

بهسازی اتصال قاب خمشی بتن آرمه با استفاده از کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند کد B-52B

مهدی تاج فر^۱، علی خیرالدین^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران.

۲- استاد دانشکده مهندسی عمران دانشگاه سمنان

چکیده:

کامپوزیت‌های سیمانی مسلح با الیاف توانمند (HPFRCC) به مصالحی شامل ملات سیمانی با سنگدانه‌های ریز دانه و الیاف اطلاق می‌شود. ویژگی شاخص این مصالح آن است که تحت بارگذاری کششی، رفتار سخت شونده‌گی کرنش از خود بروز می‌دهند. این مصالح توانمند در بسیاری موارد نظیر سازه‌های مقاوم در برابر زلزله، بهسازی لرزه‌ی اعضای ساختمانی به کار روند. در این نوشتار، پس از معرفی مختصر این مصالح توانمند، اتصال تیر به ستون با نرم افزار المان محدود ABAQUS مدل سازی و تحت بارگذاری رفت و برگشتی آنالیز غیرخطی شده است و میزان تأثیرگذاری کاربرد مصالح کامپوزیت‌های سیمانی مسلح با الیاف توانمند در عملکرد اتصال تیر به ستون، تحقیق شده است.

پس از صحت‌سنجی مدل اجزای محدود اتصال تیر به ستون، به منظور بررسی تأثیر پارامترهای مختلف اتصال بر روی رفتار لرزه‌ای آن، مدل‌های مختلف اجزای محدود، مدلسازی و تحلیل و نتایج بدست آمده از آنها تشریح گردید. تغییر پارامترهای در نظر گرفته شده به صورت تکی و یا ترکیبی در مدل مبنا اعمال شده است. پارامترهای در نظر گرفته شده، شامل: طول ناحیه مصالح کامپوزیت‌های سیمانی مسلح با الیاف توانمند در تیر، طول ناحیه مصالح کامپوزیت‌های سیمانی مسلح با الیاف توانمند در ستون، طول ناحیه مصالح کامپوزیت‌های سیمانی مسلح با الیاف توانمند در تیر و ستون می‌باشد. نتایج بدست آمده نشان داد که مقاومت حداکثر، مقاومت تسلیم، جذب انرژی و نسبت شکل‌پذیری اتصال تیر به ستون در صورتی که مصالح کامپوزیت‌های سیمانی مسلح با الیاف توانمند در بخشی از تیر یا ستون (به همراه چشمه اتصال) استفاده شده باشد، نسبت به اتصال تیر به ستون بتن مسلح معمولی، به ترتیب بیش از ۳۷، ۲۵۰، ۱۱۰ و ۱۵۰ درصد بیشتر است.

کلمات کلیدی: HPFRCC، بتن مسلح، اتصال تیر به ستون، شکل‌پذیری، جذب انرژی، روش اجزای محدود

۱. مقدمه

امروزه بسیاری از ساختمان‌های بتن آرمه در ایران و جهان، عمری بیش از چند دهه دارند و به دلایل زیادی آسیب دیده اند. با توجه بآنکه جایگزین کردن این ساختمان‌ها هزینه‌های زیادی به دنبال داشته و توجیه اقتصادی و زیست محیطی ندارد جهت تقویت و بهسازی سازه‌های بتنی روش‌های متعددی مطرح گردیده است. یکی از روش‌های مقاوم سازی رویکرد استفاده از بتن‌های ویژه با توانمندی و عملکرد بالا می‌باشد که از انواع این بتن‌ها می‌توان به HPFRCC اشاره کرد. ترکیب سیمان مسلح شده با الیاف با عملکرد بالا، ماده ای است با ترکیبی از خمیره‌ی سیمان و الیاف تقویتی کوتاه که تحت تنش کششی ترک‌های متعددی در آن ایجاد می‌شود.

روشی که برای تعریف کامپوزیت سیمانی مسلح الیافی در رده‌ی مصالح توانمند بکار می‌رود، بر مبنای شکل منحنی تنش- کرنش کششی آن قرار دارد. اگر منحنی تنش کرنش نشان دهنده رفتار سخت شوندگی کرنش بعد از مرحله ترک‌خوردگی اولیه باشد، در رده‌ی مصالح توانمند قرار می‌گیرد. در غیر این صورت، برای یک کامپوزیت FRC معمولی، منحنی تنش-کرنش دارای رفتار نرم شوندگی کرنش بلافاصله پس از نخستین ترک‌خوردگی است. لذا می‌توان گفت که کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند یک نوع خاص از کامپوزیت‌های FRC هستند که علامت مشخصه‌ی آنها رفتار سخت شوندگی کرنش در کشش پس از اولین ترک‌خوردگی است که با ترک‌های چندگانه تا رسیدن به کرنش‌های نسبتاً زیاد همراه می‌شود. [۱]

گروه‌های اصلی الیاف مورد استفاده در بتن‌های سازه‌ی عبارت اند از: الیاف فولادی در شکل‌ها و ابعاد مختلف و نیز ریز الیاف‌ها، الیاف شیشه‌ی که در ملات‌های سیمانی فقط با عنوان الیاف مقاوم در برابر محیط‌قلیایی به کار می‌روند، الیاف مصنوعی شامل پلی پروپیلن، پلی اتیلن، پلی الفین، پلی وینیل الکل و الیاف کربنی [۲].

در سال‌های اخیر، ۲ نوع از مصالح HPFRCC ظهور یافته اند که دوکتال^۱ و کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی نامیده می‌شوند. دوکتال نتیجه تحقیقات اولیه در سال ۱۹۸۱ می‌باشد [۳]. در این کامپوزیت، به منظور افزایش مقاومت کششی و فشاری، از یک ملات متراکم و سفت، همراه با الیاف با مقاومت بالا استفاده می‌شود. قدرت ملات باعث ایجاد نیروی پیوستگی قوی بین الیاف و ملات می‌شود و لذا مقاومت زیادی پس از ترک خوردگی حاصل می‌شود. در صورت کاربرد الیاف با مقاومت بالا، این مصالح برای کاربردهای کشسان طرح می‌شوند و عملکرد الیاف در زمان وقوع حالت‌های حدی نهایی موثر است و در آن زمان وارد کار می‌شوند. تحقیقات انجام شده در سال ۲۰۰۳ بر روی این کامپوزیت، مقاومت کششی برابر با ۱۲ مگاپاسکال و شکل-پذیری ۰/۰۲ تا ۰/۰۶ درصد را برای این مصالح، نشان داده است [۴].

کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی (ECC)^۲، این مصالح برای کاربردهای کشسان و خمیری طرح می‌شوند و وجود الیاف تحت بارهای سرویس و بهره برداری نیز موثر بوده است و در آن زمان نیز وارد کار می‌شوند. مقاومت کششی ۴ تا ۶ مگاپاسکال و شکل پذیری کششی ۳ تا ۵ درصد را نتیجه داده است [۵و۶]. ECC می‌تواند دارای کاربردهای مختلفی باشد:

ECC خود تراکم^۳ در بتن‌ریزی‌های با مقیاس وسیع و بتن‌ریزی در نواحی با آرماتورگذاری فشرده، ECC سبک^۴ به منظور کاهش بار مرده سازه‌ها، ECC سبک برای کاهش اثرات زیست محیطی و توسعه پایدار، ECC خود ترمیم شونده برای بهبود و بازیابی خصوصیات مکانیکی مصالح پس از تحمل خسارت به کار می‌رود. [۷و۸و۹و۱۰و۱۱]

۲. مشخصات مدل‌های تحلیلی

۲.۱. نرم افزار مورد استفاده

در این نوشتار، از نرم افزار ABAQUS که یک نرم افزار غیرخطی المان محدود است، استفاده می‌شود. این نرم افزار به علت داشتن المان‌های متعدد، قابلیت مدل سازی بتن، میلگردهای فولادی، بتن مسلح، FRP و کامپوزیت‌های سیمانی را داراست. برای مدل سازی بتن، شیوه‌ها و گزینه‌های مختلفی در این نرم افزار موجود است. [۱۲]

برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن در نرم‌افزار آباکوس، سه روش یا سه مدل ساختاری برای بتن، پیشنهاد شده است. سه مدل پیشنهادی عبارتند از:

¹ Ductal

² Engineered Cementitious Composites

³ Self Consolidating ECC

⁴ Light Weight ECC

مدل ترک پخشی بتن^۱، مدل ترک خوردگی شکننده بتن^۲، مدل پلاستیسیته آسیب دیده بتن^۳
مدل ترک پخشی بتن در مواردی استفاده می شود که سازه بتنی تحت بار یکنواخت^۴ قرار داشته باشد. در این مدل، ترک-
خوردگی کششی بتن و یا خوردشدگی فشاری آن در نظر گرفته شده است.

مدل پلاستیسیته آسیب دیده بتن، براساس فرضیات آسیب دیدگی همسان استوار است و برای سازه های بتنی تحت بارهای
مختلف و از جمله بار چرخه ای کاربرد دارد. در این مدل، اثر کاهش سختی الاستیک ناشی از کرنش های پلاستیک در کشش و
فشار، در نظر گرفته شده است. همچنین در این مدل، تأثیر بهبود سختی در حالت بارگذاری چرخه ای، لحاظ شده است. با
عنایت به رفتار کششی ویژه ی کامپوزیت HPCFRCC از گزینه Concrete Damage Plasticity استفاده می شود.

در شکل ۱، منحنی تنش-کرنش بتن تحت کشش نشان داده شده است. رابطه تنش کرنش کششی بتن تا رسیدن تنش به
مقدار تنش گسیختگی بتن، σ_{t0} ، به صورت خطی می باشد. رسیدن به تنش گسیختگی با تشکیل مجموعه ای از ریز ترک ها در
بتن همراه است. پس از آن، به دلیل ترک خوردگی بتن به صورت ماکروسکوپی، شاخه نرم شدگی بتن آغاز می شود که با
موضعی شدن تنش ها و افزایش عرض ترک خوردگی همراه است.

با توجه به شکل ۱، منحنی تنش-کرنش بتن در فشار تا تنش تسلیم اولیه، σ_{c0} ، به صورت خطی تغییر می کند. سپس
ناحیه غیرخطی و افزایش منحنی شروع می شود و تا نقطه مربوط به تنش نهایی، σ_{cu} ، که همان نقطه مقاومت فشاری بتن
است، ادامه می یابد. پس از آن، شاخه نرم شونده منحنی تنش کرنش آغاز می گردد و بتن تحت فشار، خرد می شود. [۱۲]

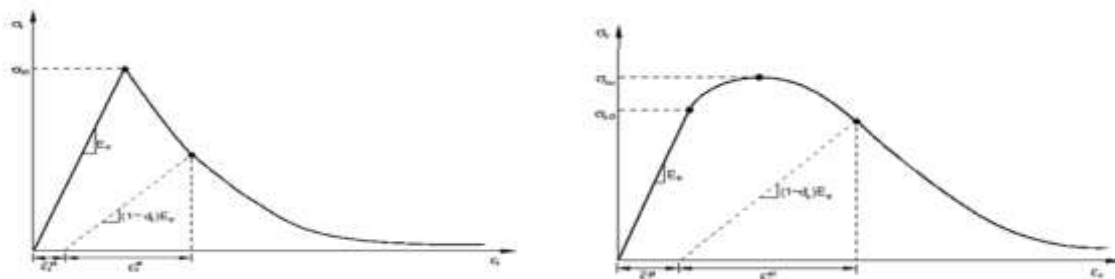
همانطور که در شکل ۱ و ۲ ملاحظه می شود، در حالت باربرداری در قسمت نرم شونده منحنی تنش-کرنش، شیب منحنی
باربرداری از شیب منحنی الاستیک کمتر است که این موضوع، نشان دهنده در نظر گرفته شدن آسیب در مدل می باشد. کاهش
سختی بتن بر اثر باربرداری در شاخه نرم شونده، بوسیله پارامترهای d_t و d_c در نظر گرفته شده است. این کاهش سختی می تواند
بر اثر ترک خوردگی بتن در کشش یا انهدام بخشی از بتن در فشار رخ دهد. پارامترهای d_t و d_c ، مقادیری بین صفر و یک دارند
و تابعی از کرنش پلاستیک می باشند. مقدار صفر برای این پارامترها، نشان دهنده بتن بدون آسیب و مقدار یک برای آنها، بیانگر
از بین رفتن همه مقاومت بتن می باشد.

معادلات تنش-کرنش بتن در کشش و فشار، به ترتیب، در روابط ۱ و ۲، ارائه شده است:

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (1)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (2)$$

که در آن، E_0 مدول الاستیسیته بتن پیش از آسیب دیدگی بتن می باشد.



شکل ۱- منحنی تنش-کرنش بتن تحت کشش [۱۲] شکل ۲- منحنی تنش-کرنش بتن و HPCFRCC تحت فشار [۱۲]

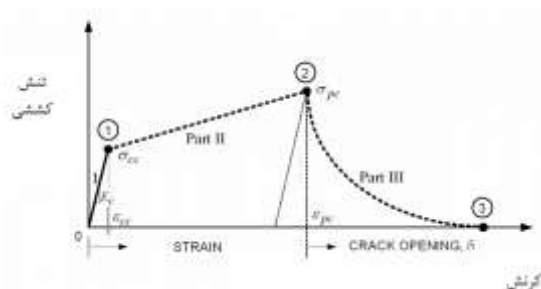
منحنی تنش-کرنش HPCFRCC تحت کشش از یک رابطه ی خطی تا رسیدن به σ_{cc} پیروی می کند. سپس منحنی رفتار
افزاینده یی را شروع می کند تا به تنش σ_{pc} برسد. از این نقطه به بعد با گسترش ترک خوردگی ها در کامپوزیت، شاخه نرم
شونده منحنی آغاز می شود که با موضعی شدن تنش ها و افزایش عرض ترک در یک صفحه همراه است (شکل ۳). منحنی
تنش-کرنش HPCFRCC در فشار مشابه با بتن معمولی است.

¹ Smeared crack concrete model

² Brittle cracking model

³ Concrete damaged plasticity model

⁴ Monotonic

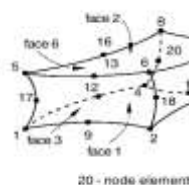


شکل ۳- منحنی تنش- کرنش HSPFRCC تحت کشش [۱۲]

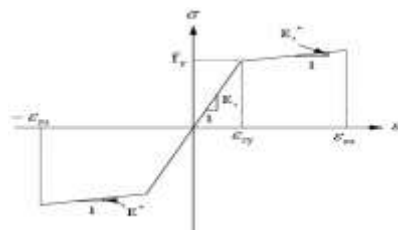
منحنی تنش-کرنش استفاده شده برای میلگردها نیز به صورت دوخطی مطابق شکل ۴ وارد می‌شود. برای مدل سازی بتن و کامپوزیت‌های سیمانی از المان Solid و برای مدل سازی فولاد از المان Truss استفاده می‌شود. در این تحقیق از المان مکعبی ۲۰ گرهی Solid که در شکل ۵ نیز نشان داده شده است، استفاده می‌شود. برای مدل سازی میلگردهای فولادی، المان دو بعدی Truss که در شکل ۶ نشان داده شده است، بکار می‌رود. همچنین سطح اتصال بتن با HSPFRCC (بتن کامپوزیتی)، مطابق روش مرسوم در نرم افزار ABAQUS از اتصال Tie استفاده شده است.



شکل ۶- المان دو بعدی Truss برای مدل سازی آرماتور [۱۲]



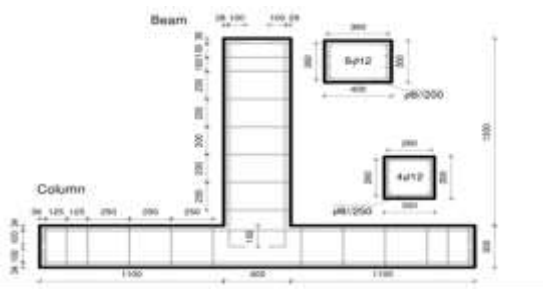
شکل ۵- المان ۲۰ گرهی مکعبی Solid برای مدل سازی بتن و HSPFRCC [۱۲]



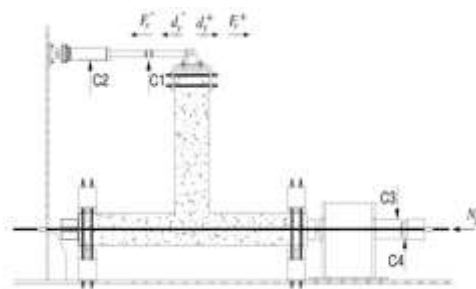
شکل ۴- منحنی تنش-کرنش فولاد [۱۲]

۲.۲. مدل‌های مورد بررسی و نحوه مدل سازی

در این مقاله، یک اتصال خارجی تیر به ستون، (بتن مسلح معمولی) که توسط فرناندس در آزمایشگاه تست شده، مورد صحت سنجی قرار گرفته است [۱۳]. ابعاد این اتصال و جزئیات بارگذاری و آرماتورگذاری آن نیز در شکل‌های ۷ و ۸ نشان داده شده است. برای در نظر گرفتن اثر نیروی محوری ستون در رفتار اتصال، در حین انجام آزمایش، نیروی محوری برابر با ده درصد ظرفیت باربری محوری ستون (۲۲۰ کیلو نیوتن) به ستون وارد شده است. در انتهای تیر، از تکیه‌گاه غلطکی و در پایین ستون، از تکیه‌گاه ثابت مفصلی استفاده شده است. بالای ستون در مقابل حرکت در صفحه عمود بر اتصال، مهار شده است. جک هیدرولیکی ۵۰۰ کیلو نیوتنی به صورت رفت و برگشتی در صفحه اتصال، جابجا می‌گردد.

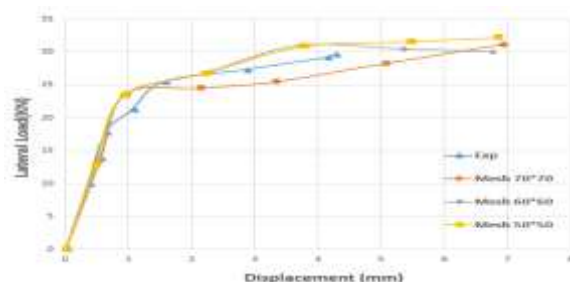


شکل ۸- ابعاد هندسی و جزئیات آرماتورگذاری اتصال [۱۳]



شکل ۷- جزئیات بارگذاری اتصال [۱۳]

سه مدل تحلیلی با مش بندی‌های مختلف برای کالیبره نمودن نتایج تحلیل به کار رفت. ابعاد المان‌ها و نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی این اتصال‌ها منحنی‌های نیرو-تغییر مکان جانبی این سه اتصال نیز در شکل ۹ ارائه شده است. در تحلیل غیر خطی بتن با افزایش بیش از حد المان‌ها، تعداد ترک‌ها نیز بیشتر شده است و در نتیجه سختی و بار نهایی عضو کاهش می‌یابد. این پدیده، وابستگی مش نامیده می‌شود. به همین دلیل است که در برخی از تحقیقات پیشنهاد شده است که اندازه‌ی المان با توجه به کرنش نهایی بتن انتخاب شود. همان‌طور که در شکل ۹ ملاحظه می‌شود و همچنین با توجه به مطالب فوق الذکر از بین مدل‌های با مش بندی ۵۰ در ۵۰، ۶۰ در ۶۰ و ۷۰ در ۷۰ میلی‌متر، مدل با مش بندی متوسط و به ابعاد ۶۰ در ۶۰ میلی‌متر بیشترین تطابق را با کار آزمایشگاهی داشته و لذا به عنوان مدل مورد بررسی انتخاب می‌گردد.



شکل ۹- مقایسه منحنی‌های نیرو-تغییر مکان جانبی اتصال‌ها با مش بندی‌های مختلف و نتایج آزمایشگاهی

۳. نتایج و نمودارها

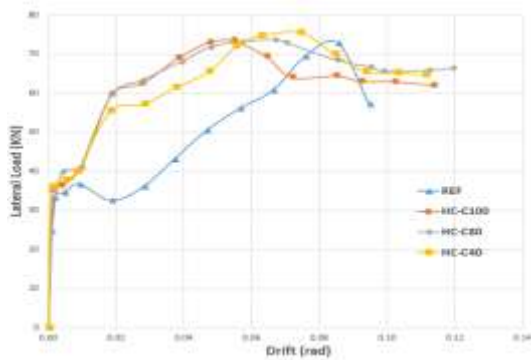
نحوه نام گذاری مدل‌ها و توضیحات مربوط به آن در جدول ۱ ارائه شده است. نامگذاری مدل‌های اجزای محدود، طوری انجام شده است که بتوان از روی نام مدل، به نوع تغییرات انجام شده در مدل، نسبت به مدل آزمایشگاهی مبنا پی‌برد. نام مدل آزمایشگاهی مبنا، REF انتخاب شد. عبارت HC در مدل‌ها نشان‌دهنده آن است که مدل، از ترکیب بتن معمولی و مصالح HPRFCC تشکیل شده است.

مقاومت فشاری بتن معمولی و مصالح HPRFCC، ۲۵ مگاپاسکال می‌باشد.

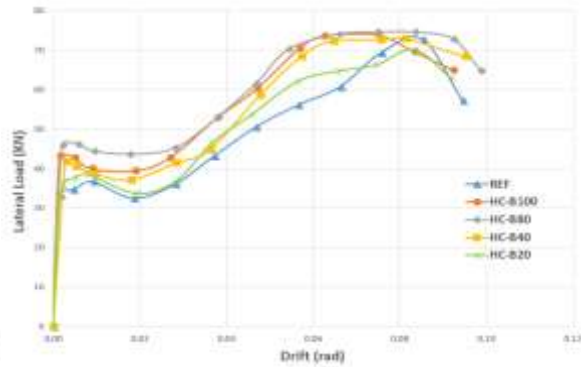
جدول ۱- نحوه نام گذاری مدل‌ها

توضیح	عبارت
اتصال، از بتن معمولی ساخته شده است.	REF
طول ناحیه HPRFCC در تیر، برابر با ۴۰۰ میلی‌متر و مابقی طول تیر از بتن معمولی است.	HC-B40
طول ناحیه HPRFCC در تیر، برابر با ۸۰۰ میلی‌متر و مابقی طول تیر از بتن معمولی است.	HC-B80
طول ناحیه HPRFCC در تیر، برابر با ۱۰۰۰ میلی‌متر و مابقی طول تیر از بتن معمولی	HC-B100
طول ناحیه HPRFCC در ستون، برابر با ۴۰۰ میلی‌متر و مابقی طول ستون از بتن معمولی	HC-C40
طول ناحیه HPRFCC در ستون، برابر با ۸۰۰ میلی‌متر و مابقی طول ستون از بتن معمولی	HC-C80
طول ناحیه HPRFCC در ستون، برابر با ۱۰۰۰ میلی‌متر و مابقی طول ستون از بتن معمولی	HC-C100
طول ناحیه HPRFCC در تیر با طول ثابت ۸۰۰ میلی‌متر، در ستون برابر با ۴۰۰ میلی‌متر و مابقی نواحی از بتن معمولی	HC-B80-C40
طول ناحیه HPRFCC در تیر با طول ثابت ۸۰۰ میلی‌متر، در ستون برابر با ۸۰۰ میلی‌متر و مابقی نواحی از بتن معمولی	HC-B80-C80
طول ناحیه HPRFCC در تیر با طول ثابت ۸۰۰ میلی‌متر، در ستون برابر با ۱۲۰۰ میلی‌متر و مابقی نواحی از بتن معمولی	HC-B80-C120
اتصال، شامل تیر و ستون از مصالح HPRFCC	HPRFCC

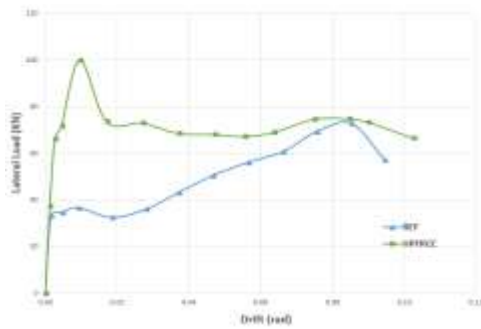
در شکل‌های ۱۰، ۱۱، ۱۲ و ۱۳ نتایج پوش منحنی‌های هیستریزس برای مدل‌ها، نشان داده شده است. همچنین در جدول ۲، مقادیر مقاومت و تغییرشکل تسلیم و نهایی مدل‌ها داده شده است.



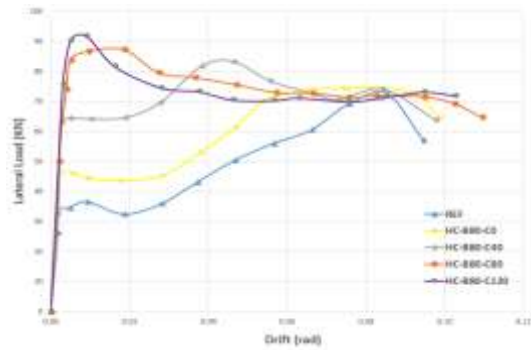
شکل ۱۱- نمودار نتایج پوش منحنی‌های هیستریزس برای سه نوع طول ناحیه HPFRCC فقط در ستون



شکل ۱۰- نمودار نتایج پوش منحنی‌های هیستریزس برای سه نوع طول ناحیه HPFRCC فقط در تیر



شکل ۱۳- نمودارهای نتایج پوش منحنی‌های هیستریزس اتصال با مصالح HPFRCC



شکل ۱۲- نمودار نتایج پوش منحنی‌های هیستریزس برای چهار نوع طول ناحیه HPFRCC در ستون در حالی که طول ناحیه HPFRCC در تیر، ثابت و در ستون، متغیر است

جدول ۲- مقادیر مقاومت و تغییرشکل تسلیم و نهایی مدل‌های اجزای محدود

نام مدل	P_y (kN)	δ_y (mm)	Drift y (%)	P_u (kN)	δ_u (mm)	Drift u (%)	$\mu=\delta_u/\delta_y$	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	P_{max}/P_y	P_{cr} (بتن) (kN)	δ_{cr} (بتن) (mm)	جذب انرژی
REF	۲۶/۱۳	۳۸/۹۸	۲/۹	۶۱/۸۰	۱۲۲/۹۷	۹/۱	۳/۱۵	۷۲/۷۱	۱۱۵/۲	۲/۷۸۳	۲۶/۴۱	۲/۲	۱۲۵۳۳۲
HC-B40	۲۷/۴	۲۳/۹۰	۱/۸	۶۱/۸۷	۱۲۸/۵۰	۹/۵	۵/۳۷	۷۲/۸۰	۱۰۹/۸	۲/۶۵۷	۴۰/۴۰	۲/۳۳	۱۲۳۷۶۵
HC-B80	۲۵/۷۸	۱۸/۵۵	۱/۴	۶۳/۳۴	۱۳۳/۲۰	۹/۹	۷/۱۸	۷۴/۵۰	۱۱۲/۶	۲/۸۹۱	۳۶/۱۲	۲/۲	۱۶۰۹۶۷
HC-B100	۲۵/۱۲	۲۱/۹۲	۱/۶	۶۲/۶۸	۱۲۴/۶۰	۹/۲	۵/۶۸	۷۳/۷۰	۱۰۰/۲	۲/۹۳۶	۲۲	۱/۱۵	۱۲۰۸۱۲
HC-C40	۲۵/۲۱	۱۹/۱۱	۱/۴	۶۴/۱۵	۱۵۰/۳۰	۱۱/۱	۷/۸۶	۷۵/۴۷	۱۰۰/۶	۲/۹۹۴	۲۳/۸۸	۱/۸۷	۲۲۶۷۷۳
HC-C80	۲۴/۹۶	۲۰/۱۱	۱/۵	۶۲/۶۳	۱۶۰/۹۰	۱۱/۹	۸	۷۳/۶۸	۹۰/۰۴	۲/۹۵۲	۳۳/۳	۲/۱۷	۲۲۳۷۸۲
HC-C100	۲۸/۸۴	۲۰/۲۳	۱/۵	۶۲/۳۷	۱۵۳/۶۰	۱۱/۴	۷/۵۹	۷۳/۳۸	۷۳/۷۳	۲/۵۴۴	۱۶/۹۴	۱/۶۲	۲۲۵۸۰۲
HC-B80-C0	۲۵/۷۸	۱۸/۵۵	۱/۴	۶۳/۳۴	۱۳۳/۲۰	۹/۹	۷/۱۸	۷۴/۵۰	۱۱۲/۶۱	۲/۸۹۱	۳۶/۱۲	۲/۲	۱۶۰۹۶۷
HC-B80-C40	۴۵/۹۹	۲۰	۱/۵	۷۰/۸۷	۱۳۱/۹۰	۹/۸	۶/۵۹	۸۳/۲۸	۶۲/۵۸	۱/۸۱۱	۴۸/۸۱	۲/۴۲	۱۹۹۹۴۸
HC-B80-C80	۷۴/۶۸	۱۸/۷۵	۱/۴	۷۴/۲۴	۱۴۷/۷۰	۱۰/۹	۷/۸۸	۸۷/۳۴	۲۵/۰۴	۱/۱۷۰	۲۶/۸	۰/۶۲	۲۳۰۹۰۷
HC-B80-C120	۸۹/۸۷	۲۰/۷	۱/۵	۷۸/۰۱	۱۳۸/۶۰	۱۰/۳	۶/۷۰	۹۱/۷۸	۱۲/۱۲	۱/۰۲۱	۴۸/۲۸	۲/۰۵	۲۴۸۰۴۱
HPFRCC	۹۲/۲۴	۱۷/۷۷	۱/۳	۸۴/۹۸	۱۳۸/۴۳	۱۰/۳	۷/۷۹	۹۹/۹۸	۱۲/۹۷	۱/۰۸۴	۷۸/۳۴	۱۱/۵	۲۶۷۷۲۹

P_y : اولین لحظه‌ای که آرماتور تسلیم می‌شود	δ_y : جابجایی در لحظه تسلیم آرماتور
P_u : مقاومت نهایی اتصال	δ_u : جابجایی نهایی اتصال
μ : نسبت شکل‌پذیری	P_{max} : مقاومت حداکثر اتصال یا حداکثر مقاومت اتصال
δ_{max} : جابجایی حداکثر اتصال	P_{max}/P_y : نسبت مقاومت حداکثر به مقاومت تسلیم اتصال
P_{cr} : مقاومت ترک‌خوردگی اتصال	δ_{cr} : جابجایی ترک‌خوردگی اتصال

شکل ۱۰ و جدول ۲ نشان می‌دهد که استفاده از مصالح HPFRCC در تیر، با طول ناحیه HPFRCC برابر با ۲ عمق تیر (۸۰۰ میلی‌متر)، دارای بیشترین شکل‌پذیری می‌باشد به طوری‌که نسبت شکل‌پذیری اتصال ۷/۱۸ بوده که ۱۲۷ درصد بیشتر از نسبت به اتصال REF (مبنا) می‌باشد. پس می‌توان نتیجه گرفت که با توجه به انتظاری که از مصالح HPFRCC می‌رود روند افزایش شکل‌پذیری در اتصال ذکر شده بسیار مناسب بوده و همچنین در اتصال HC-B80 (۲برابر عمق تیر از مصالح HPFRCC) بهترین نتایج بدست آمده است.

شکل ۱۱ و جدول ۲ نشان می‌دهد که با افزایش طول مصالح HPFRCC در ستون باعث افزایش ناچیزی در مقاومت حداکثر، مقاومت نهایی اتصال و مقاومت تسلیم، نسبت به اتصال مبنا (REF) شده است. به نحوی که در اتصال HC-C100 مقاومت تسلیم ۱۰ درصد افزایش و در اتصال HC-C40 مقاومت حداکثر و مقاومت نهایی به ترتیب ۴ و ۴ درصد نسبت به اتصال مبنا (REF) افزایش داشته است.

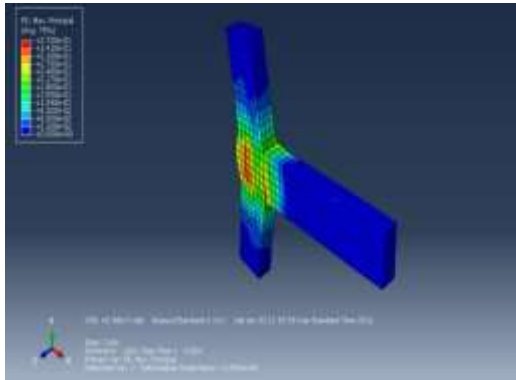
افزایش طول ناحیه HPFRCC در ستون تأثیر زیادی بر شکل‌پذیری اتصال دارد به گونه‌ای که در اتصال HB-BC40، ۱۴۹/۳ درصد و در مدل‌های HC-C80 و HC-C100 به ترتیب ۱۵۴ و ۱۴۱ درصد نسبت به اتصال REF (مبنا) افزایش دارد. افزایش طول HPFRCC از ۸۰۰ میلی‌متر به ۱۰۰۰ میلی‌متر باعث کاهش نسبت شکل‌پذیری می‌گردد به صورتی که مدل HC-C100 نسبت به مدل HC-BC80 دارای ۹ درصد کاهش می‌باشد. درصد جذب انرژی در مدل‌های HC-C40، HC-B80 و HC-B100 روند افزایشی داشته است که مقادیر آن به ترتیب ۸۱، ۷۹ و ۸۰ درصد می‌باشد. لذا می‌توان نتیجه گرفت که اتصال HC-C80، اتصال مناسبی از نظر شکل‌پذیری می‌باشد و همچنین استفاده از مصالح HPFRCC فقط در ستون، نسبت به حالتی که مصالح HPFRCC فقط در تیر استفاده شود، منجر به افزایش نسبت شکل‌پذیری اتصال می‌گردد.

شکل ۱۲ و جدول ۲ نشان می‌دهد که استفاده از مصالح HPFRCC در تیر و ستون، باعث افزایش مقاومت تسلیم، مقاومت حداکثر، مقاومت نهایی و شکل‌پذیری اتصال، نسبت به اتصال مبنا شده است؛ به نحوی‌که در مدل‌های HC-B80-C40، HC-B80-C80، HC-B80-C120 به ترتیب ۷۶، ۱۸۶ و ۲۴۴ درصد افزایش در مقاومت تسلیم و همچنین ۱۴، ۲۰ و ۲۶ درصد افزایش در مقاومت حداکثر و ۱۴، ۲۰ و ۲۶ درصد افزایش در مقاومت نهایی نسبت به مدل مبنا ایجاد شده است. در خصوص نسبت شکل‌پذیری نیز با افزایش طول HPFRCC در ستون، این نسبت نیز افزایش می‌یابد. در مدل‌های HC-B80-C40، HC-B80-C80، HC-B80-C120 به ترتیب ۱۰۹، ۱۴۹ و ۱۱۲ درصد نسبت به مدل مبنا افزایش یافته است. همچنین درصد جذب انرژی در مدل‌های اتصال با افزایش طول HPFRCC در ستون، روند افزایشی دارد به نحوی که در مدل‌های HC-B80-C40، HC-B80-C80، HC-B80-C120 به ترتیب ۵۹، ۸۴ و ۹۸ درصد نسبت به مدل مبنا افزایش یافته است.

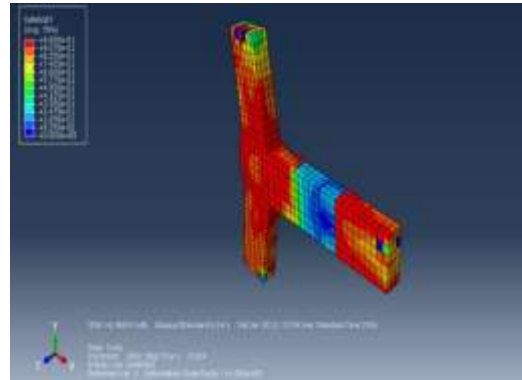
بنابراین می‌توان نتیجه گرفت در حالتی که در تیر، از مصالح HPFRCC استفاده شده است، استفاده از مصالح HPFRCC در ستون، تأثیر قابل توجهی بر مقاومت و نسبت شکل‌پذیری اتصال، داشته است. لذا تقویت تیر به تنهایی منطقی نمی‌باشد و پس از تقویت تیر الزاماً باید ستون‌های تکیه‌گاهی نیز تقویت گردند. اما از سوی دیگر شکل‌پذیری اتصال HC-B80-C120 نسبت به اتصال HC-B80-C80، ۳۵ درصد کاهش داشته است. لذا افزایش طول HPFRCC در ستون بیشتر از ۸۰۰ میلی‌متر منطقی نمی‌باشد.

شکل ۱۳ و جدول ۲ نشان می‌دهد که مقاومت اتصال کاملاً از مصالح HPFRCC، نسبت به اتصال مبنا، افزایش دارد. به-طوری‌که مقاومت تسلیم، مقاومت حداکثر و مقاومت نهایی اتصال تماماً از مصالح HPFRCC، به ترتیب ۲۵۳، ۳۸ و ۳۸ درصد

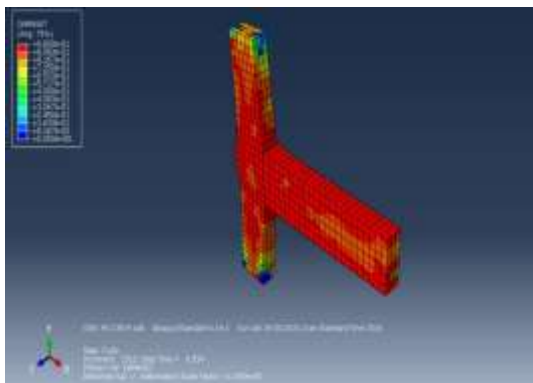
افزایش داشته است. همچنین نسبت شکل‌پذیری اتصال کاملاً از مصالح HPFRCC، نسبت به اتصال مینا، ۱۴۷ درصد بیشتر است. در ضمن درصد جذب انرژی در اتصال کاملاً از مصالح HPFRCC، نسبت به اتصال مینا، ۱۱۴ درصد افزایش یافته است. بنابراین می‌توان نتیجه‌گیری کرد که اتصال کاملاً از مصالح HPFRCC، باعث افزایش مقاومت و شکل‌پذیری اتصال می‌گردد. ولی با توجه به نتایج اتصال HC-B80-C80 مقاومت و شکل‌پذیری آن با اتصال HPFRCC تقریباً مشابه می‌باشد لذا به نظر می‌رسد اتصال HPFRCC مقرون به صرفه نباشد.



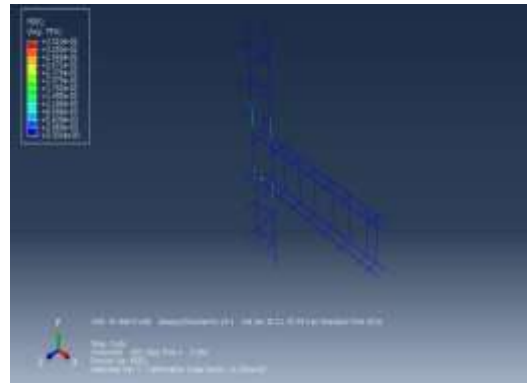
شکل ۱۵- الگوی انهدام و ترک خوردگی اتصال HC-B80 کرنش پلاستیک اصلی حداکثر تحت بار نهایی (۶۳/۳۴ کیلونیوتن)



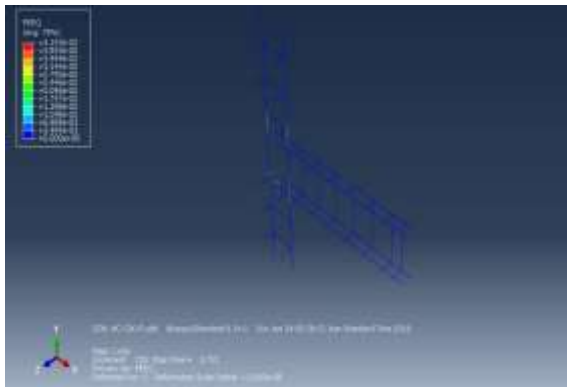
شکل ۱۴- الگوی انهدام و ترک خوردگی اتصال HC-B80 آسیب کششی تحت بار نهایی (۶۳/۳۴ کیلونیوتن)



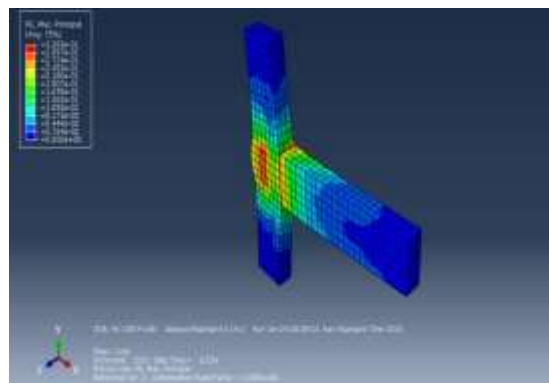
شکل ۱۷- الگوی انهدام و ترک خوردگی اتصال HC-C80 کانتور آسیب کششی تحت بار نهایی (62/63 کیلونیوتن)



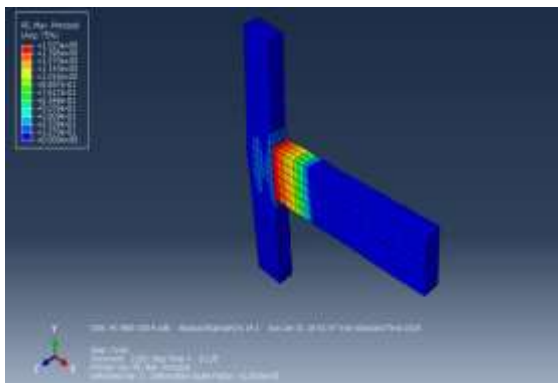
شکل ۱۶- الگوی شروع تسلیم فولاد در اتصال HC-B80 کرنش پلاستیک معادل تحت بار تسلیم (۲۵/۷۸ کیلونیوتن)



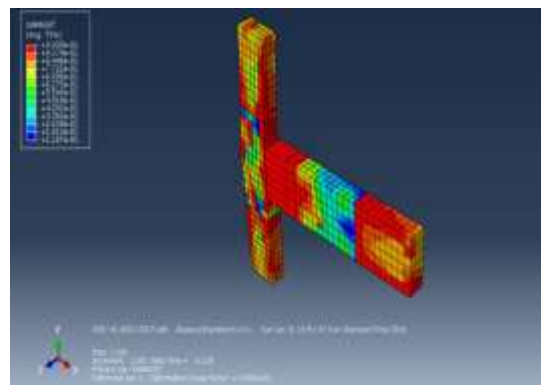
شکل ۱۹- الگوی شروع تسلیم فولاد در اتصال HC-B80-C40 کرنش پلاستیک معادل تحت بار تسلیم (۴۵/۹۹ کیلونیوتن)



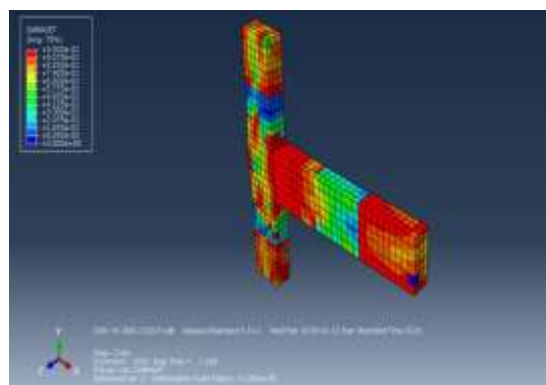
شکل ۱۸- الگوی انهدام و ترک خوردگی اتصال HC-C80 کرنش پلاستیک اصلی حداکثر تحت بار نهایی (۶۲/۶۳ کیلونیوتن)



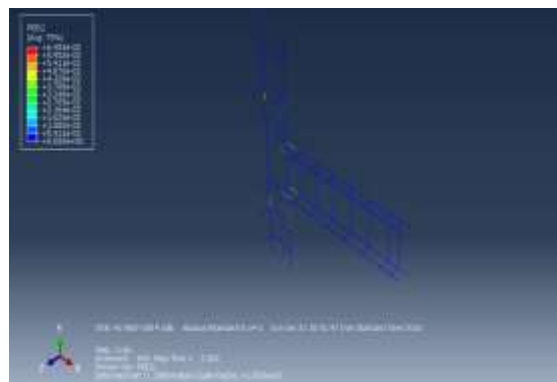
شکل ۲۱- الگوی انهدام و ترک خوردگی اتصال HC-B80-C80 کرنش پلاستیک اصلی حداکثر تحت بار نهایی (۷۴/۲۴ کیلونیوتن)



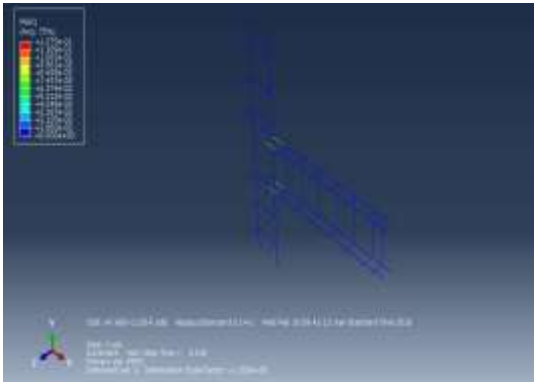
شکل ۲۰- الگوی انهدام و ترک خوردگی اتصال HC-B80-C80 آسیب کششی تحت بار نهایی (۷۴/۲۴ کیلونیوتن)



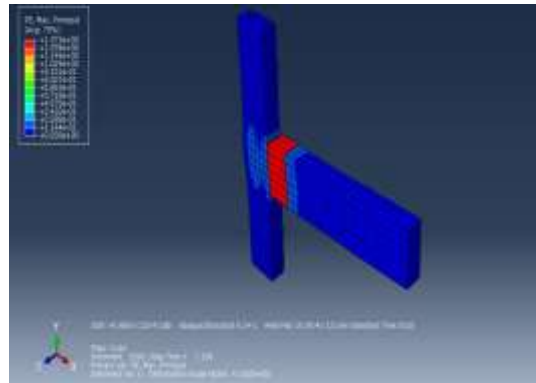
شکل ۲۳- الگوی انهدام و ترک خوردگی اتصال HC-B80-C120 آسیب کششی تحت بار نهایی (۷۸/۰۱ کیلونیوتن)



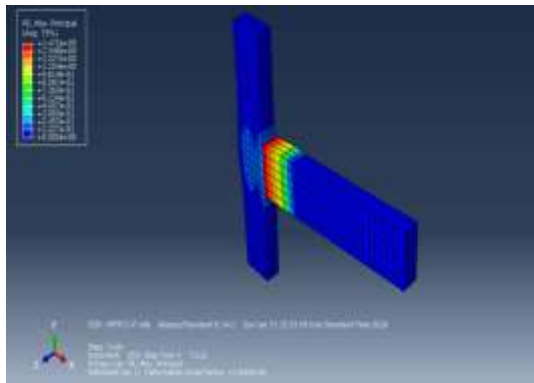
شکل ۲۲- الگوی شروع تسلیم فولاد در اتصال HC-B80-C80 کرنش پلاستیک معادل تحت بار تسلیم (۷۴/۶۸ کیلونیوتن)



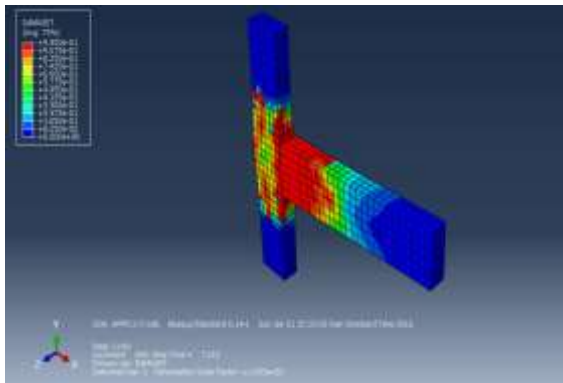
شکل ۲۵- الگوی شروع تسلیم فولاد در اتصال HC-B80-C120 کرنش پلاستیک معادل تحت بار تسلیم (89/87 کیلونیوتن)



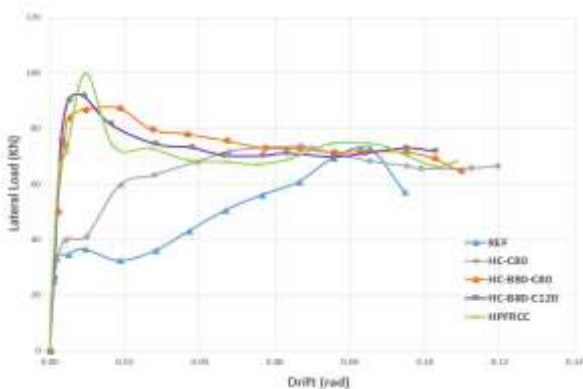
شکل ۲۴- الگوی انهدام و ترک خوردگی اتصال HC-B80-C120 کرنش پلاستیک اصلی حداکثر تحت بار نهایی (۷۸/۰۱ کیلونیوتن)



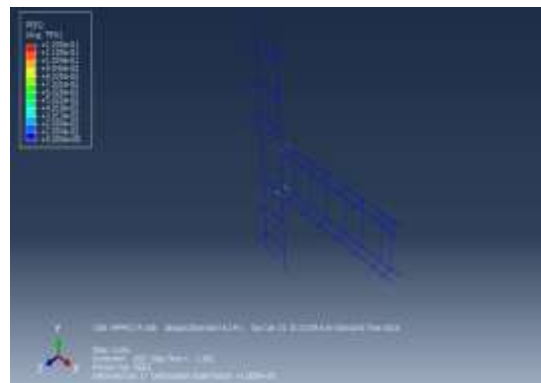
شکل ۲۷- الگوی انهدام و ترک خوردگی اتصال HCFRCC کرنش پلاستیک اصلی حداکثر تحت بار نهایی



شکل ۲۶- الگوی انهدام و ترک خوردگی اتصال HCFRCC آسیب کششی تحت بار نهایی (84/98 کیلونیوتن)



شکل ۲۹- نمودارهای نتایج پوش منحنی‌های هیستریزس جهت اتصال خمشی بهینه



شکل ۲۸- الگوی شروع تسلیم فولاد در اتصال HCFRCC کرنش پلاستیک معادل تحت بار تسلیم (92/24 کیلونیوتن)

به منظور یافتن اتصال خمشی بهینه، تمام مدل‌های اتصال که پیش از این، در نظر گرفته شده‌اند، با یکدیگر مقایسه شده‌اند. اتصالی به عنوان طرح بهینه در نظر گرفته شده است که یا دارای بیشترین مقاومت حداکثر و یا بیشترین نسبت شکل‌پذیری و یا بیشترین جذب انرژی باشد.

جدول ۳- مقادیر مقاومت و تغییر شکل تسلیم و نهایی مدل های اجزای محدود

نام مدل	P_y (kN)	δ_y (mm)	Drift y (%)	P_u (kN)	δ_u (mm)	Drift u (%)	$\mu=\delta_u/\delta_y$	P_{max} (kN)	δ_{max} (mm)	P_{max}/P_y	P_{cr} (بتن) (kN)	δ_{cr} (بتن) (mm)	جذب انرژی
REF	۲۶/۱۳	۳۸/۹۸	۲/۹	۶۱/۸۰	۱۲۲/۹	۹/۱	۳/۱۵	۷۲/۷۱	۱۱۵/۲	۲/۸	۲۶/۴۱	۲/۲	۱۲۵۳۳۲
HC-C80	۲۴/۹۶	۲۰/۱۱	۱/۵	۶۲/۶۳	۱۶۰/۹	۱۱/۹	۸	۷۳/۶۸	۹۰/۰۴	۲/۹	۳۳/۳	۲/۱۷	۲۲۳۷۸۲
HC-B80-C80	۷۴/۶۸	۱۸/۷۵	۱/۴	۷۴/۲۴	۱۴۷/۷	۱۰/۹	۷/۸۸	۸۷/۳۴	۲۵/۰۴	۱/۲	۲۶/۸	۰/۶۲	۲۳۰۹۰۸
HC-B80-C120	۸۹/۸۷	۲۰/۷	۱/۵	۷۸/۰۱	۱۳۸/۶	۱۰/۳	۶/۷۰	۹۱/۷۸	۱۲/۱۲	۱/۰۲	۴۸/۲۸	۲/۰۵	۲۴۸۰۴۱
HPFRCC	۹۲/۲۴	۱۷/۷۷	۱/۳	۸۴/۹۸	۱۳۸/۴	۱۰/۳	۷/۷۹	۹۹/۹۸	۱۲/۹۷	۱/۱	۷۸/۳	۱/۵۵	۲۶۷۷۲۹

با توجه به شکل ۲۹ و جدول ۳، مقاومت حداکثر اتصال های HPFRCC (اتصال، شامل تیر و ستون از مصالح HPFRCC)، HC-B80-C120 (طول ناحیه HPFRCC در تیر با طول ثابت ۸۰۰ میلی متر، در ستون برابر با ۱۲۰۰ میلی متر و مابقی نواحی از بتن معمولی) و HC-B80-C80 (طول ناحیه HPFRCC در تیر با طول ثابت ۸۰۰ میلی متر، در ستون برابر با ۸۰۰ میلی متر و مابقی نواحی از بتن معمولی) به ترتیب برابر با ۹۹/۹۸، ۹۱/۷۸ و ۸۷/۳۴ کیلونیوتن می باشد، که به ترتیب از مقاومت اتصال مینا، ۳۷،۲۷ و ۲۰ درصد بیشتر است. همچنین مقاومت حداکثر این سه مدل، از همه مدل های دیگر، بیشتر می باشد. این سه مدل نیز می توانند به عنوان طرح بهینه با مقاومت حداکثر در نظر گرفته شود.

علاوه بر این، نسبت شکل پذیری برای مدل های HC-C80، HC-B80-C80 و HPFRCC به ترتیب برابر با ۸، ۷/۸۸ و ۷/۷۹ می باشد که از نسبت شکل پذیری اتصال مینا، به ترتیب ۱۵۴، ۱۵۰ و ۱۴۷ درصد بیشتر است. همچنین نسبت شکل-پذیری این سه مدل، از همه مدل های دیگر، بیشتر می باشد. این سه مدل نیز می توانند به عنوان طرح بهینه با بیشترین شکل-پذیری در نظر گرفته شود.

همچنین، انرژی جذب شده برای مدل های HPFRCC، HC-B80-C120 و HC-B80-C80 به ترتیب برابر با ۲۶۷۷۲۹، ۲۴۸۰۴۱ و ۲۳۰۹۰۸ می باشد که از انرژی جذب شده اتصال مینا، به ترتیب ۱۱۴، ۹۸ و ۸۴ درصد بیشتر است. همچنین انرژی جذب شده این سه مدل، از همه مدل های دیگر، بیشتر می باشد. این سه مدل نیز می توانند به عنوان طرح بهینه با جذب انرژی در نظر گرفته شود.

با توجه به بررسی عوامل فوق الذکر می توان نتیجه گرفت که مدل های HPFRCC و HC-B80-C80 به عنوان دو اتصال خمشی تیر به ستون بهینه باشند ولی در صورتیکه عامل هزینه را نیز در نظر گرفته شود، مسلماً اتصال HC-B80-C80 که از مصالح HPFRCC کمتری در آن استفاده می شود، بهترین گزینه جهت اتصال خمشی تیر به ستون بهینه می باشد.

۴. نتیجه گیری

رفتار سخت شونده گی کرنش تحت کشش که با سایر کامپوزیت های سیمانی و بتنی متفاوت است، از HPFRCC یک مصالح توانمند با قابلیت جذب انرژی بالا و قابلیت ترک خوردگی های زیاد قبل از شکست، ساخته است. در سال های اخیر، استفاده از بتن های توانمند یا مصالح HPFRCC جهت ساخت سازه های ایمن در برابر زلزله، مورد توجه قرار گرفته است. یکی از ویژگی هایی که HPFRCC را برای انجام عملیات ترمیمی و جایگزینی بتن معمولی، مناسب می سازد این است که با توجه به شباهت ساختاری آن با بتن، امکان ایجاد پیوستگی قوی بین بتن قبلی و این کامپوزیت وجود دارد. نتایج تحقیق به شرح ذیل نشان می دهد که:

- تقویت ناحیه مفصل پلاستیک تیر باعث افزایش مقاومت حداکثر، مقاومت نهایی و شکل پذیری اتصال می گردد.
- تقویت همزمان ناحیه مفصل پلاستیک تیر و ستون باعث بهبود رفتار اتصال نسبت به حالت تقویت تیر به تنهایی می گردد.
- مناسب ترین طول تقویت در ستون برابر با طول تقویت در تیر می باشد و افزایش طول تقویت ستون مازاد بر طول تقویت تیر حتی ممکن است باعث کاهش شکل پذیری اتصال گردد.
- با استفاده از مصالح HPFRCC فقط در ستون و همچنین استفاده توأم از مصالح HPFRCC در تیر و ستون و اتصال کامل از مصالح HPFRCC، مفصل پلاستیک به تیر منتقل شده است ولی با استفاده از مصالح HPFRCC فقط در تیر، مفصل پلاستیک در ستون تشکیل شده است.

- با استفاده از مصالح HPFRCC فقط در ستون، تاثیر افزایشی مناسبی بر جذب انرژی نسبت به مدل مینا داشته است. ولی با استفاده از مصالح HPFRCC فقط در تیر، تاثیر کاهشی بر جذب انرژی به خصوص در مدل‌های HC-B40 و HC-B100 نسبت به مدل مینا داشته است.
 - افزایش طول ناحیه HPFRCC فقط در تیر، از دو برابر عمق تیر (۸۰۰ میلی متر)، به ۲/۵ برابر عمق تیر (۱۰۰۰ میلی متر)، تاثیر ناچیزی بر روی مقاومت اتصال و کاهش ۳۷ درصد شکل پذیری اتصال داشته است.
 - اتصال HC-B80-C80، که از مصالح HPFRCC کمتری در آن استفاده شده است، با توجه به پارامترهای مقاومت حداکثر، نسبت شکل‌پذیری، جذب انرژی و عامل هزینه نسبت به اتصال HPFRCC، بهترین گزینه جهت اتصال خمشی تیر به ستون بهینه می‌باشد.
- با جایگزینی مصالح HPFRCC به جای بتن معمولی معادل دو برابر ارتفاع تیر در تیر و ستون، شکل پذیری، جذب انرژی، مقاومت تسلیم و مقاومت حداکثر اتصال بتن آرمه (قاب بتن آرمه) افزایش می‌یابد. لذا تقویت اتصال با طول مصالح HPFRCC بیش از دو برابر ارتفاع تیر، مقرون به صرفه اقتصادی نمی‌باشد.

۵. مراجع

- [1] Naaman, A.E. and Reinhardt, H.W. Setting the stage: toward performance-based classification of FRC composites, In High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC-4), Proc. of the 4th Int'l RILEM Workshop, A.E. Naaman and H.W. Reinhardt, eds. Published by RILEM S.A.R.L., (2003)
- [2] Brandt AM. Cement-based composites: materials, mechanical properties and performance, London, E&FN Spon, pp. 470, (1995).
- [3] Bache, H. Densified cement/ultra-fine particle-based materials, CBL Rapport No. 40, Aalborg Portland, ISBN 87-89132-00-9, (1981).
- [4] Chanvillard, G. and Rigaud, S. Complete characterization of tensile properties of ductal UHPFRC according to the French recommendations, In Proc. of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC4), A.E. Naaman and H.W. Reinhardt, eds, pp. 21-34. RILEM Publications S.A.R.L., (2003)
- [5] Li, V.C. From Micromechanics to Structural Engineering – the design of cementitious composites for Civil Engineering applications, JSCE J. of Struc. Mechanics and Earthquake Engineering 10(2), pp.37-48, (1993).
- [6] Fischer, G., Wang, S. and Li, V.C. Design of engineered cementitious composites for processing and workability requirements, Seventh International Symposium on Brittle Matrix Composites, pp. 29-36. Warsaw, Poland, (2003).
- [7] Kong, H.J., Bike, S. and Li, V.C. Development of a self-compacting engineered cementitious composite employing electrosteric dispersion/stabilization, Journal of Cement and Concrete Composites 25(3), pp. 301-309, (2003).
- [8] Lepech, M.D. and Li, V.C. Large scale processing of engineered cementitious composites, ACI Materials Journal, (2007).
- [9] Wang, S. and Li, V.C. High early strength engineered cementitious composites", ACI Materials Journal, 103(2), pp. 97-105, (2006).
- [10] Yang, Y., Lepech, M. and Li, V.C. Self-healing of engineered cementitious composites under cyclic wetting and drying. In Proc. Int. Workshop on Durability of Reinforced Concrete under Combined Mechanical and Climatic Loads (CMCL), pp. 231-242. Qingdao, China, (2005).
- [11] Li, V.C. and Yang, E.H. Self-healing in concrete materials. In Self Healing Materials: An Alternative Approach to 20 Centuries of Materials Science, S. van der Zwaag, ed., pp. 161-193, (2007)
- [12] ضیایی، م، پیغاله، ا. «راهنمای مدلسازی با نرم افزار ABAQUS»، انتشارات پندار پارس، ۱۳۸۸.
- [13] Fernandes P. and Sena-Cruz J. (2012), "Efficiency of Different Techniques in Seismic Strengthening of RC Beam-Column Joints", Materials and Structures.