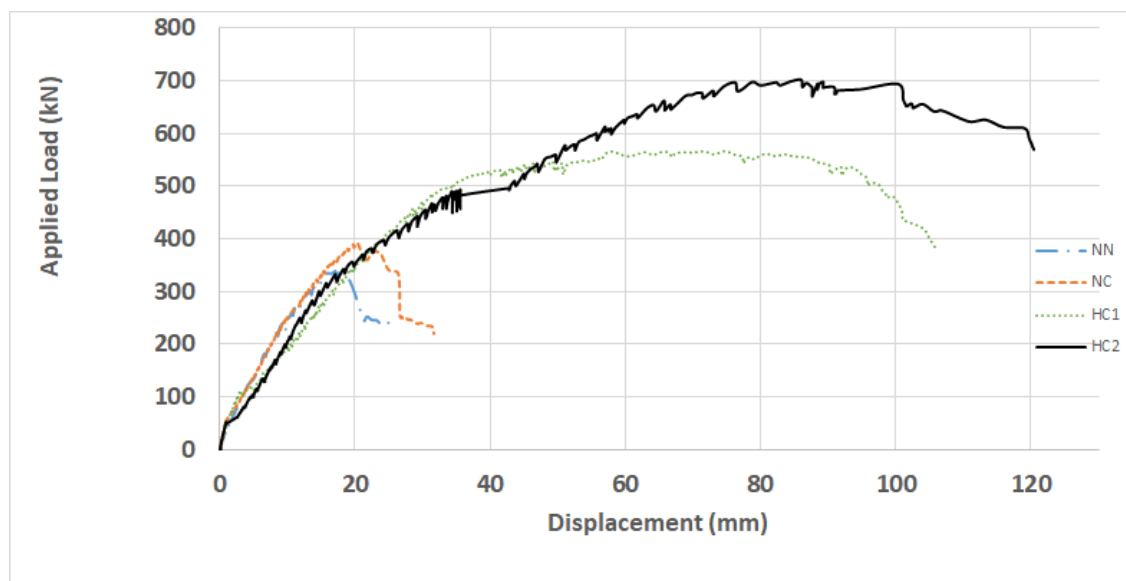
Table 5. Rebar and concrete specifications of beams

نام نمونه	نوع بتن	مشخصات مقطع (mm)	مقاومت فشاری (MPa)	مقاومت کششی (MPa)	میلگرد طولی ممان مثبت	میلگرد طولی ممان منفی	فاصله خاموت در وسط دهانه (mm)	فاصله خاموت در تکیه‌گاه (mm)
NN	معمولی	۲۵۰*۳۰۰	۵۰	۴/۷۵	۲Ø12 3Ø14 L=60CM MID	2Ø12 2Ø14	Ø8@100	Ø8@100
NC	معمولی	۲۵۰*۳۰۰	۵۰	۴/۷۵	۲Ø12 3Ø14 L=60CM MID	2Ø12 2Ø14	Ø8@100	Ø8@50
HC1	HPFRCC	۲۵۰*۳۰۰	۵۵	۵/۵	۲Ø12 3Ø14 L=60CM MID	2Ø12 2Ø14	Ø8@100	Ø8@50
HC2	HPFRCC	۲۵۰*۳۰۰	۵۵	۵/۵	۲Ø12 3Ø14 L=60CM MID	2Ø12 2Ø14	Ø8@100	Ø8@50

۳- بررسی نتایج

نمونه های آزمایشگاهی تیرهای دوسرگیردار با بار متمرکز در وسط دهانه بارگذاری شدند. نتایج تجربی به دست آمده شامل منحنیهای بار-تغییرمکان، منحنیهای بار-کرنش، نتایج خرابی و شکست، ظرفیت لنگر و ظرفیت بار، بازتوزیع لنگر و شکل‌پذیری نمونه ها می‌باشند. بطور کلی نتایج حاصل از آزمایشات تجربی نشان داد که شروع و پخش ترک در هر تیر به

در جدول ۴ برخی از ویژگی‌های مهم میلگردهای فولادی با قطرهای متفاوت که برای تسلیم تیرها مورد استفاده قرار گرفته نشان داده شده است. مقاومت تسلیم f_y ، کرنش تسلیم ϵ_{sy} ، مقاومت نهایی f_u و کرنش نهایی ϵ_{su} به عنوان مقادیر میانگین از آزمون‌های استاندارد مواد ارائه شده است. مشخصات کامل تیرهای دوسرگیردار شامل نوع بتن (معمولی یا کامپوزیتی)، چیدمان خاموتگذاری و نام نمونه‌ها در جدول ۵ ارائه شده‌اند.



شکل ۳. نمودار بار-تغییرمکان وسط دهانه

Fig. 3. Load-deflection relationships in mid span of tested beams

۳-۱- نمودار بار تغییر-مکان

منحنی‌های بار-تغییرمکان تیرهای آزمایشگاهی در شکل ۳ نشان داده شده اند که حداکثر جابه‌جایی ثبت شده در وسط دهانه هر تیر برای رسم منحنی بار-تغییرمکان استفاده شد. در تیر بتن معمولی NN با خاموت غیر فشرده به فاصله $d/2$ در دو انتهای این تیرها و در طول بحرانی منطقه پلاستیک (دو برابر ارتفاع تیر)، حداکثر بار اعمالی ۳۵۰ کیلونیوتن با تغییرمکان متناظر $18/34$ میلی‌متر در وسط دهانه بود. در تیر بتن معمولی NC با خاموت فشرده به فاصله $d/4$ در دو انتهای تیر، حداکثر بار اعمالی ۳۹۳ کیلونیوتن با تغییرمکان متناظر $20/33$ میلی‌متر در وسط دهانه می‌باشد و با مقایسه این ۲ تیر می‌توان نتیجه گرفت که نزدیکتر شدن فاصله خاموتها سبب افزایش حدود ۱۰ درصد در حداکثر بار اعمالی و تغییرمکان متناظر آن بار شده است؛ درحالی‌که حداکثر تغییرمکان در حالت فشرده به ۲۶ میلی‌متر در مقایسه با از ۲۰ میلی‌متر تیر با خاموت غیرفشرده افزایش پیدا کرده است (۳۰ درصد افزایش). با این مقایسه به تأثیر بیشتر فشردگی خاموت بر افزایش تغییرشکل در قیاس با افزایش بار می‌توان پی برد. در تیر بتن توانمند HC1 با ۱ درصد حجمی الیاف و با خاموت فشرده فاصله $d/4$ ، حداکثر بار اعمالی ۵۵۰ کیلونیوتن با تغییرمکان متناظر $35/4$ میلی‌متر در

خواص مکانیکی مصالح مورد استفاده، مقاومت کششی مخلوط بتن، نوع بتن معمولی یا الیافی و نوع و چیدمان میلگردهای طولی و عرضی بستگی دارد. در همه تیرها مشاهده شد که اولین ترک‌ها معمولاً در وسط دهانه و به شکل ترک‌های خمشی بودند. با توجه به اینکه ترک خمشی در بارهای اولیه اتفاق می‌افتد و سیکل انتقال بار از وسط تیر به طرفین امتداد می‌یابد، در ترک‌های اولیه با توجه به تغییرمکان بیشتر وسط تیر معمولاً در نقاط خیز بالاتر صورت می‌گیرد و نحوه تقویت اثر کمتری نسبت به خیز در بار ترک‌خوردگی دارد. الگوی ترک‌ها در تیرهای با بتن معمولی مشابه همدیگر و در بتن‌های توانمند نیز مانند هم بوده است. در تیرهای بتن معمولی ابتدا ترک‌ها به صورت خمشی و در وسط دهانه بوده که با افزایش بار، این ترک‌ها به صورت خمشی برشی شده و به سمت تکیه‌گاه امتداد یافتند و در نهایت با افزایش عرض، این ترک برشی منجر به شکست تیر شدند و همچنین در قسمت لنگر منفی تکیه‌گاه نیز ترک‌های خمشی وجود دارد که به داخل ستونکها امتداد داشتند. در تیرهای با بتن توانمند، شکل خرابی عمدتاً به صورت ترک‌های ریز خمشی در مناطق لنگر مثبت در وسط دهانه و هم‌زمان در تکیه‌گاه و سپس امتداد ترک‌های تکیه‌گاه به سمت ستونکها در تکیه‌گاه و افزایش عرض ترک خمشی در وسط دهانه و سپس خرابی بودند.

جدول ۶. مقایسه انواع بارها و تغییر مکان متناظر آنها

Table 6. Comparison of types of loads and their corresponding deflection

نام تیر	$\Delta_{cr}(mm)$	$P_{cr}(kN)$	$\Delta_y(mm)$	$P_y(kN)$	$\Delta_u(mm)$	$P_u(KN)$	$\frac{P_u}{P_u(NN)}$	مود خرابی
NN	۰/۴۲	۲۵	۱۰/۵	۲۵۷	۲۰	۲۹۴	۱	خمشی برشی
NC	۰/۷۴	۳۰	۱۳/۱۷	۳۰۳	۲۵	۳۳۷	۱/۱۵	خمشی برشی
HC1	۱/۸۵	۴۵	۲۲/۶	۴۰۰	۹۹	۴۷۸	۱/۶۲	خمشی
HC2	۲/۵۶	۵۰	۲۶	۴۵۰	۱۱۰	۶۰۰	۲/۰۴	خمشی

برابر ۵۰، ۴۵۰ و ۷۰۰ کیلونیوتن بودند.

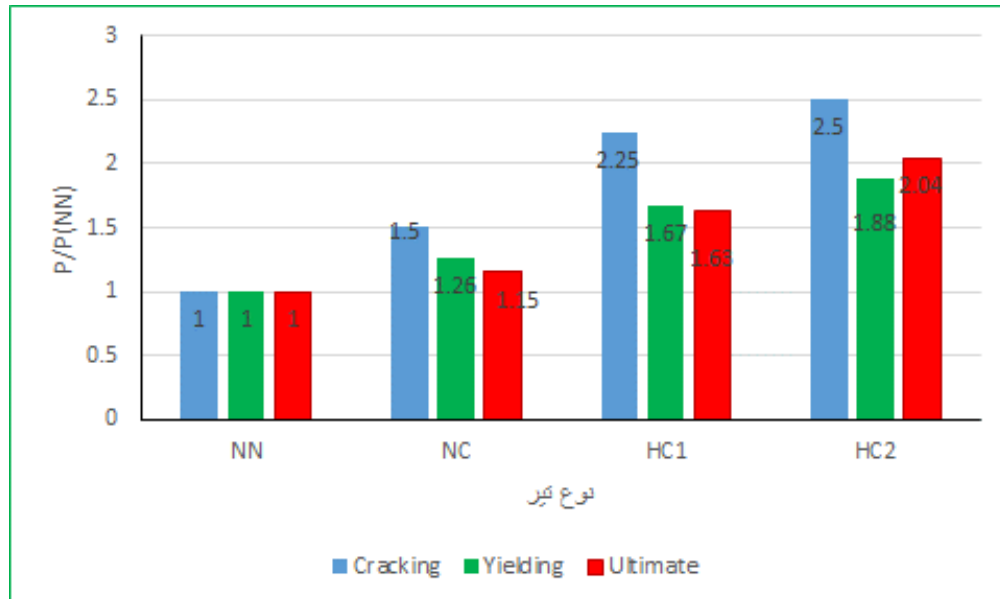
نسبت مقادیر بارهای ترک‌خوردگی، جاری شدن و نهایی سه تیر NC، HC1 و HC2 نسبت به تیر مرجع بتنی معمولی NN با خاموت غیرفشرده در شکل ۴ نشان داده شده است و اثر کاهش فاصله خاموتها و همچنین استفاده از بتن توانمند الیافی HPCFRCC به جای بتن معمولی در به تأخیر انداختن بار ترک‌خوردگی و جاری شدن و همچنین افزایش بارهای نهایی را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل ۴ دیده می‌شود، کاهش فاصله خاموت در تیر بتن معمولی باعث افزایش ۱/۵ برابری بار ترک‌خوردگی و افزایش ۱/۲۶ و ۱/۱۵ برابری بار جاری شدن و نهایی شد. مقایسه نتایج تیرهای NC و HC1 نشان داد که دو تیر با بتن مقاومت فشاری نسبتاً یکسان و شرایط یکسان آرماتورگذاری طولی و عرضی و فاصله یکسان خاموتها، مقدار بار ترک‌خوردگی، بار جاری شدن و نهایی به ترتیب ۷۵، ۴۰ و ۴۸ درصد افزایش یافته است که نشان از تأثیر مثبت بسیار بالای جایگزینی بتن HPCFRCC به جای بتن معمولی بود. ضمناً مقایسه نتایج دو تیر HC2 و HC1 نشان داد که افزایش درصد الیاف از ۱ به ۲ با یکسان بودن بقیه شرایط، باعث افزایش ۲۵، ۲۱ و ۴۰ درصدی بار ترک‌خوردگی، بار جاری شدن و نهایی شد.

۳-۲- مقایسه مودهای خرابی و الگوی ترک

در همه تیرهای مورد آزمایش شروع ترک‌خوردگی از وسط دهانه بوده است که این ترک‌ها از نوع خمشی بوده و در تیرهای بتن معمولی، این ترک‌های خمشی پس از امتداد به سمت نقطه اعمال بار به سمت منطقه فشاری تکیه‌گاه امتداد یافتند و سپس باز شده و تیرها منهدم گردیدند (خمشی-برشی). در تیرهای بتن توانمند، تعداد ترک‌ها بیشتر ولی از نوع

وسط دهانه و در تیر HC2 با ۲ درصد الیاف و فشردگی خاموت، حداکثر بار اعمالی ۷۰۰ کیلونیوتن با تغییر مکان متناظر ۵۰ میلی‌متر در وسط دهانه بودند. افزایش مقدار الیاف از ۱ به ۲ درصد حجمی، سبب ۲۷ درصد افزایش در بار بیشینه و ۴۰ درصد افزایش در تغییر مکان متناظر این بار بیشینه شد. با توجه به نزدیک بودن مقاومت فشاری بتن معمولی و توانمند، با جایگزینی بتن توانمند با ۱ درصد الیاف با بتن معمولی و شرایط یکسان مقدار آرماتور طولی و خاموتگذاری فشرده در هر دو حالت، ۲۹ درصد افزایش در حداکثر بار و ۱۴۶ درصد افزایش در تغییر مکان حداکثر مشاهده شد و جایگزینی بتن توانمند با ۲ درصد الیاف با بتن معمولی، منجر به افزایش ۷۹ درصدی در بار حداکثر و افزایش ۲۴۴ درصدی در تغییر مکان متناظر این بار شد. لذا اثرات مثبت جایگزینی بتن توانمند با بتن معمولی در این تیرهای دوسرگردار مشاهده گردید.

بارهای نهایی به عنوان بارهای حداکثر اندازه‌گیری شده توسط بارسنج برای هر تیر تعریف می‌شوند که در جدول ۶ ارائه شده‌اند. در تیر مرجع بتن معمولی NN با خاموت غیرفشرده، شروع ترک‌خوردگی در بار P_{cr} برابر ۲۵ کیلونیوتن ملاحظه گردید و فولاد کششی قبل از خرد شدن بتن در هر دو سمت تکیه‌گاه در بار P_y برابر ۲۵۷ کیلونیوتن تسلیم شد و در بار نهایی P_u برابر ۳۴۰ کیلونیوتن ترک‌های برشی به سمت تکیه‌گاه عریض شده و تیر شروع به تخریب شدن کرد. در تیر مرجع بتن معمولی NC با خاموت فشرده، بار ترک‌خوردگی P_{cr} و بار جاری شدن فولاد کششی P_y (قبل از خرد شدن بتن) و بار نهایی شکست P_u به ترتیب در مقادیر ۳۰، ۳۰۳ و ۳۹۰ کیلونیوتن اتفاق افتاد. مقادیر بارهای ترک‌خوردگی، جاری شدن و نهایی برای تیر HC1 با بتن کامپوزیتی و خاموت فشرده و ۱٪ الیاف به ترتیب ۴۵، ۴۰۰ و ۵۵۰ کیلونیوتن و برای تیر HC2 با شرایط مشابه و ۲٪ الیاف، به ترتیب



شکل ۴. مقایسه نسبت بار در حالت ترک خوردگی، تسلیم و نهایی

Fig. 4. Comparison of load ratio in crack, yield and ultimate load

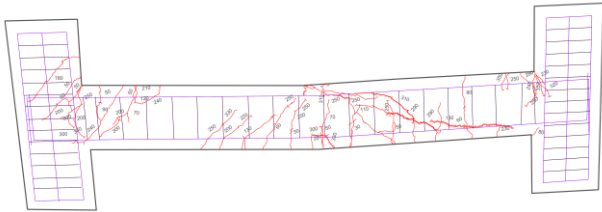
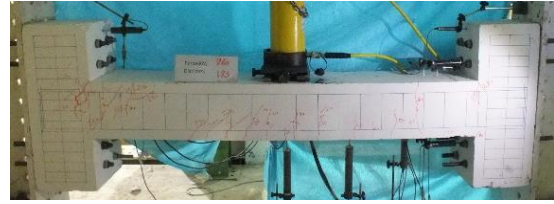
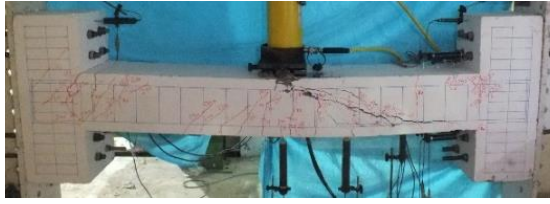
با شکل‌گیری ترک‌های خمشی در بار ۵۰ کیلونیوتن، ترک برشی نیز در تکیه‌گاه تشکیل می‌گردد که با افزایش بار به سمت ستونک و طرف مقابل تیر حرکت می‌نماید. در مجموع در این تیر ۲۲ ترک اصلی شکل گرفت که مابقی ترک‌ها از امتداد این ترک‌ها تشکیل یافتند.

در تیر NC در بار ۳۰ کیلونیوتن ترک خمشی در وسط تیر آغاز می‌شود که در محدوده ۹۰ سانتی‌متر وسط تقریباً به صورت قائم می‌باشد. با افزایش بار به ۱۴۰ کیلونیوتن ترک‌های خمشی وسط به سمت مرکز بارگذاری بصورت برشی امتداد یافته و در یک سوم کناری ترک‌های خمشی شکل می‌گیرد که در بار ۲۰۰ کیلونیوتن برشی شده و به سمت ستونک حرکت می‌کند. در مجموع در این تیر ۲۵ ترک اصلی شکل گرفت که مابقی ترک‌ها از امتداد این ترک‌ها تشکیل یافتند.

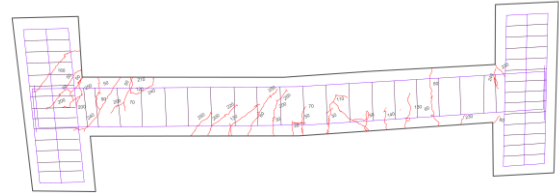
در تیر HC1 در بار ۳۰ کیلونیوتن ترک خمشی در وسط تیر آغاز می‌شود که در محدوده ۱۲۰ سانتی‌متر وسط تقریباً به صورت قائم می‌باشد. با افزایش بار به ۲۰۰ کیلونیوتن ترک‌های خمشی وسط به سمت مرکز بارگذاری بصورت برشی امتداد یافته و در تکیه‌گاه نیز ترک‌های خمشی شکل می‌گیرد که در بار بیشتر از ۲۵۰ کیلونیوتن برشی شده و به سمت ستونک حرکت می‌کند. در مجموع در این تیر ۴۵ ترک اصلی شکل گرفت که مابقی ترک‌ها از امتداد این ترک‌ها تشکیل یافتند که حاکی از افزایش

خمشی بودند که با افزایش بار به سمت نقطه اعمال بار امتداد یافته و سپس در مرحله بعدی در منطقه کششی وسط تیر، ترک‌های موجود شروع به باز شدن کرده و در نهایت تیرها منهدم گردیدند (خمشی). ملاک تعیین معیار خرابی در آزمایشگاه اعداد غیرمعمول یا خیلی بزرگ کرنش سنج‌های نصب شده در میل‌گردهای کششی و همچنین اعداد تغییرمکان در LVDT‌های قرار گرفته در منطقه کششی وسط تیرها بوده است که خارج از محدوده استاندارد نمودارهای موردنظر بوده است. با توجه به اشکال ۵ تا ۸ و نمودارهای بار تغییرمکان در شکل ۳، تیرهای بتن توانمند دارای شکل‌پذیری بهتری نسبت به تیرهای بتن معمولی با خاموت فشرده بودند و همچنین کاهش عرض ترک‌ها به همراه افزایش تعداد ترک‌ها در تیرهای بتن توانمند مشاهده گردید. با افزایش درصد الیاف، بار ترک‌خوردگی افزایش یافته و شروع غالب ترک‌ها در بارهای بالاتر مشاهده گردید که به علت نقش بازدارندگی الیاف در گسترش و باز شدن ترک‌ها بود.

در تیر NN در بار ۳۰ کیلونیوتن ترک خمشی در وسط تیر آغاز می‌شود که در محدوده ۶۰ سانتی‌متر وسط تقریباً به صورت قائم می‌باشد. با افزایش بار به ۱۰۰ کیلونیوتن، ترک‌های خمشی وسط به سمت مرکز بارگذاری امتداد یافته و در یک سوم کناری ترک‌های خمشی-برشی و سپس برشی با زاویه ۳۰ درجه با خط افق در بار ۱۳۰ کیلونیوتن شکل می‌گیرد. همزمان



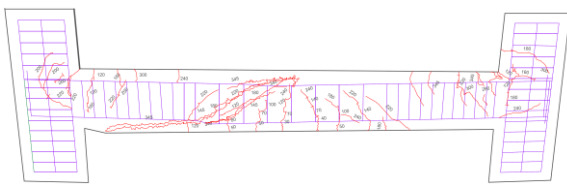
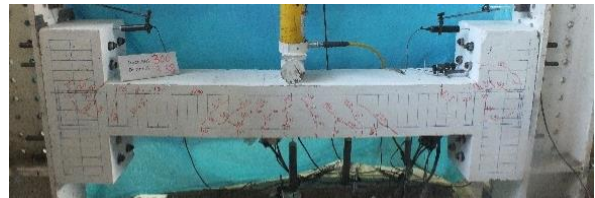
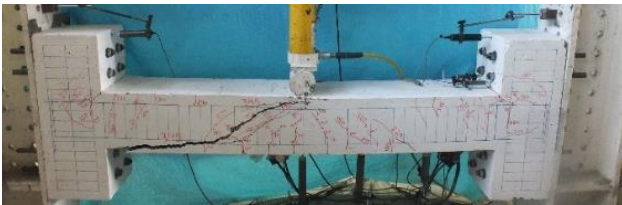
ب- تیر NN تا بار نهایی



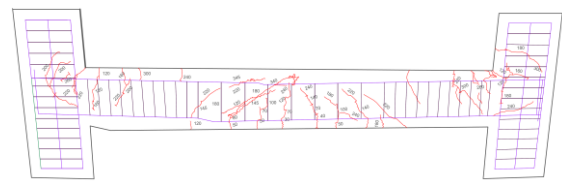
الف- تیر NN در بار جاری شدن

شکل ۵. مدل ترک تیر بتن معمولی NN

Fig. 5. Crack pattern of NN beam



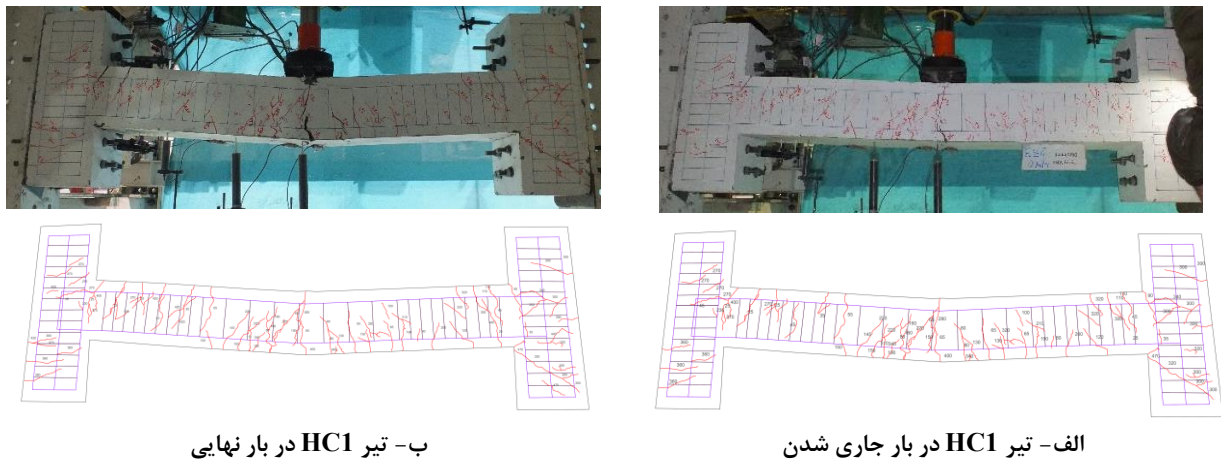
ب- تیر NC تا بار نهایی



الف- تیر NC در بار جاری شدن

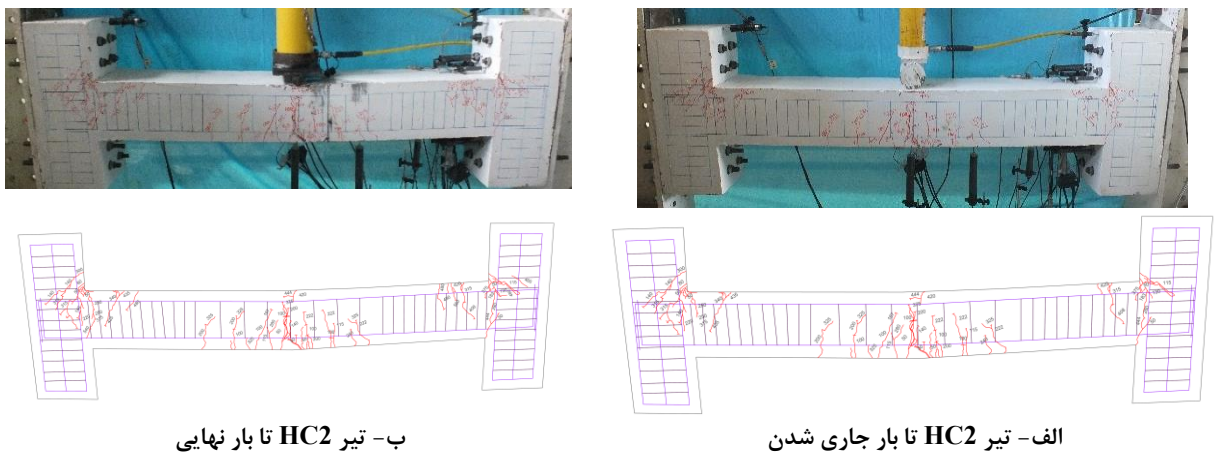
شکل ۶. مدل ترک تیر بتن معمولی NC

Fig. 6. Crack pattern of NC beam



شکل ۷. مدل ترک تیر بتنی کامپوزیتی توانمند HC^۱

Fig. 7. Crack pattern of HC1 beam



شکل ۸. مدل ترک تیر بتنی کامپوزیتی توانمند HC^۲

Fig. 8. Crack pattern of HC2 beam

جدول ۷. شکل پذیری جابه جایی و انرژی تیرها

Table 7. Displacement and energy ductility of beams

نام تیر	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$	$\frac{\mu}{\mu_{(NC)}}$	$\frac{\mu}{\mu_{(NN)}}$	E_y (kN.mm)	E_u (kN.mm)	μ_e	$\frac{\mu_e}{\mu_e(NC)}$	$\frac{\mu_e}{\mu_e(NN)}$
NN	۲	۱	۰/۹۵	۱۷۱۳	۳۶۵۵	۲/۱۳	۱	۰/۹۴
NC	۲/۱	۱/۰۵	۱	۱۹۵۰	۴۴۰۵	۲/۲۵	۱/۰۶	۱
HC1	۳/۲۴	۱/۶۲	۱/۵۴	۵۵۲۲	۲۱۸۲۷	۳/۹۵	۱/۸۵	۱/۷۴
HC2	۴/۲۳	۲/۱۲	۲	۲۹۹۲	۲۰۲۷۳	۶/۷۷	۳/۱۸	۳

بیشینه) تقسیم بر پارامتر متناظر در هنگام تسلیم می‌باشد. شاخص شکل پذیری جابه جایی به صورت $\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ تعریف می‌شود که در آن Δ_u تغییر شکل نهایی وسط تیر و Δ_y تغییر شکل تسلیم وسط تیر در میلگرد کششی می‌باشد. همان‌طور که جدول ۷ مشاهده می‌شود با کاهش فاصله خاموتها شاخص شکل پذیری افزایش می‌یابد. با افزایش الیاف به بتن، شکل پذیری نیز افزایش یافته است. یکی دیگر از روش‌های تعریف شکل پذیری بر اساس مفهوم انرژی می‌باشد؛ بنابراین، شاخص دانسیته μ_E می‌باشد که مطابق شکل ۹، انرژی جذب شده تیر در بار نهایی به انرژی جذب شده در بار تسلیم می‌باشد ($E = \frac{E_u}{E}$). در این مقاله، شکل پذیری بر اساس روش جابه جایی و جذب انرژی به دست آمده است که با افزودن الیاف، افزایش شاخص انرژی نیز ملاحظه می‌گردد. برای محاسبه شکل پذیری جابه جایی از نمودار بار-تغییر مکان در شکل ۳ استفاده گردیده که روش استخراج یک نمونه از آن در تیر HC1 در ادامه تشریح خواهد شد.

از جدول ۷ ملاحظه می‌گردد که با کاهش تنها فاصله خاموت در نمونه NC، مقادیر شکل پذیری جابه جایی و انرژی کمتر از ۱۰ درصد افزایش یافته است، ولی جایگزینی بتن توانمند با ۱ درصد الیاف باعث افزایش ۸۹ و ۷۵ درصدی مقادیر شکل پذیری جابه جایی و انرژی در نمونه HC1 نسبت به نمونه NC با شرایط یکسان فاصله فشرده خاموت شد و بتن توانمند ۲ درصد باعث افزایش ۱۰۰ و ۲۰۰ درصدی شکل پذیری جابه جایی و انرژی شدند که اثر الیاف در افزایش شکل پذیری انرژی بسیار قابل توجه است که حاکی از قدرت جذب انرژی بیشتر می‌باشد. با توجه به تشابه دو نوع بتن، اثر افزودن الیاف بر افزایش شکل پذیری مشهود می‌باشد.

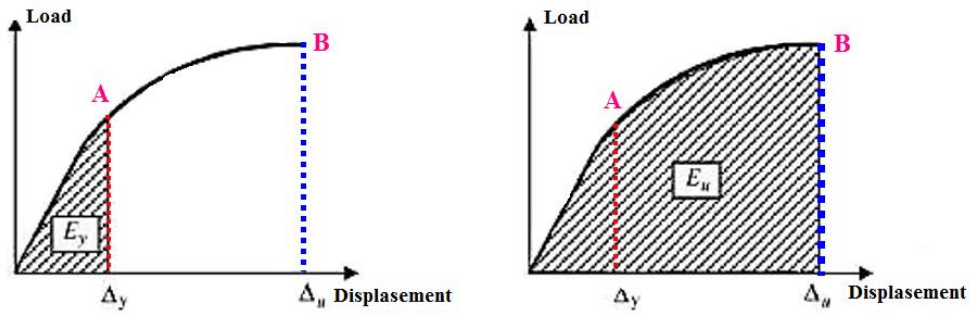
برای به دست آوردن شکل پذیری تیر HC1، ابتدا با استفاده از ماکرو در اکسل نمودار دوخطی شده همانند شکل ۱۰ محاسبه شد و پس

تعداد ترک‌ها با استفاده از الیاف فولادی می‌باشد. همچنین طول محدوده ترک‌ها نیز افزایش پیدا کرده که حاکی از افزایش طول مفصل پلاستیک با استفاده از الیاف فولادی می‌باشد.

در تیر HC2 در بار ۵۰ کیلونیوتن ترک خمشی در وسط تیر آغاز می‌شود که در محدوده ۸۵ سانتی‌متر وسط کلیه ترک‌ها تقریباً به صورت قائم می‌باشند و امتداد آنها نیز در بارهای بالاتر به خط قائم نزدیک‌تر شده است و این یعنی در کل، همه ترک‌ها خمشی‌تر شده‌اند. با افزایش بار به ۲۰۰ کیلونیوتن ترک‌های خمشی وسط به سمت مرکز بارگذاری بصورت خمشی-برشی امتداد یافته و در تکیه‌گاه نیز ترک‌های خمشی و برشی شکل می‌گیرد که با افزایش بار به سمت ۳۰۰ کیلونیوتن به سمت ستونک حرکت می‌کند. در مجموع در این تیر ۴۶ ترک اصلی شکل گرفت که مابقی ترک‌ها از امتداد این ترک‌ها تشکیل یافتند که حاکی از افزایش تعداد ترک‌ها با استفاده از الیاف فولادی می‌باشد. همچنین طول محدوده ترک‌ها نیز افزایش پیدا کرده که حاکی از افزایش طول مفصل پلاستیک با استفاده از الیاف فولادی می‌باشد.

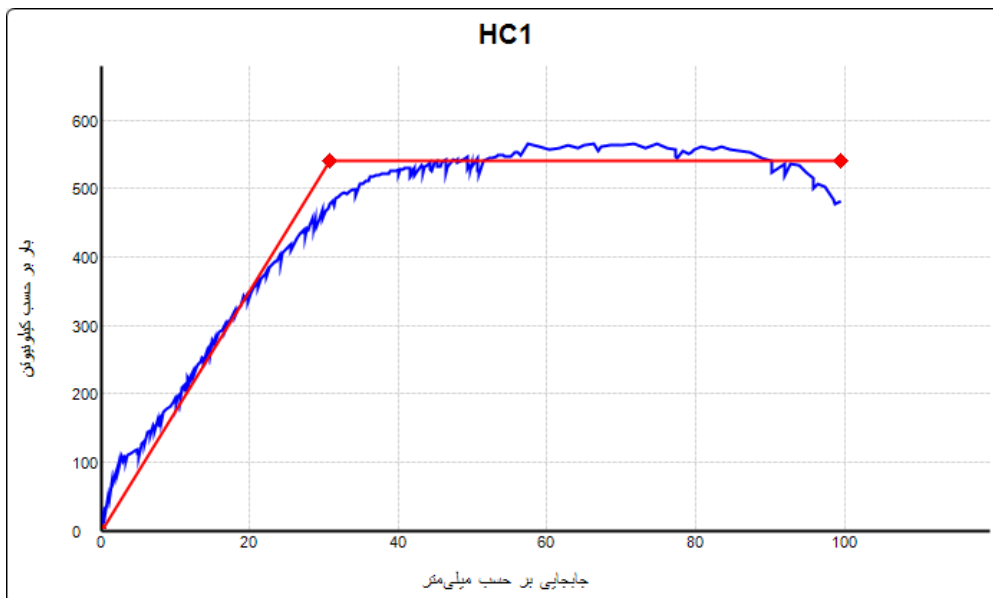
۳-۳- شکل پذیری

شکل پذیری تیر را می‌توان به عنوان توانایی آن برای تحمل تغییر شکل غیرالاستیک بدون از دست دادن ظرفیت بار قبل از شکست تعریف کرد. شکل پذیری برای سازه‌های نامعین مانند تیرهای پیوسته و گیردار مهم است، زیرا اجازه می‌دهد تا توزیع لنگر از طریق چرخش مفصل پلاستیک انجام شود. شکل پذیری معمولاً با نسبت معروف به شاخص فاکتور (μ) اندازه‌گیری می‌شود. شاخص شکل پذیری معمولاً با نسبت چرخش (θ)، انحنا (ϕ)، تغییر شکل (جابه جایی) (Δ) و انرژی جذب شده (E) در هنگام شکست (بار



شکل ۹. شاخص شکل‌پذیری بر اساس روش انرژی

Fig. 9. Ductility index based on energy method



شکل ۱۰. نمودار دو خطی شده بار-جابجایی تیر HC1

Fig. 10. Bilinear graph of load-displacement of HC1

۳-۴- نمودار بار-کرنش

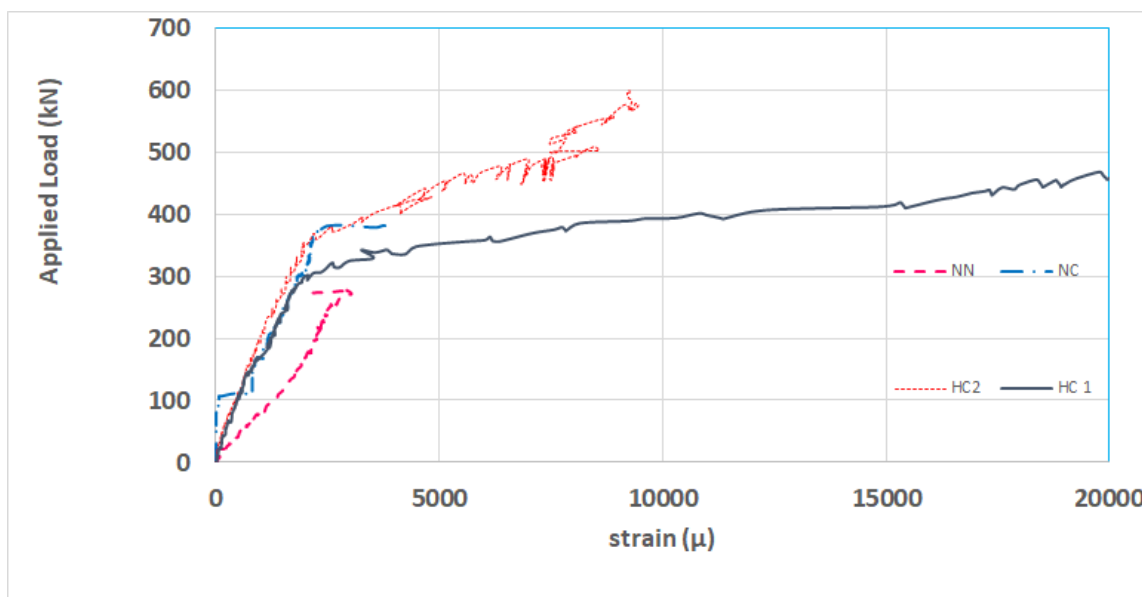
شکل ۱۱ حداکثر کرنش اندازه‌گیری شده در میلگرد و بتن در مقطع بحرانی (تکیه‌گاه) را در برابر بار اعمال شده برای تیرهای مورد آزمایش را نشان می‌دهد. این شکل نشان می‌دهد در قسمت کششی همه نمودارها در حدود ۲۵۰۰ میکرون تغییر شیب دادند که حاکی از تسلیم میلگرد کششی در این کرنش می‌باشد که طبق آزمایشات کشش میلگردها مورد انتظار

از بدست آمدن تغییرمکان جاری شدن و تغییرمکان نهایی، با استفاده از رابطه $\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ شکل‌پذیری جابه‌جایی محاسبه شده و سپس با استفاده از سطوح زیر نمودار دوخطی، همان‌طور که در شکل ۹ تشریح گردید، مقادیر E_u ، E_y محاسبه شده و سپس شکل‌پذیری انرژی به دست می‌آید که این مقادیر در تیر HC1 مطابق جدول ۸ می‌باشد. بار نهایی ۸۵ درصد بار بیشینه در نظر گرفته شد.

جدول ۸. شکل پذیری جابه جایی و انرژی برای تیر HC۱

Table 8. Displacement and energy ductility for HC1 beam

$\frac{\mu_e}{\mu_{e(NC)}}$	μ_e	E_u (kN.mm)	E_y (kN.mm)	$\frac{\mu_{\Delta i}}{\mu_{\Delta NC}}$	μ_{Δ}	Δ_u (mm)	Δ_y (mm)	نمونه	ردیف
۱/۷۴	۳/۹۵	۲۱۸۲۷	۵۵۲۲	۱/۵۴	۳/۲۴	۹۹/۵۳	۳۰/۷۵	HC1%	۱



شکل ۱۱. تغییرات کرنش مثبت با بار در تکیه گاه

Fig. 11. Positive strain changes with load on the joint

دارای خاصیت همگنی (هموزن) می باشند. رفتار آرماتورها در بتن مسلح، بطور ویژه‌ای در رفتار کلی این نوع از مقاطع تأثیر می گذارد. در اعضای خمشی بتن آرمه، زمانی که لنگر خمشی در یک نقطه از تیر به حد ظرفیت خمشی مقطع می رسد، تسلیم میلگردهای خمشی مقطع اتفاق می افتد. از این زمان به بعد این نقاط، مانند یک مفصل عمل کرده و در ازای دوران بیشتر، لنگرهای مضاعف بر ظرفیت خود راه، به مقاطعی که تحت تنش های کمتری قرار دارند، انتقال می دهد و سپس، فرآیند باز توزیع لنگرها توسط مفصل پلاستیک تشکیل شده، آغاز می گردد و روند باز توزیع لنگرها تا زمانی ادامه می یابد که میلگردهای کششی سومین نقطه از یک عضو خمشی بتنی نیز، به حد تسلیم برسند که در چنین شرایطی گفته می شود، اصطلاحاً عضو به مکانیزم تبدیل شده و در آستانه‌ی ناپایداری قرار گرفته است. به منظور تعیین

بوده است. حداکثر کرنش کششی در تیرهای توانمند نسبت به تیرهای بتن معمولی بسیار بیشتر و در حدود ۶ برابر و بیشتر مشاهده گردید و همچنین با افزایش درصد الیاف، مقدار بار تحمل شده در یک کرنش ثابت بیشتر ملاحظه می گردد که کمترین بار مربوط به تیر NN و بیشترین بار مربوط به HC2 ملاحظه می شود.

۳-۵- مفصل پلاستیک

با توجه به طراحی سازه های بتنی و وجود آرماتور در آنها برای جبران ضعف بتن در برابر نیروهای کششی، باعث ناهمگنی مقاطع ساخته شده از بتن مسلح می شود که این مورد، یکی از بارزترین وجوه تمایز مقاطع بتن مسلح و فولادی است؛ چراکه مقاطع فولادی، عموماً از نظر مصالح تشکیل دهنده،

جدول ۹. طول مفصل پلاستیک نمونه‌ها

Table 9. Plastic hinge length of samples

HC2	HC1	NC	NN	نام تیر
۱۶۴/۷۸	۱۵۱/۷	۱۱۷/۸۴	۱۱۲/۳۲	طول مفصل پلاستیک (mm)
۱/۴۷	۱/۳۵	۱/۰۴۹	۱	$\frac{pl}{pl_{NN}}$



شکل ۱۲. محل نصب و نحوه نصب ۳ LVDT در انتهای تیر

Fig. 12. Installation location and installation method of 3 LVDT at the end of the beam

در جدول ۹ ملاحظه می‌گردد. به جهت تعیین مفصل پلاستیک انحنا را با استفاده از ۶ LVDT قرار گرفته در میل‌پیچ‌های نصب شده در انتهای تیر همانند شکل ۱۲ در زمان بار تسلیم و بار نهایی قرائت نموده و سپس منحنی را به دو سمت تکیه‌گاه و لنگر صفر امتداد داده تا نمودار مشابه شکل ۱۳ بدست بیاید. سپس سطح بین دو نمودار انحنا تسلیم و انحنا نهایی با فرمول نویسی در اکسل به دست آورده و با در نهایت با معکوس کردن عدد حاصل طول مفصل پلاستیک محاسبه می‌گردد.

۳-۶- خمش در تیرها

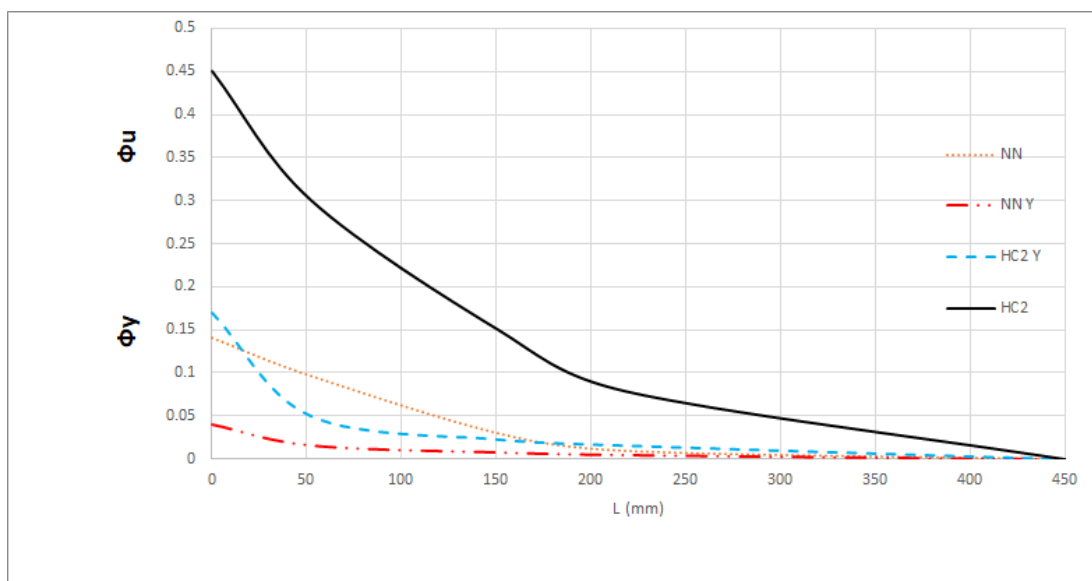
ظرفیت خمشی نهایی تئوری نمونه‌های تیرهای آزمایشگاهی این تحقیق با استفاده از دو روش محاسبه گردید و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده که

مفصل پلاستیک از سه میله پیچی به فاصله ۵۳ و ۱۵۳ و ۲۱۸ میلی‌متر از ستونک تکیه‌گاه استفاده گردید که در انتهای آن‌ها جهت اندازه‌گیری تغییر فاصله نسبت به تکیه‌گاه و تغییر زاویه میله یک عدد LVDT نصب گردید. با استفاده از این میله‌ها نمودار لنگر-انحنا رسم گردید و با استفاده از آن انحنا در این ۳ نقطه در ۳ زمان ترک‌خوردگی، تسلیم و بار نهایی استخراج شد. در نهایت با استفاده از این داده‌ها نمودار طول-انحنا در این زمان‌ها رسم گردید و سرانجام با استفاده از رابطه $PL = \frac{\int \phi_u - \phi_v}{\phi_u - \phi_v}$ طول مفصل پلاستیک محاسبه شد. پس از محاسبه مشخص گردید که با افزودن الیاف به بتن معمولی و استفاده از بتن توانمند، طول مفصل پلاستیک تا ۴۶ درصد در تیر HC2 افزایش یافت که در شکل شماره ۱۳ ملاحظه می‌گردد و همچنین با فشرده کردن خاموت در منطقه پلاستیک نیز این طول افزایش می‌یابد که

جدول ۱۰. مقایسه لنگرهای محاسبه شده تئوری با آزمایشگاهی

Table 10. Comparison of theoretically calculated moments with experimental moments

$\frac{M_n \text{ Method2}}{M_n \text{ EXP}}$	$\frac{M_n \text{ ACI 544}}{M_n \text{ EXP}}$	$M_n \text{ EXP (kN.M)}$	$M_n \text{ Method2 (kN.M)}$	$M_n \text{ ACI 544 (kN.M)}$	نام تیر
۱/۱۳	-	۷۹	۸۹	-	NN
۰/۹۹	-	۹۰	۸۹	-	NC
۰/۷۳	۰/۷۱	۱۲۷	۹۳	۹۰	HC1
۰/۶	۰/۵۹	۱۶۱	۹۷	۹۵	HC2



شکل ۱۳. منحنی انحنا تسلیم و نهایی تیرهای HC2 و NN

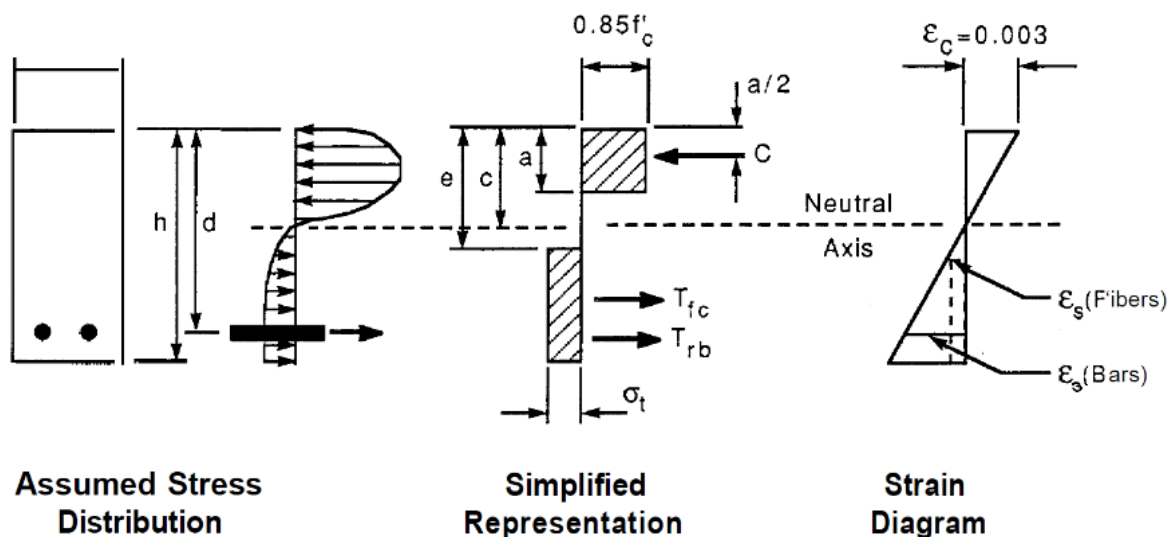
Fig. 13. Yield and ultimate curvature curves of HC2 and NN beams

شده است [۲۴-۲۵].

نتایج جدول ۱۰ نشان میدهد که بین مقادیر تئوری و آزمایشگاهی تیرها با بتن معمولی بخصوص در تیرها به خاموت فشرده اختلاف کمی در حدود ۱۳ درصد وجود دارد که البته مقادیر آزمایشگاهی کمتر از تئوری است. ولی مقادیر آزمایشگاهی تیرهای ساخته شده با بتن توانمند HPCFRCC اختلاف قابل توجهی تا از ۲۷ تا ۴۰ درصد در تیرها با ۱ و ۲ درصد الیاف با مقادیر تئوری داشتند که نشان از قابلیت اعتماد بالای این تیرها در مقایسه با تیرهای بتن معمولی است. علت بیشتر بودن نتایج آزمایشگاهی می‌تواند به علت اثرات مفصل پلاستیک و بازپخش لنگر بر افزایش ظرفیت باربری و لنگر باشد که با استفاده از ضرایب تکمیلی قابل اصلاح و استفاده می‌باشد.

در جدول ۱۰ ارائه شده‌اند. روش اول توسط هنگرو دوهرتی (۱۹۷۶) برای پیش‌بینی مقاومت تیرهای مسلح با میلگرد و الیاف مورد استفاده قرار گرفت که این روش مشابه طراحی مقاومت نهایی به روش ACI-544.4R مطابق شکل ۱۴ بود. مقاومت کششی محاسبه شده برای بتن الیافی و بتن مسلح با هم جمع می‌شوند تا ممان نهایی حاصل شود [۲۲].

همچنین روشی هم توسط خلیل و تیفور (۲۰۱۳) برای پیش‌بینی مقاومت تیرهای مسلح با میلگرد و الیاف فولادی مورد استفاده قرار گرفت که بر پایه روابط بیونگ هوان (۱۹۹۲) بوده است که مورد استفاده در تیرهای بدون میلگرد مضاعف بوده است که بعد از پاره‌ای اصلاحات، روابط مورد نیاز این مقاله اصلاح و استخراج گردید که به عنوان روش دوم در این تحقیق استفاده



شکل ۱۴. فرضیات طراحی برای تحلیل تیر بتن مسلح الیافی بر پایه ACI 544.4R

Fig. 14. Design assumptions for the analysis of HPFRCC concrete beams based on ACI 544.4R

۴- نتیجه گیری

در این تحقیق اثر استفاده از بتن کامپوزیتی توانمند الیافی HPFRCC بر رفتار خمشی تیرهای بتنی گیردار با دو فاصله متفاوت خاموتها (فشرده و غیرفشرده) در منطقه بحرانی دو انتهای تیر مورد مطالعه قرار گرفت که نتایج زیر حاصل گردید.

- جایگزینی بتن کامپوزیتی توانمند الیافی HPFRCC با ۱ درصد الیاف فولادی با بتن معمولی در تیری با درصد آرماتور طولی و چیدمان و فاصله یکسان خاموتهای فشرده و مقاومت فشاری تقریباً یکسان دو نوع بتن، باعث افزایش ۴۸ و ۴۰ درصدی در بار جاری شدن و نهایی شد. همچنین شکل پذیری جابه‌جایی و انرژی هم به میزان ۵۴ و ۷۴ درصد افزایش یافت.
- افزایش درصد حجمی الیاف فولادی از ۱ به ۲ درصد در بتن HPFRCC در تیر دو سرگیردار مسلح باعث افزایش ۱۲/۵ و ۲۶ درصدی در بار جاری شدن و نهایی شد و شکل پذیری جابه‌جایی نیز به میزان ۴۶ درصد افزایش یافت؛ در حالیکه شکل پذیری انرژی تا ۱۲۶ درصد افزایش

داشت که تأثیر افزایش الیاف در این شکل پذیری، آشکار است.

- کاهش فاصله خاموتها از یک‌دوم به یک‌چهارم ارتفاع مؤثر در تیر دو سرگیردار بتن معمولی باعث افزایش فقط ۵ درصدی طول مفصل پلاستیک شد؛ در حالیکه جایگزین کردن بتن توانمند الیافی باعث افزایش تا ۴۶ درصدی طول مفصل پلاستیک در انتهای تیرها شد و بازتوزیع لنگرها نیز اتفاق افتاد و ریزترکهای بیشتری تولید شد. مد شکست تیر بتن معمولی نیز از خمشی-برشی به خمشی کامل در تیرهای بتن توانمند تغییر کرد.
- مقایسه ظرفیت لنگر تئوری و آزمایشگاهی تیرها نشان داد که مقدار تئوری تیر بتن معمولی با خاموت غیر فشرده بیشتر از مقدار آزمایشگاهی بود و در تیر با خاموت فشرده نیز این دو مقدار تقریباً برابر بودند، ولی اختلاف قابل توجه بین این دو مقدار در تیرهای بتن توانمند مشاهده شد؛ بطوریکه مقدار آزمایشگاهی لنگر خمشی تا حدود ۴۰ درصد بیش از مقدار تئوری بود که نشان از تأثیر بسیار بالای جایگزینی این بتن با بتن معمولی در بهبود رفتار خمشی تیرهای دو سرگیردار دارد.

- reinforced cementitious composite (HPFRCC) frames, *Construction and Building Materials*, 115 (2016) 681-689.
- [11] T. Lou, S.M. Lopes, A.V. Lopes, Evaluation of moment redistribution in normal-strength and high-strength reinforced concrete beams, *Journal of Structural Engineering*, 140(10) (2014) 04014072.
- [12] B. EN, 1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures–Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization (CEN), (2004).
- [13] D. Mostoufinezhad, F. Farahbod, Parametric study on moment redistribution in continuous RC beams using ductility demand and ductility capacity concep (2007).
- [14] S.A.o. Australia, Australian Concrete Structures Code AS 3600-1994, in, Standards Association of Australia Sydney, Australia (1994).
- [15] B. Standard, BS 8110: Structural Use of Concrete, Part 1, Code of Practice for Design and Construction, BSI, (1997).
- [16] A. Committee, Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary, in, American Concrete Institute, (2014).
- [17] C.e.-i.d. béton, F.I.d.l. Précontrainte, CEB-FIP model code 1990: Design code, Thomas Telford Publishing, (1993).
- [18] R. Ehsani, M. Sharbatdar, A. Kheyroddin, Ductility and moment redistribution capacity of two-span RC beams, *Magazine of Civil Engineering*, 90 (6) (2019).
- [19] E.K. Schrader, D.R. Lankard, Inspection and Analysis of Curl in Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) Airfield Pavements, Bekaert Steel Wire Corp., Pittsburgh, (1983).
- [20] D. Lankard, Prediction of the flexural strength properties of steel fibrous concrete, in: Proceedings of the CERL conference on fibrous concrete, construction engineering research laboratory, Champaign, (1972) 101-123.
- [21] R. Swamy, P. Mangat, C.K. Rao, The mechanics of fiber reinforcement of cement matrices, *Special Publication*, 44 (1974) 1-28.
- [22] C.H. Henager, T.J. Doherty, Analysis of reinforced
- [1] A.H. Mattock, Redistribution of design bending moments in reinforced concrete continuous beams, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 13(1) (1959) 35-46.
- [2] A. Naaman, Setting the Stage, Toward Performance Based Classification of FRC Composites, in: High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC 4), Proc. of the 4th Int. RILEM Workshop, 2003.
- [3] G. Chanvillard, S. Rigaud, Complete characterization of tensile properties of Ductal UHPFRC according to the French recommendations, in: Proceedings of the 4th International RILEM workshop High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites, (2003), 21-34.
- [4] V.C. Li, From micromechanics to structural engineering–the design of cementitious composites for civil engineering applications (1993).
- [5] G. FISCHER, W. Shuxin, Design of engineered cementitious composites (ECC) for processing and workability requirements, in: *Brittle Matrix Composites 7*, Elsevier, (2003) 29-36.
- [6] J. Bolander Jr, 28 Spring network model of fiber-reinforced cement composites, in: PRO 6: 3rd International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC 3), RILEM Publications, (1999) 341.
- [7] L. Vandewalle, Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Recommendations: Bending test, *Materials and structures*, 33(225) (2000) 3-5.
- [8] K. Habel, P. Gauvreau, Response of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) to impact and static loading, *Cement and Concrete Composites*, 30(10) (2008), 938-946.
- [9] A. Hemmati, A. Kheyroddin, M.K. Sharbatdar, Plastic hinge rotation capacity of reinforced HPFRCC beams, *Journal of Structural Engineering*, 141(2) (2015) 04014111.
- [10] A. Hemmati, A. Kheyroddin, M. Sharbatdar, Y. Park, A. Abolmaali, Ductile behavior of high performance fiber

- 118(10) (1992) 2821-2835.
- [26] M. Fakharifar, A. Dalvand, M. Arezoumandi, M.K. Sharbatdar, G. Chen, A. Kheyroddin, Mechanical properties of high performance fiber reinforced cementitious composites, *Construction and Building Materials*, 71 (2014) 510-520.
- [27] M. Pokhrel, M.J. Bandelt, Material properties and structural characteristics influencing deformation capacity and plasticity in reinforced ductile cement-based composite structural components, *Composite Structures*, 224 (2019) 111013.
- fibrous concrete beams, *Journal of the Structural Division*, 102(ASCE# 11847), (1976).
- [23] S.P. Shah, J.I. Daniel, Design considerations for steel fiber reinforced concrete, *ACI Structural Journal*, 85(5) (1988) 563-579.
- [24] W.I. Khalil, Y. Tayfur, Flexural strength of fibrous ultra high performance reinforced concrete beams, *ARNP Journal of Engineering and Applied Sciences*, 8(3) (2013) 200-214.
- [25] B.H. Oh, Flexural analysis of reinforced concrete beams containing steel fibers, *Journal of structural engineering*,

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. Ghods, M.K. Sharbatdar, *Replacement Effect of High-Performance Fiber-Reinforced Cementitious Composite with Ordinary Concrete on Improving the Experimental Behavior of Two Fixed-Ends Concrete Beams*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(11) (2022) 4875-4894.

DOI: 10.22060/ceej.2021.18604.6905



