

بررسی رفتار لرزه ای و مشخصات مفاصل سازه ای تیرها و قاب‌های کامپوزیت سیمانی مسلح توانمند HPFRCC

محمد کاظم شربتدار^{۱*}، زکیه سادات شریعت پناهی^۲

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

۲- کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

چکیده

بتن های الیافی توانمند سیمانی کامپوزیتی HPFRCC دارای خصوصیات مناسب نسبت به بتن معمولی و دارای رفتار سخت‌شوندگی کرنش تحت کشش و قابلیت جذب انرژی بالا بوده و منجر به سازه هایی با ظرفیت بالاتر و تامین ایمنی بیشتر در برابر زلزله نایل می شوند و از طرفی فیوزهای سازه ای، نقاطی از سازه هستند که به سبب اعمال نیروهای داخلی زیاد مستعد تخریب شده و مفاصل پلاستیک در آن ها متمرکز شده و تخریب های احتمالی آغاز می گردد، لذا این مصالح نوین میتوانند بعنوان فیوزهای سازه ای بکار روند. نحوه تشکیل و خصوصیات مفاصل پلاستیک در تیرها و قاب های ساخته شده با HPFRCC با در نظر گرفتن ۱۲ تیر و ۱۲ قاب بتنی در این مقاله مورد بررسی قرار گرفت و متغیرهایی نظیر مقاومت فشاری و نوع بتن معمولی و HPFRCC، و درصد بار قائم ستون ها انتخاب شدند و بقیه پارامترها ثابت فرض شدند. نتایج نشان داد که در تیرهای HPFRCC با افزایش مقاومت فشاری، مقادیر نیروی و تغییرمکان حداکثر، انحنا و طول ناحیه پلاستیک افزایش یافت. تیرهای HPFRCC تحت بارگذاری متمرکز، دارای بیشترین تغییرمکان و جذب انرژی و تحت بارگذاری یکنواخت، بیشترین نیرو و تیرهای تحت بارگذاری دو نقطه ای دارای مقدار بیشتر طول ناحیه پلاستیک نسبت به تیرهای تحت بارگذاری یکنواخت بودند. قاب های HPFRCC دارای نیرو و تغییرمکان جانبی به ترتیب حدود ۷ و ۱۸٪ بیشتر نسبت به قاب بتنی مشابه خود بوده و میزان انحنا و طول ناحیه پلاستیک نیز به ترتیب تا ۱/۱۸ و ۱/۳۰ برابر نسبت به قاب های RC افزایش یافتند.

کلمات کلیدی: عملکرد لرزه ای، مفصل پلاستیک، HPFRCC، انحنا، طول ناحیه پلاستیک

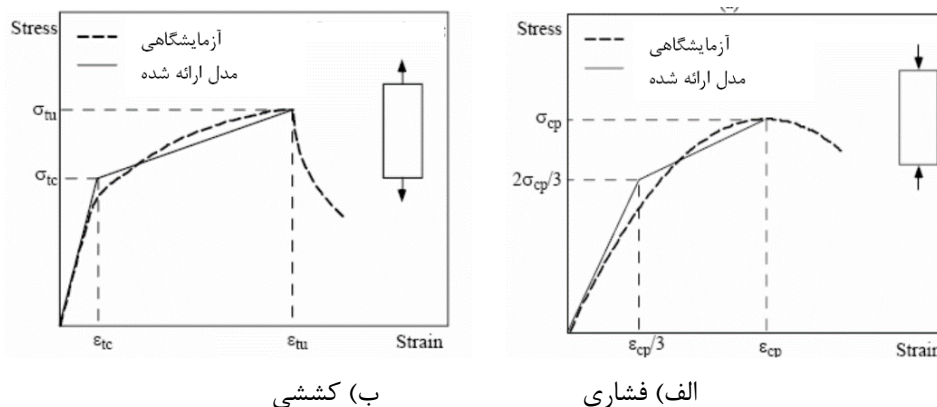
*نویسنده مسئول: -----

پست الکترونیکی: msharbatdar@semnan.ac.ir

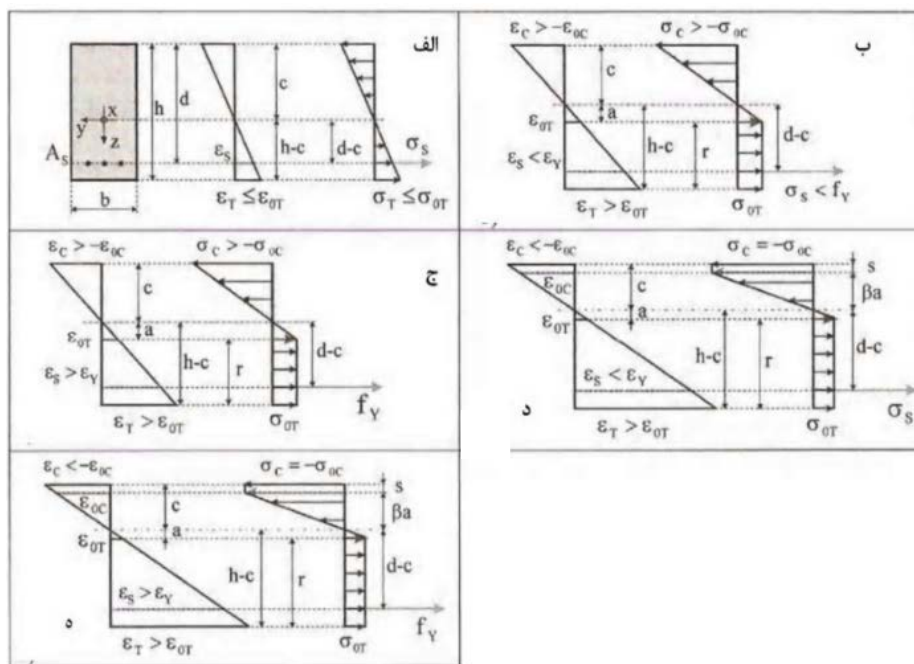
تاریخ دریافت مقاله: ۰۰۰۰/۰۰/۰۰، تاریخ پذیرش مقاله: ۰۰۰۰/۰۰/۰۰

بتن یکی از مهم‌ترین مصالح ساختمانی است که استفاده از آن در همه کشورهای دنیا رو به افزایش است ولی یکی از معایب آن شکنندگی است که الیاف مسلح کننده نقش مهمی برای رفع این معایب داشته است و در سال‌های اخیر شاهد پیشرفت‌های چشمگیر و زیادی در کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی (FRCC) بوده‌اند و استفاده از کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند (HPFRCC) بعنوان مصالح توانمند به جای مصالح متداول برای افزایش ظرفیت سازه‌ها در برابر زلزله و دوام از مدت‌ها پیش مد نظر پژوهشگران قرار گرفته و مطالعات بسیاری را به خود اختصاص داده است. نامان و رینهارت مصالحی را معرفی نمودند که شامل یک بخش سخت‌شوندگی کرنش در منحنی تنش-کرنش کششی و شامل ملات سیمانی بدون درشت دانه بودند [۱]. رامولدی و همکاران و در سال‌های اخیر نیز ترکیب انواع الیاف با طول‌های مختلف و تاثیر الیاف فولادی بر کاهش شکنندگی بتن را در دستور کار قرار داده [۲-۴] و بعداً تولید یک مصالح بتن الیافی با رفتار کششی شکل‌پذیر مورد توجه قرار گرفت و کرنچل و استانگ با کاربرد مناسب الیاف به هم پیوسته به شکل‌پذیری کششی ۱۰۰ برابر نسبت به بتن معمولی دست یافتند [۵] و نامان و رینهارت نوع جدیدی از بتن الیافی با الیاف به هم پیوسته تحت عنوان بتن مسلح بافته شده (TRC) ارائه نمودند و گسترش دانش در خصوص چگونگی تاثیر الیاف بر ملات، منجر به تدوین توصیه‌هایی در مورد طراحی سازه‌های توسط موسسه RILEM گردید [۴]. الیاف فولادی حلقوی و گیره ای سبب افزایش قابل ملاحظه طاقت فشاری بتن می‌شود [۶] و در کامپوزیت دوکتال [۷] از یک ملات متراکم و سفت به منظور افزایش مقاومت کششی و فشاری مصالح استفاده می‌شود و الیاف به این مجموعه اضافه می‌گردد تا با شکنندگی بالای این ملات مقابله نماید و مصالح کامپوزیت سیمانی مهندسی ECC دارای شکل‌پذیری کششی بواسطه گسترش ترک‌های ریز می‌باشد و کمیته فنی RILEM بر خاصیت سخت‌شوندگی کرنش این مصالح تاکید گردد و نام کامپوزیت‌های سیمانی با سخت‌شوندگی کرنش یا SHCC برای آن انتخاب گردید و انجمن مهندسين عمران ژاپن نام کامپوزیت‌های مسلح سیمانی الیافی با ترک‌های ریز چندگانه MFCFRCC استفاده کرد [۸]. اما هم چنان نام ECC که توسط لی و همکاران در دانشگاه میشیگان انتخاب شده است دارای بیشترین کاربرد می‌باشد و دارای کاربردهای فراوانی بخصوص بتن خودمتراکم و بتن‌ها با مقاومت بالا می‌باشد [۹-۱۲]. مصالح دیگری با خواص مشابه پیشرفته HPFRCC مانند CARDIFRC و UHPFRCC (ترکیب دو مفهوم UHPC و FRC) [۱۳-۱۴] به منظور ترمیم و بهسازی اعضای سازه‌ای استفاده شد و لی، ونگ و چيو نیز با حذف کلیه سنگدانه‌های درشت و بهبود همگنی، افزایش تراکم با بهینه‌سازی اندازه دانه‌ها و فشردگی، پودر فعال (RPC) را ابداع کردند [۱۵]. تشکیل ترک‌های ریز چندگانه مشخصه اصلی تامین شکل‌پذیری کششی مصالح HPFRCC است و مطالعات یانگ و همکاران نشان داد که عرض ترک پایدار یک ویژگی ذاتی HPFRCC است و تا زمان موضعی شدن ترک‌ها و تشکیل صفحه شکست ادامه دارد [۱۶] و مدول گسیختگی HPFRCC نیز در حالت اولین ترک‌خوردگی و حالت نهایی متفاوت است [۱۷]. روابط متعدد پیشنهادی برای منحنی‌های تنش-کرنش فشاری و کششی HPFRCC مانند شکل ۱ ارائه داده شده اند که معمولاً منحنی به صورت خطی تا تنش و کرنش معادل اولین ترک‌خوردگی بوده و با کاهش سختی نسبت به سختی اولیه، رفتار سخت‌شوندگی کرنش آغاز می‌گردد تا به نقطه‌ی متناظر با تنش کششی حداکثر و کرنش متناظر آن می‌رسد و ترک‌های چندگانه شکل می‌گیرد و سپس شکست نمونه در یک نقطه متمرکز شده و منحنی نیز با یک روند کاهشی به نقطه تنش صفر و کرنش نهایی کششی می‌رسد [۱۸-۱۹]. مصالح HPFRCC نسبت به بتن معمولی دارای مدول الاستیسیته پایین‌تر و عددی بین ۱۲ تا ۵۳ گیگاپاسکال [۲۰] و ضریب پواسون بیش تری از بتن معمولی بین ۰/۱۵ تا ۰/۲۲ دارد. بررسی‌های فراوانی در خصوص رفتار خمشی HPFRCC متاثر از شکل‌پذیری کششی و میکروترک‌های چندگانه در انتهای تیر و اجازه تحمل انحنای بزرگ شده است [۲۱] که مدول گسیختگی تیر به ۱۰ تا ۱۵ مگاپاسکال می‌رسد. روش‌های مختلفی برای افزایش سهولت اجرا و خواص مهندسی و خمشی ستون‌ها وجود دارد که استفاده از ستون‌های مرکب بتنی-فلزی بصورت سنتی جایگزین خوبی است [۲۲] ولی امروزه با بکارگیری الیاف کامپوزیتی برآمی به این خواص دسترسی پیدا می‌شود لذا اگر یک مقطع HPFRCC که با میلگردهای فولادی نیز مسلح شده است تحت اثر خمش قرار گیرد، مطابق شکل ۲ می‌تواند رفتاری در ۵ مرحله از خود نشان دهد، در مرحله اول بخش‌های کششی و فشاری HPFRCC و میلگردهای فولادی کششی در حالت خطی هستند، در مرحله دوم بخش کششی مصالح HPFRCC وارد فاز پلاستیک می‌شود. اما بخش

فشاری آن و میلگردهای فولادی کششی در حالت خطی هستند، در مرحله‌ی سوم بخش کششی مصالح HPFRCC و میلگردهای فولادی کششی وارد فاز پلاستیک می‌شوند و HPFRCC فشاری همچنان خطی است، در مرحله‌ی چهارم بخش های کششی و فشاری HPFRCC وارد حالت پلاستیک می‌شوند و میلگردهای فولادی کششی در حالت خطی هستند، و در مرحله‌ی پنجم: بخش های کششی و فشاری HPFRCC و میلگردهای فولادی کششی وارد حالت پلاستیک می‌گردند [۲۳].



شکل ۱- منحنی تنش- کرنش کششی و فشاری HPFRCC [۲۷]



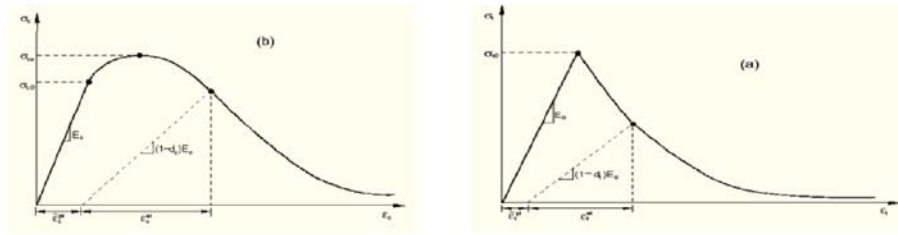
شکل ۲- مراحل مختلف رفتاری مصالح HPFRCC تحت خمش [۲۳]

کاربردهای ویژه کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی توانمند شامل عرشه پل‌ها و سازه‌های بسیار بلند، سازه‌های مقاوم در برابر انفجار، سازه‌های مربوط به بانک‌ها و سازه میراگر میان‌قابی و همچنین تیرهای رابط در دیوار برشی کوپله می‌باشد که می‌تواند باعث کاهش میلگردها در قاب‌ها و دیوارهای برشی گردد [۲۴]. ضمناً ابریشمی [۲۵] آزمایشاتی بر روی تیرهای ساخته شده با این بتن‌ها انجام دادند و نتایج نشان داد مقاومت نهایی و شکل‌پذیری تیر و کرنش کششی نهایی مصالح افزایش یافت. همی [۲۶] هم رفتار خمشی تیرهای ساخته شده با مصالح HPFRCC را بررسی کرد و نتایج نشان داد که بیشترین شکل‌پذیری در تیر ساخته شده با مصالح HPFRCC کامل اتفاق افتاد و تغییر مکان نهایی و شکل‌پذیری مقطع بین ۱۱ تا ۹۰

درصد نسبت به تیر بتنی کامل افزایش می‌یابد. فوکویاما و همکارانش [۲۷] رفتار تیر با مصالح بتن معمولی کامل و تیرها با مصالح HPFRCC را تحت بارگذاری سیکلی مورد آزمایش قرار دادند و نتایج خوبی ارائه شد و پارا و همکارانش [۲۸] نیز رفتار تیر کوبله با مصالح شکل پذیر را بررسی کردند و نتیجه گرفتند که استفاده از بتن الیافی در مقایسه با بتن معمولی سبب افزایش شکل پذیری، ۵۰ درصد کاهش در آرماتورهای قطری، امکان حذف آرماتور قطری می‌شود. در یک تحقیق آزمایشگاهی چشمه اتصال تیر-ستون در نواحی مفاصل پلاستیک، با مصالح HPFRCC جایگزین شد و آرماتورهای برشی در این نواحی حذف گردیدند و نتایج نشان داد که این اتصالات جایگزین شده با مصالح HPFRCC، قادرند در نیروهای برشی زیاد، رفتاری مناسب از خود نشان دهند و تغییر شکل جانبی تا حد ۵٪ را بدون ایجاد آسیب دیدگی تحمل نمودند [۲۹] در تحقیق دیگری نشان دادند که استفاده از الیاف معمولی به همراه الیاف فولادی سبب افزایش سهم ملات در مقاومت کامپوزیت شده و سبب انتقال تنش از ملات به الیاف می‌شود [۳۰] و استفاده از وصله ی HPFRCC باعث بهبود مقاومت در تیرهای بتن مسلح با آرماتورهای خورده شده، افزایش ظرفیت کششی، کاهش زمان، سرعت و میزان آسیب‌های ایجاد شده در اثر خمش و کاهش پیشروی ترک‌ها می‌شود [۳۱]. همتی [۲۶] رفتار خمشی قاب‌های بتنی و HPFRCC را بصورت آزمایشگاهی و عددی بررسی کردند و نتایج نشان داد که قاب RH دارای بیشترین تغییر مکان جانبی است و قاب RCH بیشترین نیرو را دارد. در تحقیق دیگری [۳۲] دو دیوار برشی مشابه از مصالح RECC و RC را مورد مطالعه عددی قرار گرفتند و منحنی‌های هیستریزس با هم مقایسه شدند و مطالعات آزمایشگاهی و عددی را بر روی تیرها، دیوارها، دیواربرشی‌ها، تیرهای کوبله، ستون‌ها و اتصالات با هدف تقویت و نوسازی سازه‌های موجود با مصالح HPFRCC انجام شد. بسیاری از قاب‌های بتنی موجود بدلیل استفاده از مصالح بتنی معمولی با شکل‌پذیری پائین نیاز به تقویت بخصوص با مصالح پلیمری FRP دارند [۳۳-۳۴] و در مواردی هم از ملات‌های HPFRCC بصورت درجا یا پیش ساخته با خواص انعطاف‌پذیری بالا برای تقویت اعضای بتنی مانند دال‌های دوطرفه استفاده شده است [۳۵-۳۶].

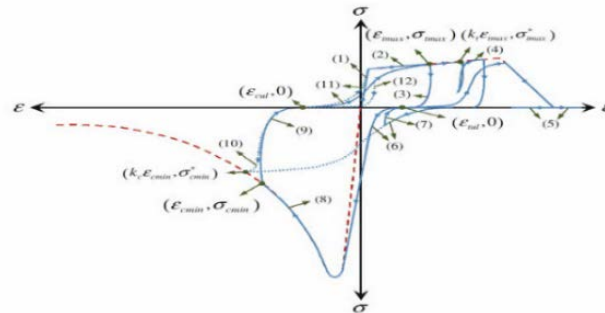
۲- معرفی نرم‌افزار و مشخصات هندسی سازه

از ABAQUS که یک نرم‌افزار غیرخطی اجزای محدود می‌باشد برای انجام تحلیل‌ها استفاده می‌شود و برای مدل‌سازی کامپوزیت HPFRCC از گزینه Concrete Damage Plasticity استفاده و دو مکانیزم انهدام بتن بصورت ترک‌خوردگی تحت کشش و خردشدگی تحت فشار پیش‌بینی شد و منحنی‌های تنش-کرنش بتن معمولی و HPFRCC در اشکال ۳ و ۴ نشان داده شده‌اند که منحنی تنش-کرنش بتن تحت کشش از یک رابطه خطی تا رسیدن به تنش σ_{t0} (مقاومت کششی نهایی) پیروی می‌کند و از این نقطه به بعد با شروع ترک‌خوردگی‌ها در بتن، شاخه نرم شونده‌ی منحنی آغاز می‌گردد [۳۷-۳۹] و منحنی تنش-کرنش بتن در فشار نیز تا تنش σ_{c0} (تسلیم اولیه) بصورت خطی حرکت می‌کند سپس مرحله غیرخطی و افزایش منحنی شروع می‌شود و تا نقطه‌ی مربوط به تنش σ_{cu} (تنش نهایی) ادامه می‌یابد که همان نقطه مقاومت فشاری بتن است. از این نقطه به بعد شاخه نرم شونده منحنی آغاز می‌گردد و بتن تحت فشار، خرد می‌شود. متغیرهای d_t و d_c ضرایبی هستند که کاهش سختی بتن را بر اثر باربرداری در شاخه نرم شونده نشان می‌دهند و مقادیری بین ۰ و ۱ هستند که نشان‌دهنده‌ی بتن بدون خسارت و ۱ بیانگر از دست رفتن تمام مقاومت بتن می‌باشد. هنگامی که مصالح HPFRCC تحت بارگذاری افزایش یافته در یک جهت قرار داشته و بارگذاری رفت و برگشتی به آن اعمال نمی‌شود منحنی پوش در نرم‌افزار وارد می‌گردند که از به هم پیوستن نقاط دارای تنش حداکثر در تاریخچه بارگذاری تشکیل می‌گردند. منحنی تنش-کرنش استفاده شده برای میلگردها نیز بصورت دوخطی مطابق شکل ۵ وارد می‌شود. برای مدل‌سازی بتن و کامپوزیت‌های سیمانی از المان مکعبی ۲۰ گرهی Solid و برای مدل‌سازی فولاد از المان دو بعدی Truss مطابق شکل ۶ استفاده می‌شود.

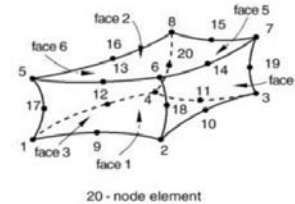
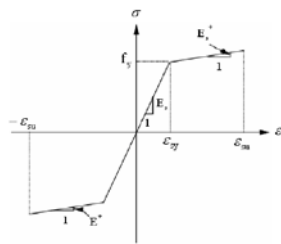


الف- کششی ب- فشاری

شکل ۳- منحنی تنش-کرنش بتن معمولی [۳۷-۳۹]



شکل ۴- منحنی تنش-کرنش HSPFRCC تحت بارگذاری رفت و برگشتی [۳۹]

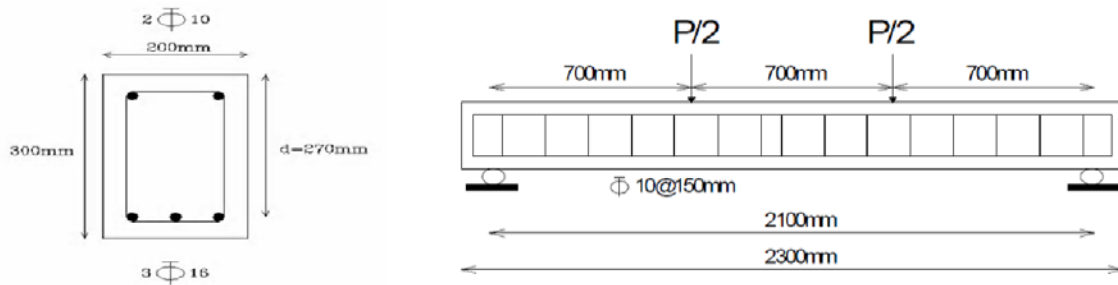


شکل ۶- المان مکعبی Solid ۲۰ گرهی و المان دو بعدی Truss [۳۹]

شکل ۵- منحنی تنش-کرنش فولاد

• اعتبارسنجی تیرها و قاب ها

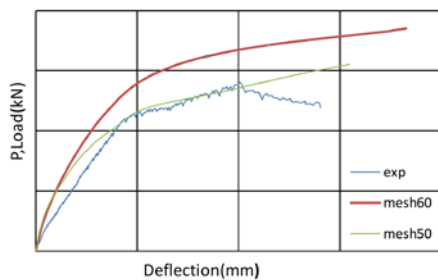
برای اعتبارسنجی مدل سازی از نمونه های آزمایشگاهی استفاده شده است و تیرهای دو سر ساخته شده با بتن معمولی (RC) و تیر با مصالح HSPFRCC (RH) مطابق شکل ۷ در نظر گرفته شدند که بار به صورت افزایشی و در حالت دونقطه ای اعمال شد و از فولاد و بتن های معمولی و الیافی با مشخصات بدست آمده در آزمایشگاه در مدل سازی استفاده شد [۳۰]. برای کالیبره کردن تیر با بتن معمولی با مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال با طرح اختلاط معمولی، دو نوع شبکه بندی ۵۰ در ۵۰ و ۶۰ در ۶۰ میلی متر و برای تیرهای با بتن الیافی ساخته شده با الیاف PP و مقاومت فشاری حدود ۲۵ مگاپاسکال نیز شبکه بندی ۵۰ در ۵۰ در ۷۵ و ۷۵ میلی متر اختیار گردید که مطابق شکل ۸ در هر دو حالت شبکه بندی ۵۰ در ۵۰ تطابق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی منحنی بار-تغییر مکان داشته و کمتر از ۱۰ و ۴٪ خطا در بار و تغییر مکان ماکزیمم تیرهای بتنی معمولی و الیافی دارد لذا به عنوان مدل مورد بررسی انتخاب می گردد. قاب های ساخته شده با بتن معمولی کامل (RC) و با HSPFRCC (RH) به صورت آزمایشگاهی تحت نیروهای قائم ثابت و افقی افزایشی قرار گرفتند با مشخصات شکل ۹ نیز برای اعتبارسنجی در نظر گرفته شدند [۲۶]. برای کالیبره کردن آزمایش ها، دو نوع شبکه بندی های ۶۰ در ۶۰ میلی متر برای قاب RC و ۶۵ در ۶۵ میلی متر برای قاب RH برگزیده شد که مقایسه منحنی های نیرو-تغییر مکان جانبی این دو قاب در حالات آزمایشگاهی و عددی در شکل ۱۰ ارائه شده است. مقایسه نشان می دهد که در تیر بتنی معمولی شبکه بندی ۶۰ در ۶۰ مناسب تر و خطای کمتر از ۹ درصد و در تیر بتنی HSPFRCC شبکه بندی ۶۵ در ۶۵ مناسب تر و خطای کمتر از ۳ درصد در بار جانبی و بار ماکزیمم می باشند.



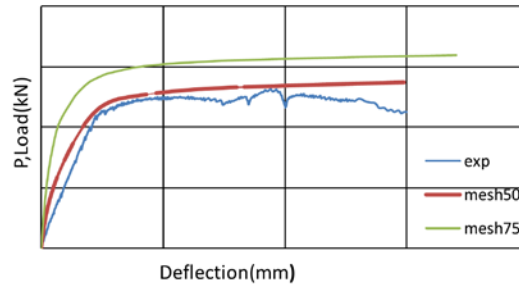
شکل ۷- جزئیات تیرهای بتن معمولی و HPFRCC آزمایشگاهی [۲۶]

۳. معرفی انواع مدل های تحلیلی و نحوه بارگذاری

برای بررسی رفتار تیرها و تمرکز بر روی خصوصیات مفاصل سازه ای آن ها، ۱۲ مدل تیر دو سر ساده با دو نوع بتن معمولی و HPFRCC با انواع مقاومت های فشاری (۲۸ و ۳۵ و ۴۸ مگاپاسکال) تحت بار متمرکز دو نقطه ای و گسترده به عنوان متغیر در این تحقیق منظور شده اند. برای بررسی رفتار قاب ها نیز ۱۲ مدل قاب با دو نوع بتن معمولی و HPFRCC تحت بار جانبی افزایش یافته رفت و برگشتی تحت بار و بدون بار فشاری محوری ثابت با انواع مقاومت های فشاری (۳۵ و ۴۸ مگاپاسکال) به عنوان متغیر و ابعاد ثابت عرض و ارتفاع مقطع در این تحقیق منظور شده اند. برای اعمال بار دو نقطه ای به مدل ها، دو بار متمرکز را در فاصله ی ۷۰۰ میلی متر از هم وارد کردیم که فاصله بین محل اعمال هر بار متمرکز تا وسط دهانه ی تیر، ۳۵۰ میلی متر است و در اعمال بار به صورت گسترده، بار را به صورت فشار بر تک تک گره ها در طول تیر وارد کرده ایم. برای اعمال بار رفت و برگشتی، تغییر مکان را به تمام مش ها در محل اتصال تیر-ستون وارد شده است.

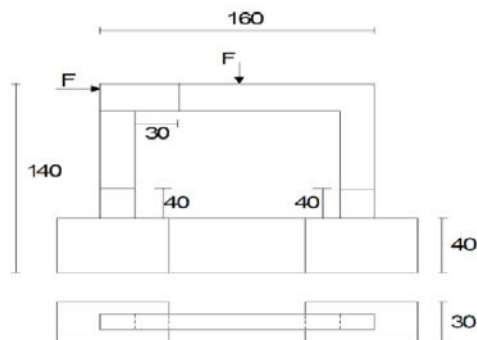


ب- تیر HPFRCC

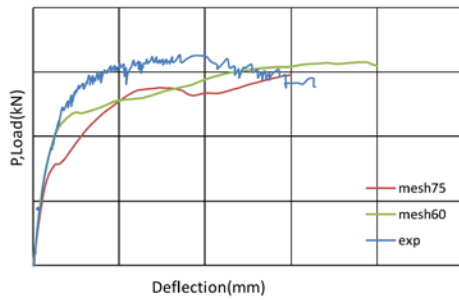


الف- تیر بتنی کامل (RC)

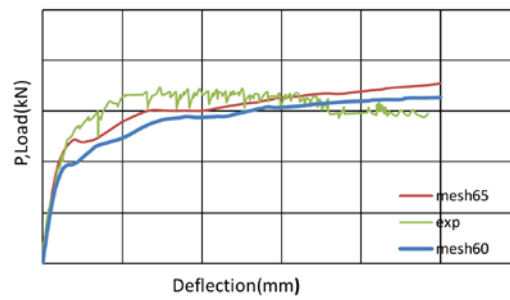
شکل ۸- منحنی نیرو-تغییر مکان قائم آزمایشگاهی و تحلیلی با دو نوع شبکه بندی



شکل ۹- ابعاد هندسی و شمای کلی قاب های مورد بررسی



ب- قاب RH



الف- قاب RC

شکل ۱۰- مقایسه منحنی‌های آزمایشگاهی و عددی قاب های بتنی و الیافی

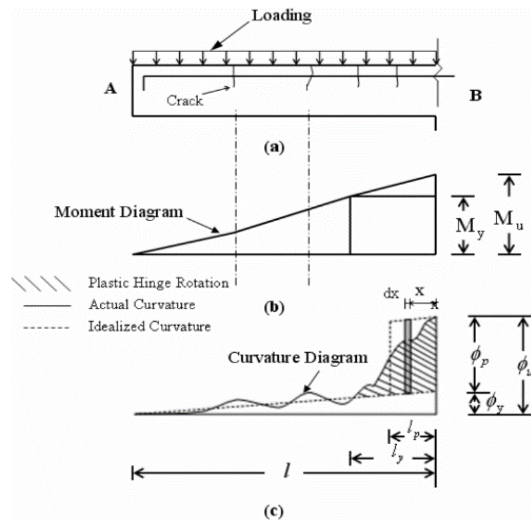
۴. نتایج تحلیل مدل ها

• ۴-۱- بررسی رفتار تیرهای الیافی توانمند

اثر پارامترهای مختلف مقاومت فشاری بتن و نوع بارگذاری (متمركز، دونقطه ای و گسترده) تیر را با مقایسه رفتار تیرهای بتنی و HPFRCC و منحنی های مربوطه و محاسبه و مقایسه مقادیر انرژی و چقرمگی و مفصل پلاستیک در هر دو نوع تیر بررسی می گردد. سطح زیر نمودار منحنی نیرو - جابجایی برابر میزان جذب انرژی است و چقرمگی بعنوان پارامتری برای سنجش توان جذب انرژی سازه و بیانگر قابلیت مقاومت مصالح در برابر گسیختگی می باشد که مطابق استاندارد ASTM-C1018، سطح زیر منحنی بار-تغییرشکل تا ۳، ۵/۵، ۱۰/۵، ۱۵/۵، ۲۵/۵ و ۵۰/۵ برابر δ (تغییرشکل نمونه در لحظه ایجاد اولین ترک) تقسیم بر سطح زیر منحنی بار-تغییرشکل تا اولین ترک δ را با اندیس های $I_5, I_{10}, I_{20}, I_{30}, I_{50}$ و I_{100} نشان می دهند. مفصل پلاستیک عبارت است از مقطعی از عضو که میلگرد کششی در آن به حد جاری شدن رسیده و هنوز کرنش بتن به حد نهایی خود نرسیده باشد. ظرفیت دورانی یا میزان دوران مفصل پلاستیک (θ_p) در تیرهای بتن مسلح به متغیرهای مختلفی از جمله میزان انحنای جاری شدن (φ_y) و نهایی (φ_u) بستگی دارد و روابط متعددی برای محاسبه طول مفصل پلاستیک (l_p) و ظرفیت دورانی تیرها (θ_p) مانند شکل ۱۱ برای یک تیر بتن مسلح طره ای تحت بار گسترده ای یکنواخت در حالت نهایی ارائه شده است و چگونگی توزیع انحنا بر روی طول تیر را می توان به دو بخش الاستیک و پلاستیک تقسیم نمود، لذا دوران کلی تیر θ_{total} را نیز می توان به دو قسمت دوران الاستیک θ_e و پلاستیک θ_p تقسیم کرد [۳۹]. طول تسلیم (l_y) شامل طولی از تیر است که در آن، لنگر موجود در تیر از لنگر تسلیم بیشتر است و انحنای مربوط به هر مقطع از تیر نیز با $\varphi(x)$ نشان داده شده است و دوران پلاستیک مقطع برابر با مساحت هاشور خورده در شکل ۱۱ است که اگر این سطح هاشور خورده با یک مستطیل معادل گردد، طول این مستطیل برابر l_p و بین l_p و θ_p نیز رابطه (۱) برقرار است.

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y) \cdot l_p = \varphi_p \cdot l_p \quad (1)$$

برای محاسبه مقادیر طول مفصل پلاستیک و دوران پلاستیک مقطع مقادیر کرنش در آرماتور کششی و بتن یا HPFRCC فشاری از خروجی نرم افزار استخراج گردیده و با قراردادن مقادیر در ابعاد مختلف تیر و فرض توزیع خطی کرنشها در ارتفاع مقطع، مقدار انحنا را در نقاط مختلف تیر و در المان های مختلف آن و فاصله بین انحناهای حداکثر تا انحنا در جایی که آرماتور کششی در آستانه تسلیم قرار دارد (طول جاری شدگی) محاسبه شده است و در نهایت با انتگرال گیری و محاسبه مساحت های معادل مطابق شکل ۱۱ و با بکار بردن معادلات مربوطه، این مقادیر برای تیرهای بتنی و HPFRCC با در نظر گرفتن اثر بر طول مفصل پلاستیک و ظرفیت دورانی تیرها بررسی شده و نتایج به تفکیک ارائه خواهد شد.



شکل ۱۱- نحوه توزیع انحنا در طول تیر در حالت نهایی [۳۸]

• تاثیر نوع بتن

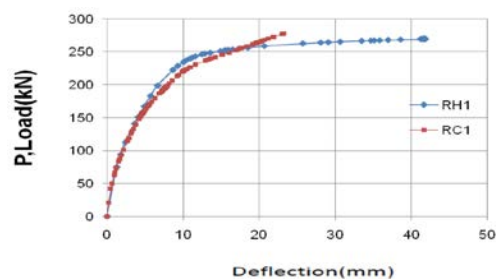
منحنی نیرو-تغییرمکان نمونه های تیرها ساخته شده با دو نوع متفاوت بتن معمولی و الیافی توانمند HPFRCC با سه نوع بتن با مقاومت های ۲۸، ۳۵، و ۴۸ مگاپاسکال تحت بارگذاری متمرکز دو نقطه ای در شکل ۱۲ ارائه شده است و نتایج تحلیلی این مدل ها نیز در جداول ۱ و ۲ آمده است. نتایج حاصل نشان می دهند که نیروی حداکثر در تیرهای بتنی الیافی با مقاومت ۲۸، ۳۵ و ۴۸ مگاپاسکال به ترتیب ۱،۱۶، ۱،۴ و ۱۲ و ۱ برابر تیر بتنی معمولی بودند و تغییرمکان حداکثر هم به ترتیب حدود ۱،۸ و ۱،۲۸ و ۱،۴۹ برابر و میزان جذب انرژی هم ۲ و ۱،۸۷ و ۱،۷۶ برابر تیر بتنی معمولی بودند.

چقرمگی بعنوان پارامتری برای سنجش توان جذب انرژی سازه و بیانگر قابلیت مقاومت مصالح در برابر گسیختگی می باشد. مطابق استاندارد ASTM-C1018 اگر تغییرشکل نمونه در لحظه ای ایجاد اولین ترک برابر δ باشد، به ترتیب سطح زیر منحنی بار-تغییرشکل تا ۳، ۵/۵، ۱۰/۵، ۱۵/۵، ۲۵/۵ و ۵۰/۵ برابر δ ، تقسیم بر سطح زیر منحنی بار-تغییرشکل تا اولین ترک یعنی δ را با اندیس های I_5 ، I_{10} ، I_{20} ، I_{30} ، I_{50} و I_{100} نشان می دهند، لذا اندیس های چقرمگی همه تیرهای الیافی بزرگتر از تیرهای بتن معمولی بودند. طول مفصل پلاستیک (l_p) تیرهای بتنی الیافی با مقاومت ۲۸، ۳۵ و ۴۸ مگاپاسکال به ترتیب ۱/۴۰، ۱،۳۷ و ۱،۴ برابر و ظرفیت دورانی (θ_p) هم ۵،۱، ۶،۳ و ۳،۵۲ برابر و همچنین انحناي حداکثر (ϕ_u) هم به ترتیب حدود ۲،۳۰، ۴/۷۴ و ۲،۱۲ برابر تیر بتنی معمولی بودند. نتایج نشان می دهند تیرها با مصالح HPFRCC دارای نیروی حداکثر، تغییرمکان حداکثر و میزان جذب انرژی بزرگتری نسبت به تیرهای بتنی معمولی می باشند که دلیل این موضوع وجود الیاف در کامپوزیت HPFRCC و حفظ یکپارچگی و مکانیزم های پل زدن و بیرون کشیده شدن می باشد و لذا آرماتورهای کششی و بتن فشاری هم کرنش بیشتری را تحمل نمودند که منجر به افزایش نیرو و تغییرمکان و شکل پذیری این تیرها نسبت به تیرهای بتنی معمولی می شوند. هم چنین با توجه به مشاهدات شکل ۱۳ نتایج نشان می دهند که تیرها با مصالح HPFRCC دارای l_p ، θ_p و ϕ_u بزرگتری در مقایسه با بتنی معمولی می باشند.

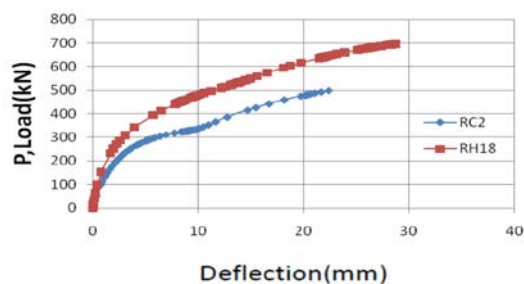
• تاثیر مقاومت فشاری بتن

همان گونه که در شکل ۱۴ مشاهده می شود نیروی حداکثر، تغییر مکان حداکثر و میزان جذب انرژی نمونه ی بتنی معمولی با مقاومت فشاری ۴۸ مگاپاسکال به ترتیب حدود ۱/۴۶، ۱/۱۵ و ۱/۴۶ برابر نمونه بتن معمولی با مقاومت ۲۸ مگاپاسکال ولی همراه با کاهش ۲۵ درصدی شکل پذیری است و تیر بتن الیافی با مقاومت فشاری ۴۸ مگاپاسکال، نیروی حداکثر، تغییر مکان حداکثر و میزان جذب انرژی و شکل پذیری به ترتیب حدود ۱/۶۲، ۱/۵۶ و ۲/۴۵ و ۱،۲۵ برابر نمونه تیر مشابه با مقاومت

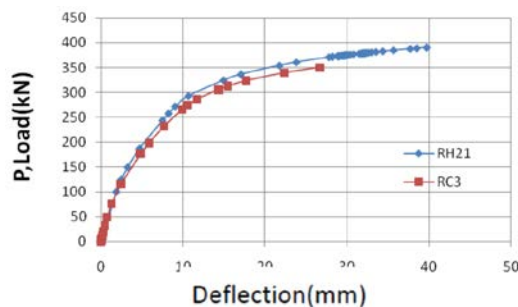
۲۸ مگاپاسکال است، بنابراین در تیرهای بتنی و HPFRCC با افزایش حدود ۷۰ درصدی مقاومت فشاری بتن و HPFRCC، مقادیر نیروی حداکثر، تغییرمکان حداکثر و میزان جذب انرژی تیرها بطور قابل توجه افزایش می‌یابند. ضمن جدول ۳ نشان داد که اندیس چقرمگی در بتن معمولی تغییر محسوسی نکرده ولی در تیرهای الیافی تا ۶۷ درصد افزایش یافته است. همان‌طور که در جدول ۴ مشاهده می‌شود مدل RC3 با مقاومت فشاری ۴۸، دارای طول مفصل پلاستیک، ظرفیت دورانی و انحنای نهایی به ترتیب حدود ۱/۱۶، ۲/۳۷ و ۱/۸۹ برابر نسبت به مدل RC1 با مقاومت فشاری ۲۸ می‌باشد. هم‌چنین این مقادیر برای مدل RH22، به ترتیب حدود ۱/۰۸، ۱/۱۱ و ۱/۱۷ برابر نسبت به مدل RH2 می‌باشد. اما در مدل‌های RC2 و RH15 با مقاومت فشاری ۳۵، مشاهده می‌شود که با افزایش مقاومت فشاری در این تیرها، مقادیر طول مفصل پلاستیک و ظرفیت دورانی و هم‌چنین انحنای نهایی نسبت به مدل‌های با مقاومت فشاری ۲۸ کاهش می‌یابد. به نظر می‌رسد که دلیل این موضوع نوع گیرداری تکیه‌گاه‌ها در این مدل‌ها باشد.



ب- مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال

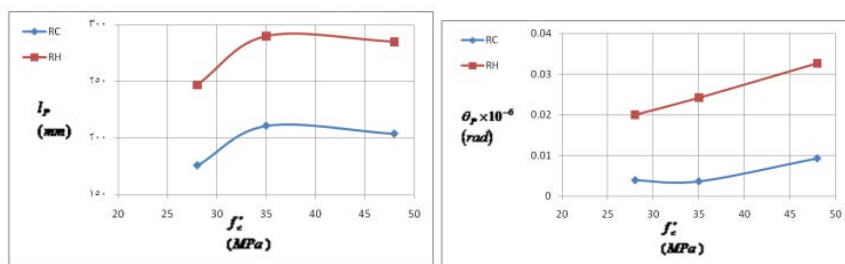


الف- مقاومت فشاری ۲۸ مگاپاسکال



ج- مقاومت فشاری ۴۸ مگاپاسکال

شکل ۱۲- مقایسه منحنی‌های نیرو-تغییرمکان تیرها با دو نوع بتن معمولی و HPFRCC تحت بار دو نقطه‌ای



شکل ۱۳- تغییرات l_p و θ_p در تیرهای بتنی و HPFRCC با مقاومت‌های فشاری مختلف

تأثیر نوع و مقاومت بتن‌ها در رفتار تیرها تحت بار گسترده‌یکنواخت بررسی شده و نتایج در منحنی نیرو-تغییرمکان شکل ۱۵ ارائه شده‌اند بطوری‌که نیروی حداکثر، تغییر مکان حداکثر و میزان جذب انرژی و ضریب شکل‌پذیری نمونه بتن الیافی با مقاومت فشاری ۴۸ مگاپاسکال تحت بار گسترده به ترتیب حدود ۱/۵۸، ۱/۰۵ و ۱،۳۸ و ۱/۱۱ برابر نمونه الیافی مشابه با مقاومت فشاری ۲۸ مگاپاسکال است و اندیس چقرمگی هم تا ۴۶ درصد و طول مفصل پلاستیک، ظرفیت دورانی و انحنای نهایی

هم به ترتیب حدود $1/0.8$ ، $1/2.0$ و $1/1.0$ برابر افزایش یافتند. بنابراین با مشاهده نتایج مدل ها تحت بارگذاری دو نقطه ای و یکنواخت شکل ۱۶ به نظر می رسد که در تیرهای بتنی و HPRC با افزایش مقاومت فشاری بتن، مقادیر نیروی حداکثر، تغییرمکان حداکثر، میزان جذب انرژی، ضریب شکل پذیری، طول مفصل پلاستیک، ظرفیت دورانی و انحنای حداکثر تیرها افزایش می یابد و میزان تغییرات ظرفیت دورانی در حالت بارگذاری دو نقطه ای بیشتر است ولی تغییرات طول مفصل پلاستیک در هر دو حالت یکسان بود.

جدول ۱- نتایج مقادیر چقرمگی تیرهای بتنی و HPRC

الف- مقاومت فشاری ۲۸ مگاپاسکال

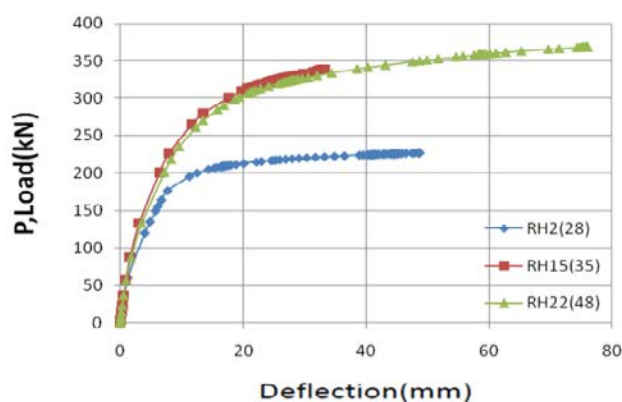
نام مدل	I_5	$\frac{I_{5i}}{I_5(RC1)}$	$I10$	$\frac{I_{10i}}{I_{10}(RC1)}$	$I20$	$\frac{I_{20i}}{I_{20}(RC1)}$	$I30$	$\frac{I_{30i}}{I_{30}(RC1)}$
RC1	۵.۴۲	۱	۱۳.۷۷	۱	۳۴.۷۳	۱	۶۹.۰۱	۱
RH1	۸.۸۶	۱.۶۳	۲۱.۴۱	۱.۵۵	۴۸.۳۶	۱.۳۹	-	-

ج- مقاومت فشاری ۴۸ مگاپاسکال

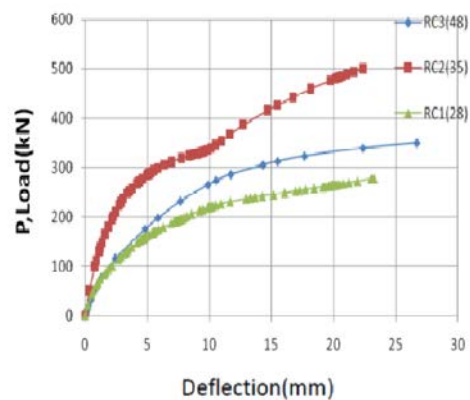
نام مدل	I_5	$\frac{I_{5i}}{I_5(RC3)}$	$I10$	$\frac{I_{10i}}{I_{10}(RC3)}$
RC3	۳.۸۲	۱	۱۰.۸۹	۱
RH21	۵.۶۹	۱.۴۹	۱۳.۶۷	۱.۲۵

ب- مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال

نام مدل	I_5	$\frac{I_{5i}}{I_5(RC2)}$	$I10$	$\frac{I_{10i}}{I_{10}(RC1)}$	$I20$	$\frac{I_{20i}}{I_{20}(RC2)}$
RC2	۵.۳۱	۱	۱۲.۴۲	۱	۲۹.۱۶	۱
RH18	۵.۷۶	۱.۰۸	۱۳.۳۷	۱.۰۸	-	-

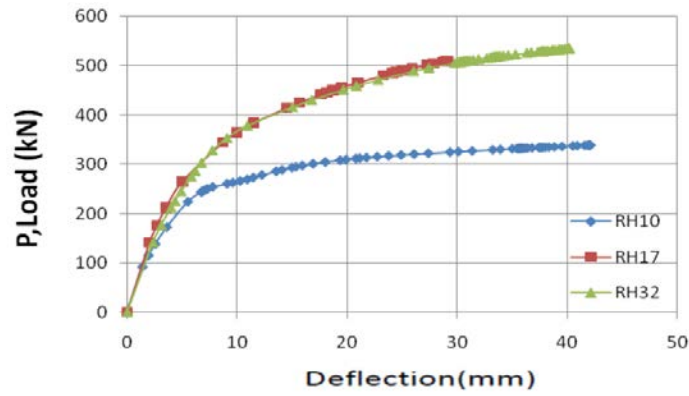


ب- بتن HPRC



الف- بتن معمولی

شکل ۱۴- مقایسه منحنی های نیرو-تغییرمکان تیرها با مقاومت های فشاری مختلف تحت بارگذاری دو نقطه ای



شکل ۱۵- منحنی نیرو-تغییر مکان تیرهای HPRC با انواع مقاومت‌های فشاری تحت بار گسترده

جدول ۲- مشخصات مفصل پلاستیک در تیرهای بتنی و HPRC

الف- مقاومت فشاری ۲۸ مگاپاسکال

نام مدل	I_y (mm)	$\frac{I_{pl}}{I_y(RC1)}$	$\theta_p \times 10^{-6}$ (rad)	$\frac{\theta_{pl}}{\theta_p(RC1)}$	I_p (mm)	$\alpha' = \frac{I_p}{d}$	$\frac{I_{pl}}{I_p(RC1)}$	$\phi_u \times 10^{-6}$ (rad/mm)	$\frac{\phi_{ul}}{\phi_u(RC1)}$
RC1	۴۰۰	۱	-۰.۲۹۲	۱	۱۷۶	-۰.۷	۱	۳۳۱	۱
RH1	۵۰۰	۱/۳۵	-۰.۲	۵۱	۲۴۷	-۰.۹۹	۱/۴۰	۹۰.۵	۲/۷۴

ب- مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال

نام مدل	I_y (mm)	$\frac{I_{pl}}{I_y(RC2)}$	$\theta_p \times 10^{-6}$ (rad)	$\frac{\theta_{pl}}{\theta_p(RC2)}$	I_p (mm)	$\alpha' = \frac{I_p}{d}$	$\frac{I_{pl}}{I_p(RC2)}$	$\phi_u \times 10^{-6}$ (rad/mm)	$\frac{\phi_{ul}}{\phi_u(RC2)}$
RC2	۴۰۰	۱	-۰.۲۶۵	۱	۲۱۱	-۰.۶	۱	۲۱/۳۰	۱
RH18	۵۵۰	۱/۳۷	-۰.۲۴۲	۶/۶۳	۲۹۰	-۰.۸۳	۱/۳۷	۹.۵	۲/۰.۴

ج- مقاومت فشاری ۴۸ مگاپاسکال

نام مدل	I_y (mm)	$\frac{I_{pl}}{I_y(RC3)}$	$\theta_p \times 10^{-6}$ (rad)	$\frac{\theta_{pl}}{\theta_p(RC3)}$	I_p (mm)	$\alpha' = \frac{I_p}{d}$	$\frac{I_{pl}}{I_p(RC3)}$	$\phi_u \times 10^{-6}$ (rad/mm)	$\frac{\phi_{ul}}{\phi_u(RC3)}$
RC3	۴۰۰	۱	-۰.۰۹۷۹	۱	۲۰۴	-۰.۸۲	۱	۵۹/۱	۱
RH21	۵۵۰	۱/۳۷	-۰.۲۲۷	۳/۵۲	۲۸۵	۱/۱۴	۱/۴۰	۱۲.۵	۲/۱۲

جدول ۳- مقادیر اندیس چقرمگی تیرهای بتنی با مقاومت‌های فشاری مختلف

ب- بتن الیافی

نام مدل	I_5	$\frac{I_{5i}}{I_5(RC1)}$	$I10$	$\frac{I_{10i}}{I_{10}(RC1)}$	$I20$	$\frac{I_{20i}}{I_{20}(RC1)}$	$I30$
RC1	۵.۴۲	۱	۱۳.۷۷	۱	۳۴.۷۳	۱	۶۹.۰۱
RC2	۵.۳۱	۰.۹۸	۱۲.۴۲	۰.۹۰	۲۹.۱۶	۰.۸۴	-
RC3	۵.۶۹	۱.۰۵	۱۳.۶۷	۰.۹۹	-	-	-

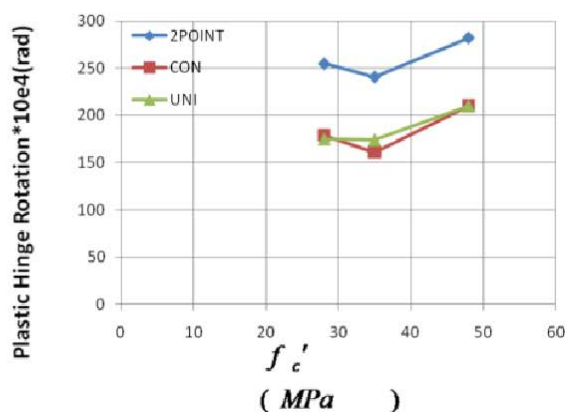
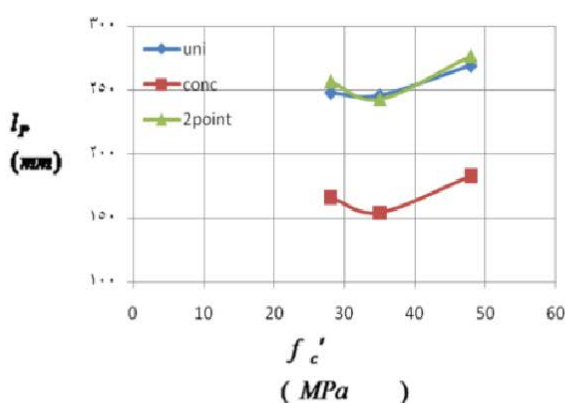
الف- بتن معمولی

نام مدل	I_5	$\frac{I_{5i}}{I_5(RH2)}$	$I10$	$\frac{I_{10i}}{I_{10}(RH2)}$	$I20$	$\frac{I_{20i}}{I_{20}(RH2)}$	$I30$
RH2	۵.۲۵	۱	۱۳.۱۲	۱	۲۸.۴۴	۱	-
RH15	۸.۶۷	۱.۶۵	۲۴.۴۰	۱.۸۶	-	-	-
RH22	۸.۷۸	۱.۶۷	۲۰.۲۷	۱.۵۵	۴۲.۳۵	۱.۵۲	۷۷.۷۴

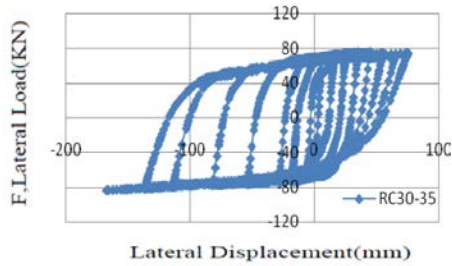
۴-۲- بررسی رفتار قاب های الیافی توانمند

• تاثیر بار قائم و مقاومت فشاری بر قاب های بتن معمولی

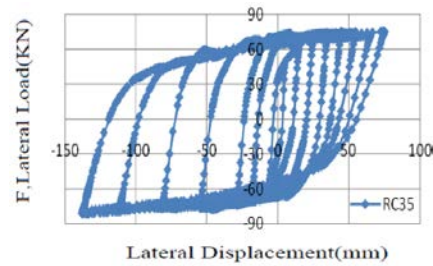
منحنی های نیرو-تغییرمکان جانبی قاب ها با مقاومت فشاری بتن معادل ۳۵ و ۴۸ مگاپاسکال و نیروهای محوری قایم ثابت متفاوت (صفر ، ۳۰ و ۶۰ کیلونیوتن) ستون ها در حدود ۲.۶ تا ۶ در صد در شکل های ۱۷ و ۱۸ با نتایج مربوطه در جدول ۵ نشان داده شده است. مدل های RC7،RC1 و RC8 دارای مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال و مدل های RC7 و RC8 به ترتیب دارای بار قائم ۳٪ و ۶٪ و RC1 بدون بار قائم و مدل های RC4 ، RC9 ، RC10 و RC10 دارای مقاومت فشاری ۴۸ مگاپاسکال و مدل های RC9 و RC10 به ترتیب دارای بار قائم ۲٪ و ۵٪ و RC4 بدون قائم هستند. مشاهده می شود که مدل های با مقاومت فشاری ۴۸ نسبت به ۳۵ مگاپاسکال دارای حداکثر نیرو و تغییرمکان و جذب انرژی بزرگتری کمتر از ۱۰٪ هستند و با افزایش بار قائم، این مقادیر تا ۶٪ کاهش می یابند. ضمناً ملاحظه شد که اندیس های مربوط به پارامتر چقرمگی در تمام مدل ها نزدیک به یکدیگرند و تغییرات بار قائم، تاثیر زیادی در طاق این مصالح ندارد. مطابق شکل ۱۹ و جدول ۵ با افزایش مقاومت فشاری، مقادیر انحنا و طول مفصل پلاستیک افزایش یافته و با افزایش نیروی قائم مقادیر انحنا و طول مفصل پلاستیک در ستون ها کاهش و در تیرها افزایش می یابد. با اعمال نیروی جانبی به هر دو نوع قاب، ترکهای کششی ابتدا در محل اتصال ستون به پی در ستون سمت نیرو و سپس در محل اتصال ستون و فونداسیون در ستون مخالف سمت نیرو شکل گرفته و و نهایتاً در قاب های بدون بار قائم در تیر سمت نیرو و قاب های با بار قائم در چشمه‌ی اتصال مخالف نیرو ایجاد گشتند.



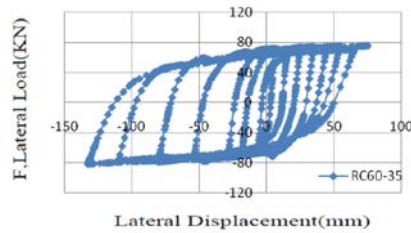
شکل ۱۶- تغییرات I_p و θ_p در برابر مقاومت‌های فشاری مختلف در تیرهای HPRCC تحت بارگذاری‌های مختلف



ب- تحت بار قائم ۳۰ کیلو نیوتن (۰/۳)

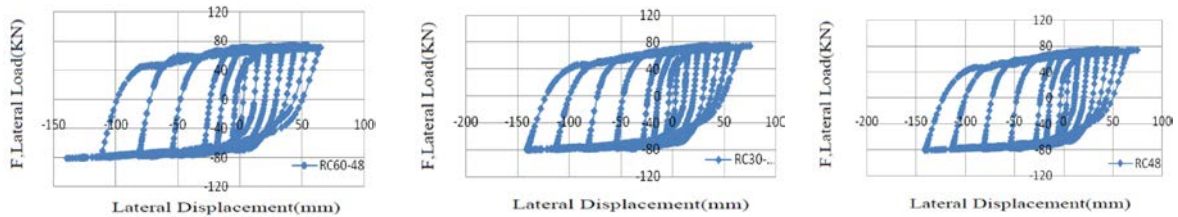


الف- بدون بار قائم



ج- تحت بار قائم ۶۰ کیلو نیوتن (۰/۶)

شکل ۱۷- منحنی های هیستریزیس مدل های بتنی معمولی با مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال



ج- بار قائم ۶۰ کیلو نیوتن (۰/۵/۱)

ب- بار قائم ۳۰ کیلو نیوتن (۰/۲/۶)

الف- بدون بار قائم

شکل ۱۸- منحنی های هیستریزیس مدل های بتنی معمولی با مقاومت فشاری ۴۸ مگاپاسکال

جدول ۴- مشخصات مفاصل پلاستیک در تیرهای بتنی با مقاومت های فشاری مختلف

الف- تیر بتن معمولی

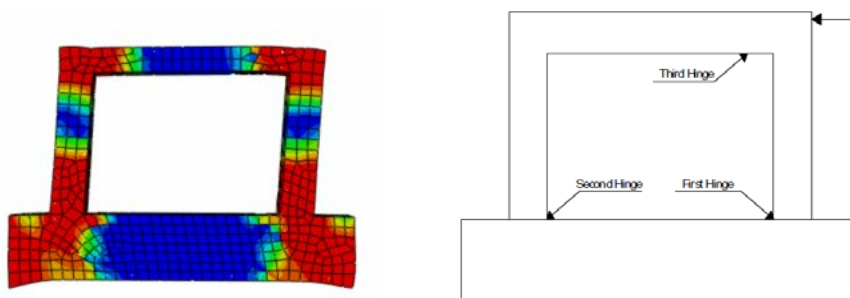
نام مدل	I_p (mm)	$\frac{I_p}{I_p(RC)}$	$\theta_p \times 10^{-6}$ (rad)	$\frac{\theta_p}{\theta_p(RC)}$	I_p (mm)	$\alpha' = \frac{I_p}{d}$	$\frac{I_p}{I_p(RC)}$	$\phi_p \times 10^{-6}$ (rad/mm)	$\frac{\phi_p}{\phi_p(RC)}$
RC1	۴۰۰	۱	-۰/۰۰۳۹۲	۱	۱۷۶	-۰/۷	۱	۳۳/۱	۱
RC2	۴۰۰	۱	-۰/۰۰۲۶۵	-۰/۹۳	۱۵۸	-۰/۴۵	-۰/۸۹	۳۱/۳	-۰/۹۵
RC3	۴۰۰	۱	-۰/۰۰۲۲۹	۲/۳۷	۲۰۴	-۰/۸۲	۱/۱۶	۵۱/۱	۱/۸۹

ب- تیر بتن الیافی

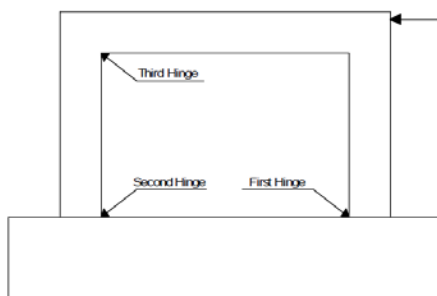
نام مدل	I_p (mm)	$\frac{I_p}{I_p(RH2)}$	$\theta_p \times 10^{-6}$ (rad)	$\frac{\theta_p}{\theta_p(RH2)}$	I_p (mm)	$\alpha' = \frac{I_p}{d}$	$\frac{I_p}{I_p(RH2)}$	$\phi_p \times 10^{-6}$ (rad/mm)	$\frac{\phi_p}{\phi_p(RH2)}$
RH2	۵۰۰	۱	-۰/۰۲۵۵	۱	۲۵۷	۱/۰۳	۱	۱۰۴	۱
RH15	۵۵۰	۱/۱	-۰/۰۲۲۱	-۰/۹۵	۲۳۴	-۰/۹۷	-۰/۹۵	۹۸/۵	-۰/۹۵
RH22	۵۵۰	۱/۱	-۰/۰۲۸۲	۱/۱۱	۲۷۷	۱/۱۱	۱/۰۸	۱۲۲	۱/۱۷

جدول ۵- مشخصات مفاصل پلاستیک در تیرها و ستون های قاب بتنی معمولی

نام مدل	محل تشکیل	I_y (mm)	$\frac{I_{yy}}{I_y(RC1)}$	$\theta_p \times 10^{-6}$ (rad)	$\frac{\theta_{py}}{\theta_p(RC1)}$	I_p (mm)	$\alpha' = \frac{I_p}{d}$	$\frac{I_{pe}}{I_p(RC1)}$
RC1	تیر	۳۳۰	۱	-۰/۰۰۳۷۸	۱	۲۸۸	۲/۸۸	۱
	ستون	۳۳۰	۱	-۰/۰۰۳۹۳	۱	۳۳۲	۱/۵۵	۱
RC7	تیر	۳۵۰	۱/۰۶	-۰/۰۰۳۹۱	۱/۰۳	۲۹۰	۲/۹۰	۱/۰۱
	ستون	۴۳۰	۱/۳۰	-۰/۰۰۴۲۲	۱/۱۰	۲۷۸	۱/۸۵	۱/۲۰
RC8	تیر	۳۵۰	۱/۰۶	-۰/۰۰۴۱۰	۱/۰۵	۳۰۰	۳	۱/۰۴
	ستون	۴۳۰	۱/۲۷	-۰/۰۰۴۳۰	۱/۰۹	۲۶۴	۱/۷۶	۱/۱۴
RC4	تیر	۳۳۰	۱	-۰/۰۰۳۶۸	-۰/۹۴	۲۶۹	۲/۷	-۰/۹۳
	ستون	۴۳۰	۱/۳۰	-۰/۰۰۴۴۲	۱/۱۲	۲۷۶	۱/۸۴	۱/۲۰
RC9	تیر	۳۳۰	۱	-۰/۰۰۳۸۱	-۰/۹۷	۲۸۳	۲/۸۴	-۰/۹۸
	ستون	۴۳۰	۱/۳۰	-۰/۰۰۴۳۵	۱/۱۱	۲۷۲	۱/۸۱	۱/۱۷
RC10	تیر	۳۳۰	۱	-۰/۰۰۴۱۶	۱/۰۶	۲۸۹	۲/۹	۱
	ستون	۳۹۰	۱/۱۸	-۰/۰۰۳۳۱	-۰/۸۴	۲۲۳	۱/۴۹	-۰/۹۶



الف- بدون نیروهای قائم



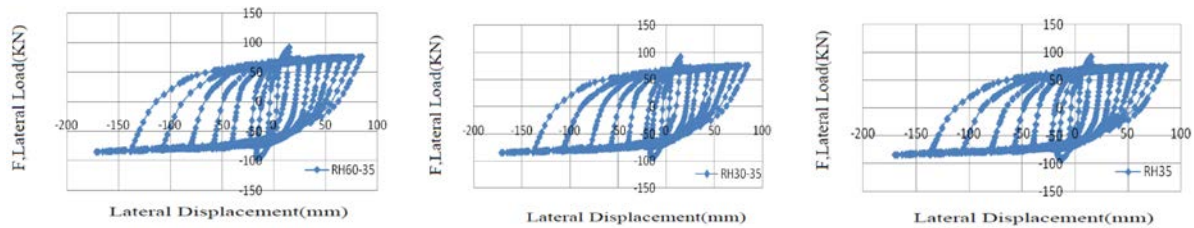
ب- با نیروهای قائم

شکل ۱۹- ترک خوردگی و ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب های بتنی

• تاثیر بار قائم و مقاومت فشاری بر قاب های بتن HPFRCC

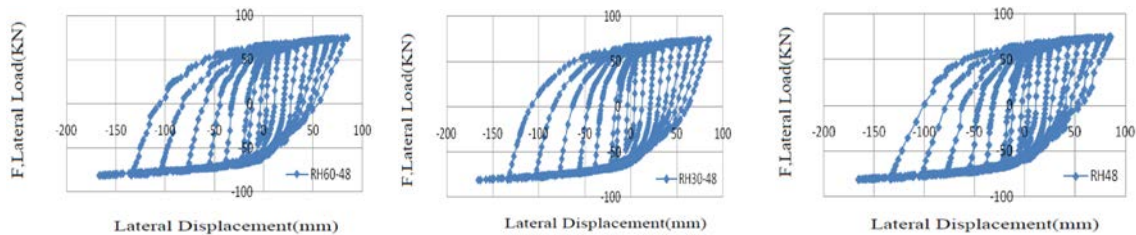
مدل های RH1، RH7، RH8، RH4 و RH9 و RH10 دارای مقاومت فشاری ۳۵ و ۴۸ مگاپاسکال هستند که مدل های RH7، RH8، RH9 و RH10 به ترتیب دارای بار قائم ۰/۳، ۰/۶، ۰/۲/۶ و ۰/۵/۱ و مدل های RH1 و RH4 بدون بار قائم هستند. منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی این مدل ها در اشکال ۲۰ و ۲۱ و نتایج مربوطه در جدول ۶ نشان داده شده است. همان گونه که در این شکل ها و جدول ۴-۴۳ مشاهده می شود، مدل های RH9، RH4 و RH10 با مقاومت فشاری ۴۸ مگاپاسکال، دارای حداکثر نیرو و تغییر مکان بزرگتری در مقایسه با مدل های RH7، RH1 و RH8 با مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال هستند. مدل های RH1 و RH4 که بار قائم ندارند، دارای حداکثر نیرو و تغییر مکان بزرگتری در مقایسه با سایر مدل ها با بار قائم هستند.

بنابراین با مشاهده ی نتایج به نظر می رسد که با افزایش بار قائم، مقادیر حداکثر نیرو و تغییرمکان کاهش می یابند. این موضوع می تواند ناشی از افزایش تنش در آرماتورها به علت اعمال بار قائم بیشتر باشد و سبب می شود که آرماتورها در تغییرمکان جانبی کمتری جاری شوند.



الف- بدون بار قائم ب- بار قائم ۳۰ کیلو نیوتن (۰.۳) ج- بار قائم ۶۰ کیلو نیوتن (۰.۶)

شکل ۲۰- منحنی های هیستریزس مدل های HRFRC با مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال



الف- بدون بار قائم ب- بار قائم ۳۰ کیلو نیوتن (۰.۲,۶) ج- بار قائم ۶۰ کیلو نیوتن (۰.۵,۱)

شکل ۲۱- منحنی های هیستریزس مدل های HRFRC با مقاومت فشاری ۴۸ مگاپاسکال

جدول ۶- نتایج تحلیل قاب های HRFRC با مقاومت های فشاری و نیروهای قائم مختلف

نام مدل	$f_{c(1500)}$	بار قائم P (KN)	F_u (kN)	$\frac{F_u}{F_u(RH1)}$	Δ_u (mm)	$\frac{\Delta_u}{\Delta_u(RH1)}$	جذب انرژی (kN.m)	$\frac{U_j}{U(RH1)}$	چقرمگی											
									I_5	$\frac{I_{5j}}{I_5(RH1)}$	I10	$\frac{I_{10j}}{I_{10}(RH1)}$	I20	$\frac{I_{20j}}{I_{20}(RH1)}$	I30	$\frac{I_{30j}}{I_{30}(RH1)}$	I50	$\frac{I_{50j}}{I_{50}(RH1)}$	I100	$\frac{I_{100j}}{I_{100}(RH1)}$
RH1	۳۵	-	۸۱.۴۲	۱	۱۶۶.۸۱	۱	۹۲.۴	۱	RH1	۳۰.۵	۱	۶.۹۹	۱	۱۲.۴۹	۱	۱۹.۲۴	۱	۳۷.۸۹	۱	-
RH7	۳۵	۳۰	۸۱.۴	۱	۱۶۵.۸۹	۰.۹۹	۹۲.۳	۰.۹۹	RH7	۳.۷۶	۱.۲۳	۷.۴۳	۱.۰۶	۱۳.۴	۱.۰۷	۲۰.۷۲	۱.۰۸	۵۱.۰۲	۱.۲۵	-
RH8	۳۵	۶۰	۸۱.۴۲	۱	۱۶۵.۷۳	۰.۹۹	۹۲.۸۸	۱.۰۱	RH8	۳.۶۲	۱.۱۹	۷.۳۷	۱.۰۴	۱۳.۰۵	۱.۰۴	۲۰.۲۴	۱.۰۵	۳۹.۷۳	۱.۰۵	-
RH4	۴۸	-	۸۴.۵۳	۱.۰۴	۱۷۱.۴۷	۱.۰۳	۹۸.۵	۱.۰۷	RH4	۶.۹۳	۲.۲۷	۱۶.۳	۲.۲۳	۳۳.۰۴	۲.۶۴	۵۵.۳۸	۲.۸۸	۱۶۰.۷۷	۴.۲۴	-
RH9	۴۸	۳۰	۸۴.۳۹	۱.۰۴	۱۷۰.۱۱۷	۱.۰۲	۱۱۵.۳	۱.۲۵	RH9	۷.۱۵	۲.۳۴	۱۶.۸۲	۲.۴۴	۳۴.۷۰	۲.۷۸	۵۸.۰۶	۳.۰۲	۱۶۹.۲	۴.۴۶	-
RH10	۴۸	۶۰	۸۴.۴	۱.۰۴	۱۷۱	۱.۰۳	۹۹.۳	۱.۰۷	RH10	۹.۸۵	۳.۲۳	۲۷.۲۳	۳.۹۲	۶۰.۲۰	۴.۸۳	۱۰۰.۶۳	۵.۴۴	۱۷۶.۴۶	۴.۶۶	-

مشخصات پلاستیک این قاب ها شامل طول جاری شدن آرماتور (l_y)، طول مفصل پلاستیک (l_p) و ظرفیت دورانی (θ_p) نیز در جدول ۷ و مقایسه نموداری در شکل ۲۲ ارائه شده است که در مدل های HRFRC نیز همانند مدل های بتنی، با افزایش مقاومت فشاری، بر مقادیر انحنا و طول مفصل پلاستیک افزوده شده ولی با افزایش نیروی قائم در این نمونه ها مقادیر انحنا و طول مفصل پلاستیک در ستون ها کاهش و در تیرها افزایش یافته است. مطابق شکل ۲۳ با اعمال نیروی جانبی به قاب های HRFRC در هر دو حالت با و بدون بار قائم، ترک های کششی ابتدا در محل اتصال ستون به پی در ستون مخالف سمت نیرو و سپس در محل اتصال ستون و فونداسیون در ستون سمت نیرو و نهایتاً در لبه ی تیر سمت نیرو ایجاد گشتند و تشکیل مفاصل پلاستیک اتفاق افتاد.

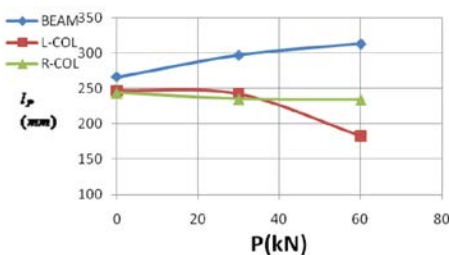
• مقایسه قاب های بتن معمولی و HRFRC

با مشاهده نتایج به نظر می رسد که مدل های RH1, RH7, RH8 با مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال، دارای حداکثر نیرو و تغییر مکان به ترتیب حدود ۰.۶٪ و ۱.۹٪ بیشتر نسبت به مدل های RC1, RC7, RC8 با همین مقاومت فشاری و مدل های RH4.

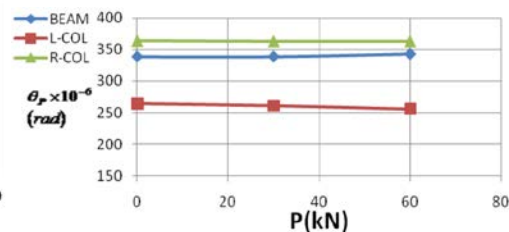
RH10 و RH9 با مقاومت فشاری ۴۸ مگاپاسکال، دارای حداکثر نیرو و تغییر مکان به ترتیب حدود ۷٪ و ۱۸٪ بیشتر نسبت به مدل های RC9، RC4 و RC10 می باشند. هم چنین مطابق شکل ۲۴، در مدل های RH7، RH1 و RH8 با مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال، مقادیر l_p و θ_p به ترتیب در تیر، ستون های سمت نیرو و مخالف سمت نیرو حدود ۱٪، ۲۰٪ و ۵٪ و ۵٪، ۲۲٪ و ۱۹٪ بیشتر نسبت به مدل های RC7، RC1 و RC8 با همین مقاومت فشاری باشد و در مورد نمونه های RH9، RH4 و RH10 با مقاومت فشاری ۴۸ مگاپاسکال، مقادیر l_p و θ_p به ترتیب در تیر، ستون های سمت نیرو و مخالف سمت نیرو حدود ۱۶٪، ۴۰٪ و ۷٪ و ۵٪، ۱۴٪ و ۸٪ بیشتر نسبت به مدل های RC9، RC4 و RC10 می باشند.

جدول ۷- مشخصات مفصل پلاستیک در تیرهای HPRC با مقاومت های فشاری و نیروهای قائم مختلف

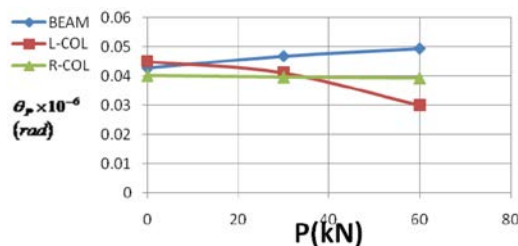
نام مدل	محل تشکیل	l_p (mm)	$\frac{l_{pl}}{l_p(RH1)}$	$\theta_p \times 10^{-6}$ (rad)	$\frac{\theta_{pl}}{\theta_p(RH1)}$	l_p (mm)	$\alpha' = \frac{l_p}{d}$	$\frac{l_{pl}}{l_p(RH1)}$
RH1	تیر سمت نیرو	۳۸۰	۱	۰.۰۴۶۸	۱	۳۶۶	۲/۷	۱
	ستون سمت نیرو	۴۴۰	۱	۰.۰۴۰۱	۱	۴۴۴	۱.۵۶	۱
RH7	تیر سمت نیرو	۳۰۰	۰.۷۹	۰.۰۴۲۶	۰.۹۱۰	۳۱۷	۲/۹۷	۱.۱۲
	ستون سمت نیرو	۳۱۰	۰.۸۷	۰.۰۴۳۶	۰.۹۹	۳۲۵	۱.۵۷	۱.۰۰
RH8	تیر سمت نیرو	۳۸۰	۱	۰.۰۴۹۴	۱.۰۵	۳۱۲	۲/۱۵	۱.۸۱
	ستون سمت نیرو	۴۴۰	۱	۰.۰۴۳۵	۰.۹۸۵	۴۴۴	۱.۶۲	۱.۰۴
RH4	تیر سمت نیرو	۴۰۰	۱.۰۵	۰.۰۴۴۲	۰.۹۴۳	۴۲۹	۲/۴	۱.۱۴
	ستون سمت نیرو	۵۰۰	۱.۵۶	۰.۰۶۱۲	۱.۵۳	۴۴۴	۲.۲۹	۱.۴۷
RH9	تیر سمت نیرو	۴۰۰	۱.۰۵	۰.۰۴۴۴	۰.۹۴	۴۲۹	۲/۴	۱.۱۴
	ستون سمت نیرو	۵۰۰	۱.۵۶	۰.۰۶۱۲	۱.۵۳	۴۴۴	۲.۲۹	۱.۴۶
RH10	تیر سمت نیرو	۴۰۰	۱.۰۵	۰.۰۴۴۲	۰.۹۴۴	۴۴۴	۲/۴۴	۱.۱۵
	ستون مخالف نیرو	۴۴۰	۱.۱۴	۰.۰۴۳۲	۰.۹۴	۴۵۶	۱.۷۱	۱.۰۳
	ستون سمت نیرو	۵۰۰	۱.۵۶	۰.۰۶۱۷	۱.۵۴	۴۴۴	۲.۲۹	۲.۱۴



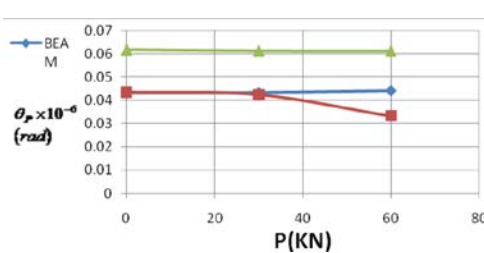
ب- l_p - مقاومت 48 MPa



الف- l_p - مقاومت 35 MPa

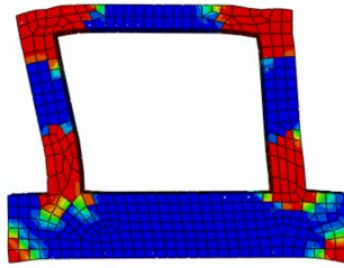


د- θ_p - مقاومت 48 MPa

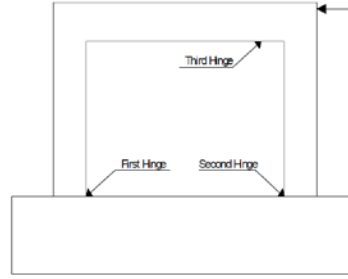


ج- θ_p - مقاومت 35 MPa

شکل ۲۲- تغییرات l_p و θ_p در تیر و ستون های قاب های HPRC

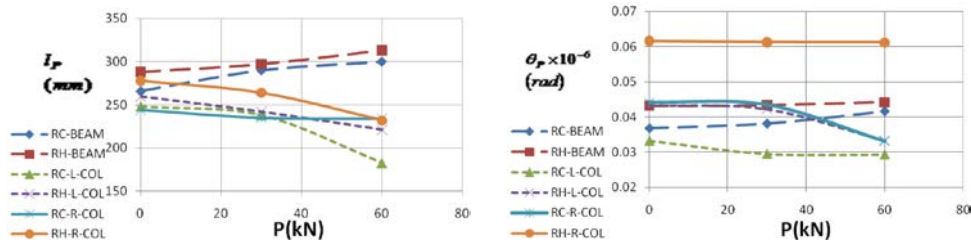


ب- ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک



الف- ترک خوردگی در لحظه‌ی انهدام

شکل ۲۳- ترک خوردگی و ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب‌های بتنی HPFRCC



شکل ۲۴- مقایسه تغییرات I_p با مقاومت (35 MPa) و θ_p با مقاومت (48 MPa) در قاب‌های بتنی و HPFRCC

۵- نتیجه گیری

پس از مدل سازی عددی و اعتبار سنجی نمونه های آزمایشگاهی خمشی ساخته شده با بتن معمولی و مصالح HPFRCC، ۱۲ تیر و ۱۲ قاب بتنی و HPFRCC با متغیرهای متفاوت تحت تحلیل قرار گرفتند که نتایج زیر حاصل گردید:

- تیرهای HPFRCC دارای نیرو و تغییرمکان در حدود ۲۳٪ و ۵۲٪ بیشتر از تیرهای بتنی مشابه خود بودند و در هر دو نوع تیر، با افزایش مقاومت فشاری بتن و HPFRCC، مقادیر نیروی حداکثر، تغییرمکان حداکثر و ضریب شکل پذیری تیرها افزایش می‌یابد.
- مقادیر طول مفصل پلاستیک و ظرفیت دورانی و هم چنین انحنای نهایی در تیرها با مقاومت فشاری ۴۸ مگاپاسکال، در مقایسه با تیرها تحت مقاومت فشاری ۲۸ مگاپاسکال افزایش یافت ولی این مقادیر در تیرها با مقاومت فشاری ۳۵ مگاپاسکال در مقایسه با تیرهای تحت مقاومت فشاری ۲۸ مگاپاسکال کاهش داشت.
- مقادیر I_p و θ_p تیرها با مصالح HPFRCC با خواص برتر شکل پذیری و سخت شونده‌گی کرنشی و چقرمگی قابل توجه، دارای I_p ، θ_p و φ_u بزرگتری در مقایسه با بتنی معمولی می باشند.
- در قاب های بتنی و HPFRCC با افزایش مقاومت فشاری، مقادیر حداکثر نیرو و تغییرمکان و انحنای طول ناحیه پلاستیک افزایش یافت و با افزایش بار قائم، مقادیر حداکثر نیرو و تغییرمکان کاهش و انحنای طول مفصل پلاستیک در ستون‌ها کاهش و در تیرها افزایش یافتند.
- مشاهده شد که قاب HPFRCC دارای نیروی جانبی و تغییرمکان جانبی به ترتیب حدود ۷٪ و ۱۸٪ بیشتری نسبت به قاب بتنی مشابه خود بوده و میزان انحنای طول مفصل پلاستیک در قاب RH مورد بررسی، به ترتیب تا ۱/۱۸ و ۱/۳۰ برابر نسبت به قاب RC افزایش یافتند.

- [1] Naaman, A.E., Reinhardt, H.W. (2003). 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.
- [2] Romualdi J.P., Batson G.B. (1963). *Mechanics of crack arrest in concrete*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE Proc., 89(EM3):147-168.
- [3] Bolander, J. (1999). Spring network model of fiber reinforced cement composites. *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites. HPFRCC 3.*, H.W. Reinhardt and A.E. Naaman, 341-350.
- [4] Vandewalle, L. (2003). *RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, Sigma-epsilon-design method - Final Recommendation*. Materials and Structures 36(262):560-567.
- [5] Krenchel, H. Stang, H. (1989). *Stable microcracking in cementitious materials*. In Brittle Matrix Composites 2. A.M. Brandt and J.H. Marshall, eds., 20-33.
- [6] Majumdar A.J. Ryder J.R. (1968). *Glass fiber reinforcement of cement products*. Glass Technol, 9(3), 78-84.
- [7] Bache, H. (1981). Densified cement/ultra-fine particle-based materials, CBL Report No. 40, Aalborg Portland, ISBN 87-89132-00-9.
- [8] JSCE. (2008). *Recommendations for design and construction of high performance fiber reinforced cement composites*.
- [9] Lepech, M.D. Li, V.C. (2007). *Large scale processing of engineered cementitious composites*. ACI Materials Journal.
- [10] Wang, S. Li, V.C. (2006). *High early strength engineered cementitious composites*. ACI Materials Journal. 103(2), 97-105.
- [11] Lepech, M.D., Li, V.C., Robertson, R.E. Keoleian, G.A. (2007). *Design of ductile engineered cementitious composites for improved sustainability*. ACI Materials Journal.
- [12] Li, V.C., Wu, H.C., and Chan, Y.W. (1996). *Effect of plasma treatment of polyethylene fibers on interface and cementitious composite properties*. J. of Amer. Ceramics Soc., 79 (3), 700-704.
- [13] Farhat, F.A., Nicolaidis, D., Kanellopoulos, A., Karihaloo, B.L. (2007). *High performance fiber-reinforced cementitious composite (CARDIFRC)-performance and application to retrofitting*, Engineering Fracture Mechanics, 74, 151-167.
- [14] Habel, H., Gauvreau, P. (2008). *Response of UHPFRC to impact and static loading*, Cement and Concrete Composites, 938-946.
- [15] Lee, M. G., Wang, Y. C, Chiu, C. T. (2007). *Apriliminary study of reactive powder concrete as a new repair material*, Construction and building materials, 21, 182-189.
- [16] Wang, S. (2005). *Michromechanics based matrix design for engineered cementitious composites*, PhD dissertation, Michigan University.
- [17] Naaman, A.E., Paramasivam, P., Balazs, G., Bayasi, Z.M., Eibl, J., Erdelyi, L., Hassoun, N.M., Krstulovic, N., Li, V.C. Lohrmann, G. (1996). *Reinforced and prestressed concrete using HPFRCC matrices*. High performance fiber reinforced cement composites 2.
- [18] Han, T. S., and Feenstra, P. H., and Billington, S. L. (2003). *Simulation of highly ductile fiber-reinforced cement-based composite components under cyclic loading*, ACI Structural Journal, 100(6), 749-757.
- [19] Qian, S. Li, V. C. (2007). *Simplified inverse method for determining the tensile strain capacity of strain hardening cementitious composites*, Journal of Advanced Concrete Technology, 5(2), 235-246.
- [20] Li, V.C. (2007). *Engineered cementitious composites (ECC) – material, structural, and durability performance*, University of Michigan, Ann Arbor, MI 48109
- [21] Suwannakarn, S.W. (2009).. *Post-cracking characteristics of high performance fiber reinforced cementitious composites*, PhD Dissertation, Michigan University.
- [22] Ahmadi, M., Kheyrodin, A., Naderpur, H., (1389), *Investigation of behaviour and comparison of different design codes on CFT columns*, Journal of modelling in engineering, fourth year, No. 22.
- [23] Szerszen, M.M., Szwed, A. Li, V.C. (2006). *Flexural response of reinforced beam with high ductility concrete material*. In Proc. Int. Symp. Brittle Matrix Composites 8. A.M. Brandt, V.C. Li and I.H. Marshall, eds., 263-274.
- [24] Canbolat, B. A. Parra-Montesinos, G. J. Wight, J. K. (2005). *Experimental study on the seismic behavior of high-performance fiber reinforced cement composite coupling beams*. Structural Journal, 102(1), 159-166.
- [25] Abrishami H.H., Cook, W.D., Mitchell, D. (1995). *Influence of Epoxy Coated Reinforcement on Response of Normal and High-Strength Concrete Beams*. ACI Structural Journal, V. 92, No. 2, pp. 157-166.
- [26] Hemmati, A. (1392), *Investigation of flexural behaviour of HPFRCC beams and frames*. PhD Thesis, Semnan University.
- [27] Fukuyama, H., Matzuzaki, Y., Sato, Y., Iso, M. Suwada, H. (2000). Structural performance of engineered cementitious composite elements. *Composite and Hybrid Structures, 6th ASCCS Int'l Conf. on Steel-Concrete Composite Structures*, 969-976.
- [28] Parra-Montesinos, G. (2006). *Proposed addition to ACI Code 318-05 on shear design provisions for fiber reinforced concrete members*.

- [29] Xu, Sh., Hou, L.J. Zhang, X.F. (2012). *Shear Behavior of Reinforced Ultrahigh Toughness Cementitious Composite Beams without Transverse Reinforcement*. National Cheng Kung University, ASCE Structural Journal.
- [30] Parra-Montesinos, G. J. (2005), *High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composites: An Alternative for Seismic Design of Structures*. ACI Structural Journal, V. 102, No. 5, September-October 2005, pp. 668-675
- [31] José Ferrari, V., Bento de Hanai, J. Alves de Souza, R. (2013) . *Flexural strengthening of reinforcement concrete beams using high performance fiber reinforcement cement-based composite (HPFRCC) and carbon fiber reinforced polymers (CFRP)*. Construction and Building Materials,48 ,485–498.
- [32] Choi, W.Ch., Yun, H.D., Cho, Ch.G. Feo, L. (2014). *Attempts to apply high performance fiber-reinforced cement composite (HPFRCC) to infrastructures in South Korea*. Composite Structures 109 (2014) 211–223.
- [33] Sharbatdar, M.K, Parsa, H. (1396). *The evaluation of strengthening effect of reinforced concrete structures with FRP on seismic dynamic performance of the structures*, Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE), :(DOI) 10.22065/jsce.2017.97090.1312.
- [34] Kheyroddin, A., Sharbatdar, M.K, Ashari , A. (1395). *Experimental Evaluation of RC Damaged Frames Rehabilitated with CFRP Composite layers at Critical Zones*, Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE), (DOI)10.22065/jsce.2017.86033.1173.
- [35] Fallah, M.M., Sharbatdar , M.K., Kheyroddin, A. (1397). *Experimental Study of the Performance of Two-way RC Slabs Retrofitted with High Performance Fibre Reinforced Cement Composite (HPFRCC) prefabricated laminates*, Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE), :(DOI) 10.22065/jsce.2018.120672.1480.
- [36] Fallah, M.M., Sharbatdar, M.K., Kheyroddin, A. (1397). *Experimental Strengthening of the Two-way RC Slabs with High Performance Fiber Reinforced Cement Composites Prefabricated sheets*, Journal of Rehabilitation in Civil Engineering, DOI: 10.22075/jrce.2018.14532.1266.
- [37] Help of ABAQUS. (2008). *Getting started with ABAQUS*.
- [38] Park, R., Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*.
- [39] Gencturk B., Elnashai A.S. (2012). *Numerical modeling and analysis of ECC structures, materials and structures*, 46(4), 663-682.