

بررسی تحلیلی رفتار غیرخطی قاب‌های بتن مسلح کامپوزیتی الیافی توانمند

محمد حسین ثقفی^{۱*}، علی گل افشار^۱، سروش صفاخواه^۱

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران

چکیده

جایگزینی بتن معمولی با کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند (HPFRCC) می‌تواند موجب بهبود جدی در مقاومت کششی، خمشی، برشی، مشخصه‌های تغییر شکلی، شکل پذیری، توانایی جذب انرژی و طاقت گردد. خاصیت سخت شوندگی کرنش در این کامپوزیت‌ها موجب محدود کردن ترک‌ها و جلوگیری از عریض شدن آن می‌گردد. از طرف دیگر، ظرفیت کرنش بالای این مصالح، آنها را برای استفاده در مفصل پلاستیک اتصالات تیر به ستون تحت تغییر شکل‌های غیر الاستیک بزرگ، ایده آل ساخته است. در این مقاله ضمن اعتبار سنجی رفتار خمشی تیرها و قاب‌های ساخته شده با مصالح کامپوزیت سیمانی الیافی توانمند در نرم‌افزار *OpenSees* با مطالعات آزمایشگاهی، به منظور بررسی تاثیر این کامپوزیت در پاسخ جانبی قاب‌های خمشی بتنی، دو قاب بتنی با تعداد طبقات سه و شش طبقه که براساس ضوابط *ACI 318* طراحی شده‌اند، با استفاده از نرم‌افزار *OpenSees* و تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی تاریخچه زمانی مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. قاب‌های مورد مطالعه شامل بتن معمولی به طور کامل (RC)، قاب‌های ترکیبی ساخته شده از مصالح کامپوزیت در ناحیه اتصال (RCH1)، قاب‌های ترکیبی ساخته شده از مصالح کامپوزیت در ناحیه اتصال و پای ستون‌های طبقه اول (RCH2) و قاب‌های ساخته شده از مصالح کامپوزیت به طور کامل (RH) می‌باشند. نتایج بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان می‌دهد که مقاومت، شکل پذیری و تغییرمکان نهایی قاب‌های دارای مصالح کامپوزیت، افزایش قابل ملاحظه‌ای نسبت به قاب‌های بتنی معمولی داشته است. همچنین بر اساس نتایج بدست آمده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی، استفاده از مصالح کامپوزیت سبب کاهش بیشینه جابجایی بام و بیشینه دریافت طبقات و نیز افزایش بیشینه برش پایه قاب‌ها شده است.

کلمات کلیدی: کامپوزیت‌های سیمانی مسلح با الیاف توانمند (HPFRCC)، رفتار کششی، سخت شوندگی کرنشی، قاب خمشی بتنی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

سابقه مقاله:

شناسه دیجیتال:

10.22065/jsce.2018.134617.1574	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/jsce.2018.134617.1574	۱۳۹۹/۰۴/۰۱	۱۳۹۹/۰۴/۰۱	۱۳۹۷/۰۷/۲۴	۱۳۹۷/۰۷/۰۲	۱۳۹۷/۰۳/۱۳

*نویسنده مسئول: محمد حسین ثقفی

پست الکترونیکی: mh.saghafi@semnaniau.ac.ir

Evaluation of nonlinear behavior of High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composite (HPFRCC) frames

Mohammad Hossein Saghafi^{1*}, Ali Golafshar¹, Soroush Safakhah¹

1- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Semnan Branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran

ABSTRACT

Replacing of conventional concrete by High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composite (HPFRCC) could improve tensile strength, bending strength, shear strength and other capability of behaviour such as ductility, energy absorption and toughness. Strain hardening behaviour in (HPFRCC) could result in restrict of crack and prevent from crack widening. Also, because of the high strain capacity of (HPFRCC), using this material in the beam-column connection is more attention paid by researchers. After verification of numerical models for frame using OPENSEES software and comparison with experimental results, two 2D frames with 3 and 6 stories has been created to study. These frames have been designed based on ACI 318. Each frame is considered in 4 formats containing conventional concrete in all elements (RC), containing of (HPFRCC) in beam-column connection (RCH1), containing of (HPFRCC) in beam-column connection and first story column base (RCH2) and containing of (HPFRCC) in all elements. Results from nonlinear static analysis (pushover analysis) show increase of lateral strength, ductility and ultimate displacement of frames containing (HPFRCC) with respect to (RC) frames. Also, using of (HPFRCC) in frames has been decreased maximum story drift ratio, maximum roof displacement and has been increased maximum base shear and story shear in nonlinear time history analysis.

ARTICLE INFO

Receive Date: 03 June 2018

Revise Date: 11 September 2018

Accept Date: 16 October 2018

Keywords:

HPFRCC

Tension behavior

Strain hardening

Moment RC frame

Nonlinear static analysis

Nonlinear time history analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

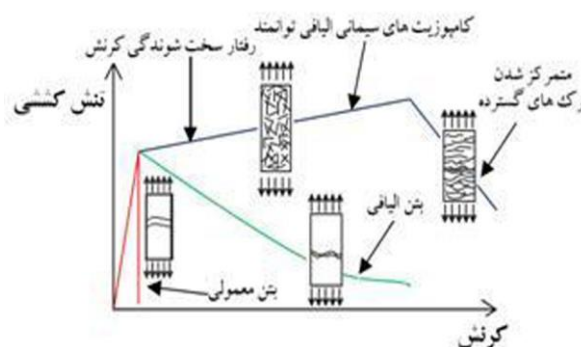
doi: 10.22065/jsce.2018.134617.1574

*Corresponding author: Mohammad Hossein Saghafi.

Email address: mh.saghafi@semnaniau.ac.ir

۱- مقدمه

بتن به دلیل ویژگی‌های منحصر بفرد آن، به‌عنوان یکی از مصالح اصلی در صنعت ساخت و ساز به شمار می‌آید. تمایل زیاد صنعت به استفاده از مصالح بتنی منجر به انجام تحقیقات زیادی در زمینه اصلاح معایب آن شده است. یکی از این معایب، ضعف در رفتار کششی بتن می‌باشد. در سال‌های اخیر، کامپوزیت‌های سیمانی مسلح الیافی^۱ (FRCC) شاهد پیشرفت‌های چشمگیری بوده‌اند. کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند^۲ (HFPRCC) یک نوع خاص از کامپوزیت‌های FRCC هستند. نسبت دادن واژه پیشرفته یا توانمند به مصالح مهندسی بیانگر تفاوت آنها با مصالح متداول و معمولی است. مطابق شکل ۱، واژه توانمند^۳ به نوع خاصی از مصالح بتن الیافی اطلاق می‌شود که دارای رفتار سخت شونده^۴ کرنش^۵ تحت کشش پس از بروز اولین ترک خوردگی‌ها هستند که همراه با شکل‌گیری ترک‌های چندگانه^۵ و رسیدن به کرنش‌های نسبتاً زیاد است [1]. رفتار سخت‌شوندگی کرنش این کامپوزیت‌ها سبب افزایش مقاومت، شکل‌پذیری، ظرفیت استهلاک انرژی در سطح سازه‌ای و در مقایسه با خواص مواد بتنی معمولی شده است. این ویژگی‌های جذاب باعث ترغیب پژوهشگران برای کشف اثرات استفاده از HPFRCC برای افزایش عملکرد سازه تحت انواع مختلف بارگذاری مانند زلزله، ضربه و انفجار شده است. همچنین این مصالح به تامین پایایی بیشتر سازه‌ها در برابر عوامل مضر محیطی نیز کمک می‌کند؛ بنابراین این مصالح به صورت بالقوه، پتانسیل تبدیل شدن به مصالحی برای کاهش خطر زلزله در زیر ساخت‌های عمرانی را دارا می‌باشند.



شکل ۱: مقایسه رفتار کششی بتن معمولی، FRCC و HPFRCC

در سال ۲۰۱۳ همتی و همکاران [2] به بررسی اثر استفاده از مصالح HPFRCC در تیرها و قاب‌های بتنی پرداختند، نتایج حاصل از آزمایش‌ها، افزایش ظرفیت باربری و تغییر شکل نهایی تیرها و قاب‌های HPFRCC را نشان داده است. علاوه بر این، افزایش طول و ظرفیت دورانی مفاصل پلاستیک در تیرها و قاب‌های HPFRCC نسبت به نمونه‌های مشابه بتن معمولی از سایر نتایج این پژوهش بوده است. در سال ۲۰۱۵، زهانگ و همکاران [3] جهت جلوگیری از تراکم آرماتور و کاهش میزان زیاد آرماتورهای عرضی در اتصالات خارجی تیر به ستون پل‌های راه‌آهن با قاب‌های صلب به استفاده از کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده با الیاف پلی‌پروپیلن^۶ (PP-ECC) پرداختند. نتایج آزمایش آنها نشان می‌دهد که PP-ECC در جایگزینی آرماتورهای عرضی در اتصالات تیر-ستون پل‌های راه‌آهن با قاب‌های صلب دارای تأثیر مثبت است. در سال ۲۰۱۵ چیدام بارام و همکاران [4] به بررسی رفتار اتصالات خارجی تیر-ستون با مصالح مختلف کامپوزیت سیمانی با استفاده از الیاف ترکیبی فولادی و الیاف پلی‌پروپیلن تحت بارگذاری چرخه‌ای پرداختند. نتایج آزمایش حاکی از آن است که استفاده از مصالح HPFRCC در مقایسه با نمونه‌های بتن معمولی، همراه با افزایش سختی بوده و باعث افزایش ظرفیت باربری

¹ Fiber Reinforced Cement based Composites (FRCC)

² High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites (HPFRCC)

³ High Performance

⁴ Strain Hardening

⁵ Multiple Cracking

⁶ Poly Propylene

و استهلاک انرژی می‌گردند. در سال ۲۰۱۶ سید و همکاران [5] به بررسی اثرات کامپوزیت سیمانی مهندسی^۷ (ECC) در رفتار اتصال خارجی تیر - ستون بتن مسلح تحت بارگذاری چرخه‌ای پرداختند. نتایج مطالعه آنها نشان می‌دهد اتصال ECC سبب بهبود قابل توجهی در ظرفیت‌های برشی و خمشی و نیز رفتار تغییر شکل و تحمل خرابی، در مقایسه با نمونه بتن معمولی در مراحل نهایی شده است. در سال ۲۰۱۷ ثقفی و همکاران [6] به ارزیابی رفتار سخت‌شوندگی کرنش در نمونه‌های HPFRCC و مقایسه با بتن معمولی پرداخته‌اند. نتایج آنها نشان می‌دهد که مقاومت کششی نمونه‌های HPFRCC بین ۵ تا ۸ برابر مقاومت کششی و کرنش نهایی بین ۷۰ تا ۱۰۰ برابر کرنش نهایی نمونه بتن معمولی افزایش یافته است. فاکتور طاقت حاصل از آزمایش خمش چهار نقطه‌ای نمونه‌های HPFRCC بین ۵ تا ۹ برابر طاقت بتن معمولی و طاقت برشی نمونه‌های HPFRCC بین ۳ تا ۱۰ برابر بتن معمولی محاسبه شده است. همچنین متوسط مقاومت فشاری و کرنش نهایی نمونه‌های HPFRCC به ترتیب ۱/۸۳ و ۲/۹۴ برابر مقاومت فشاری و کرنش نهایی بتن معمولی تعیین شده است. در سال ۲۰۱۸ ثقفی و همکاران [7] به ارزیابی امکان استفاده از کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند (HPFRCC) به منظور مرتفع ساختن نیاز آرماتورهای محصورشدگی (عرضی) و مشکلات اجرایی مربوطه در هسته اتصالات تیر به ستون تحت بارهای ناشی از زلزله پرداختند، نتایج آزمایش نشان می‌دهد که در مراحل پس از ترک‌خوردگی، اتصال HPFRCC سبب بهبود قابل توجهی در ظرفیت‌های برشی، خمشی و نیز رفتار تغییر شکل و تحمل خرابی، در مقایسه با نمونه بتن معمولی در مراحل نهایی شده است، به طوری که در اتصال HPFRCC میانگین بار حداکثر ۲۱٪، شکل‌پذیری ۱۴٪ و انرژی جذب‌شده تجمعی ۲۱۷٪ نسبت به اتصال بتن معمولی افزایش داشته است. همچنین مود شکست نمونه‌های HPFRCC نسبت به بتن معمولی فاقد جزئیات لرزه‌ای از برشی به خمشی تغییر پیدا نموده است.

با توجه به ویژگی‌های منحصر بفرد مصالح HPFRCC، در این مقاله به بررسی و مقایسه رفتار قاب‌های بتنی ۳ و ۶ طبقه ساخته شده از مصالح HPFRCC و بتن معمولی پرداخته شده است. به این منظور بر اساس مطالعات آزمایشگاهی موجود، رفتار خمشی تیرها و قاب‌های ساخته شده با مصالح HPFRCC در نرم‌افزار OpenSees اعتبارسنجی شده است. پس از اعتبارسنجی با نتایج آزمایشگاهی، به بررسی و مقایسه رفتار قاب‌های بتنی چندطبقه ساخته شده از مصالح HPFRCC به طور کامل، ساخته شده از مصالح HPFRCC در ناحیه اتصال، ساخته شده از مصالح HPFRCC در ناحیه اتصال و پای ستون‌های طبقه اول و نیز ساخته شده از بتن معمولی پرداخته شده است. به منظور تعیین پاسخ‌های سازه، از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و تاریخچه زمانی غیرخطی بهره‌گیری شده است و پاسخ‌های سازه شامل بیشینه جابجایی بام، جابجایی نسبی طبقات، برش پایه و شکل‌پذیری سازه‌ها مورد بررسی و مقایسه واقع شده است.

با توجه به اینکه اکثر مطالعات صورت گرفته بر روی شناخت ماهیت مصالح HPFRCC، ترکیبات مختلف آن، نسبت‌های مختلف اختلاط مصالح و روابط حاکم بر منحنی تنش-کرنش بوده است و از این مصالح تنها در مطالعات آزمایشگاهی محدودی جهت بررسی رفتار زیربخش‌هایی از سازه مانند اتصالات تیر-ستون، استفاده شده است و بررسی قاب‌های چند طبقه HPFRCC تا کنون انجام نگرفته است لذا بررسی رفتار قاب‌های چند طبقه با این مصالح می‌تواند جزء نوآوری‌ها و کاربردهای نتایج این پژوهش باشد.

۲- مشخصات مدل تحلیلی

۲-۱- نرم افزار مورد استفاده اعتبارسنجی مدل سازی در نرم‌افزار OpenSees

به منظور مدل‌سازی قاب‌های بتنی مورد مطالعه، از نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees^۸ استفاده شده است. نرم‌افزار OpenSees، یک برنامه کامپیوتری است که توسط محققین دانشگاه برکلی^۹، برای انجام تحلیل قاب‌های سازه‌ای دوبعدی و سه‌بعدی به روش المان-محدود^{۱۰}، تهیه و ارائه گردیده است [8]. این برنامه قابلیت انجام تحلیل‌های خطی، غیرخطی استاتیکی، تاریخچه زمانی و بار افزون را دارد.

⁷ Engineered Cementitious Composites

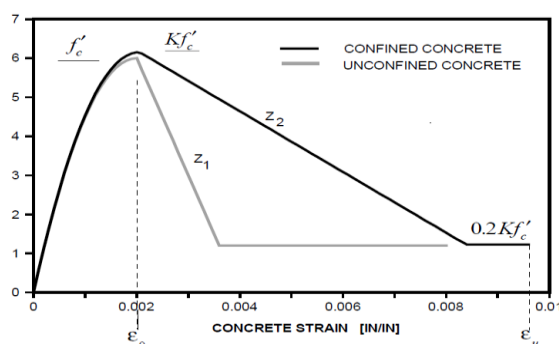
⁸ Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)

⁹ Berkeley University

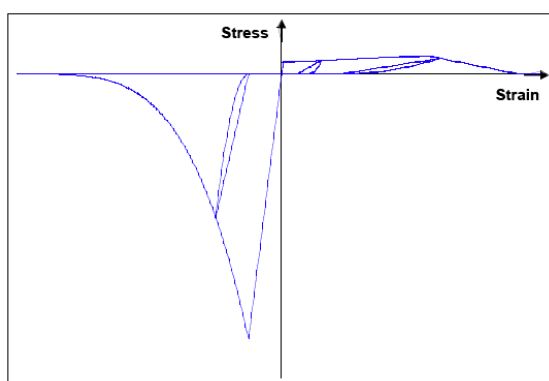
¹⁰ Finite Element

درواقع می‌توان مدل‌های قاب‌ها را در این نرم‌افزار با دقت بسیار بالا آنالیز نمود. با استفاده از وجود تنوع در انتخاب انواع روش‌های انتگرال-گیری، می‌توان همگرا شدن نتایج تحلیل را تضمین نمود.

رابطه تنش-کرنش تارهای بتن معمولی با استفاده از مدل Concrete01 نرم‌افزار OpenSees اختصاص یافته است [8]. در این مدل، مقاومت فشاری بتن بر اساس روابط اصلاح‌شده کنت-پارک^{۱۱} ایجاد شده است و مقاومت کششی بتن صفر در نظر گرفته می‌شود. مدل سه‌بخشی اصلاح‌شده کنت-پارک در شکل ۲ نشان داده شده است، همچنین رابطه تنش-کرنش تارهای HPFRCC با استفاده از مدل ECC01 نرم‌افزار OpenSees در نظر گرفته شده است [8]. این ماده در سال ۲۰۰۳ و توسط هان و همکاران [9]^{۱۲} و بر مبنای رفتار کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی‌شده^{۱۳} ارائه شده است. در این مدل، بارگذاری مجدد در فشار و کشش به صورت خطی در نظر گرفته می‌شود. در شکل ۳ رفتار تنش-کرنش این ماده در فشار و کشش نشان داده شده است.



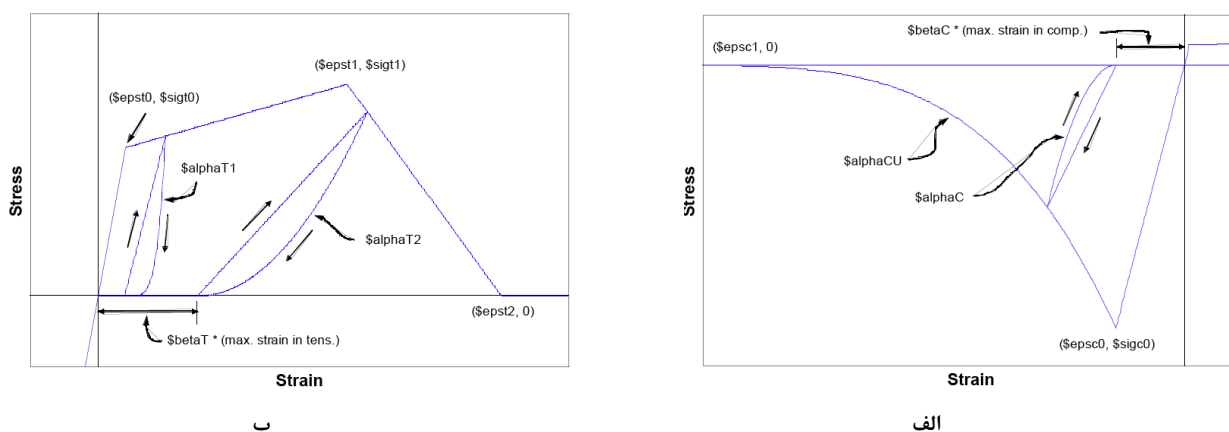
شکل ۲: مدل تنش-کرنش کنت-پارک برای بتن [8]



¹¹ Kent-Park

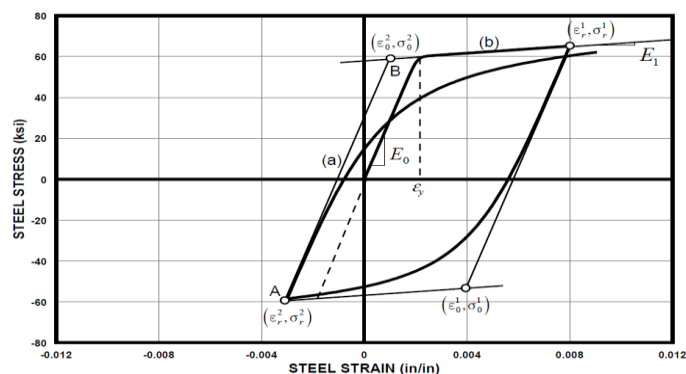
¹² Han et al.

¹³ Engineered Cementitious Composites (ECC)



شکل ۳: مدل تنش-کرنش ماده ECC01 (الف) فشار (ب) کشش [8]

رابطه تنش-کرنش آرماتورهای فولادی با استفاده از مدل Steel02 نرم افزار OpenSees در نظر گرفته شده است. این مدل بر اساس روابط منگوتو-پینتو^{۱۴} ایجاد شده است [8]. در شکل ۴ رفتار تنش-کرنش این ماده نشان داده شده است.

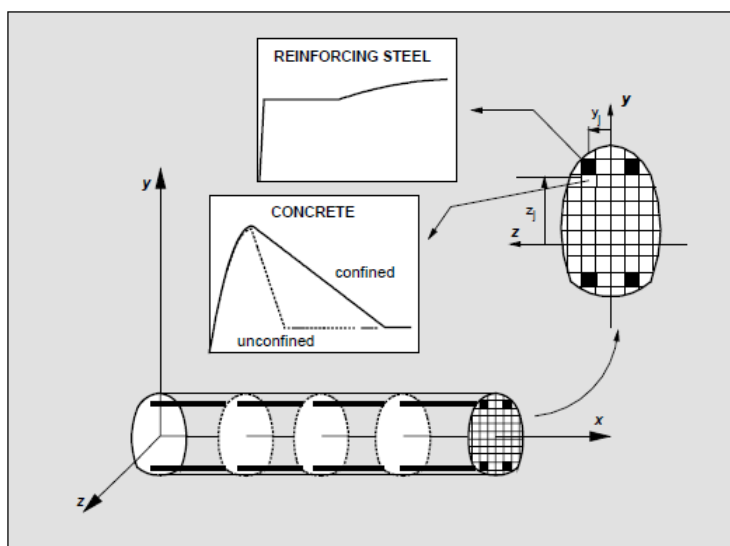
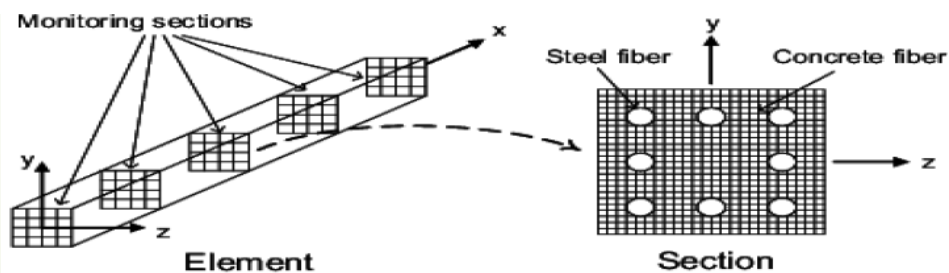


شکل ۴: مدل تنش-کرنش منگوتو-پینتو برای فولاد [8]

جهت مدل سازی اعضای سازه از المان های غیرخطی dispBeamColumn با مقاطع فایبر^{۱۵} در نرم افزار OpenSees استفاده شده است. در این روش سطح مقطع مورد نظر به المان های کوچکی تقسیم می شود و با اختصاص ماده دلخواه به هر یک از المان ها می توان به جای فرض فرآیند پلاستیک شدن در نقاط خاصی از سازه (مانند فرض مفصل خمشی در وسط یا دو سر تیر)، پلاستیک شدن را به صورت توزیع یافته در همه طول المان در نظر گرفت. تعداد نقاط مونیتریگ در طول المان بر اساس تعداد نقاط گاوسی برای حل انتخاب می گردد که عموماً برای داشتن دقت مناسب در سازه های متداول به میزان ۵ عدد توصیه شده است. در این حالت، اعضا همان گونه که در شکل ۵ نشان داده شده است به رشته های طولی تقسیم می شوند. روابط محوری تنش-کرنش برای هر تار مشخص شده و روابط نیرو-تغییر شکل کلی هر مقطع با انتگرال گیری از تنش-کرنش تارهای آن مقطع به دست می آید [8].

¹⁴ Menegotto-Pinto

¹⁵ Fiber Section

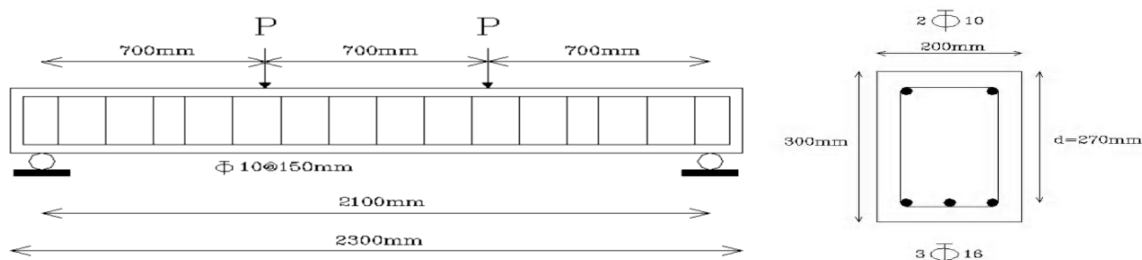


شکل ۵: عضو با مقطع فایبر [8]

۳- اعتبار سنجی الگوهای عددی

در این مقاله، به منظور بررسی صحت فرضیات مدل سازی، از مطالعه آزمایشگاهی قاب‌ها و تیرهای بتن مسلح با مصالح HPFRCC توسط همتی و همکاران [2] استفاده شده است. در ادامه به معرفی ویژگی‌های هندسی و مکانیکی این نمونه‌ها و اعتبار سنجی الگوی عددی ساخته شده از آن‌ها پرداخته شده است.

تیرهای مورد بررسی با تکیه‌گاه‌های مفصلی تحت بارگذاری دوطبقه‌ای افزایشی، قرار گرفته اند. طول تیرهای مورد مطالعه برابر ۲۳۰۰ میلی‌متر، فاصله بین دو تکیه‌گاه مفصلی آنها ۲۱۰۰ میلی‌متر و فاصله بین دوتیرروی متمرکز نیز برابر با ۷۰۰ میلی‌متر بوده است. عرض و ارتفاع مقطع این تیرها نیز به ترتیب برابر ۲۰۰ و ۳۰۰ میلی‌متر بوده است. در شکل‌های ۶ و ۷ ابعاد، جزئیات آرماتورگذاری و نحوه بارگذاری تیرهای مورد مطالعه نشان داده شده است. تیرهای مورد مطالعه شامل تیر بتن مسلح معمولی (RC) و تیرهای HPFRCC کامل (RH) بودند.

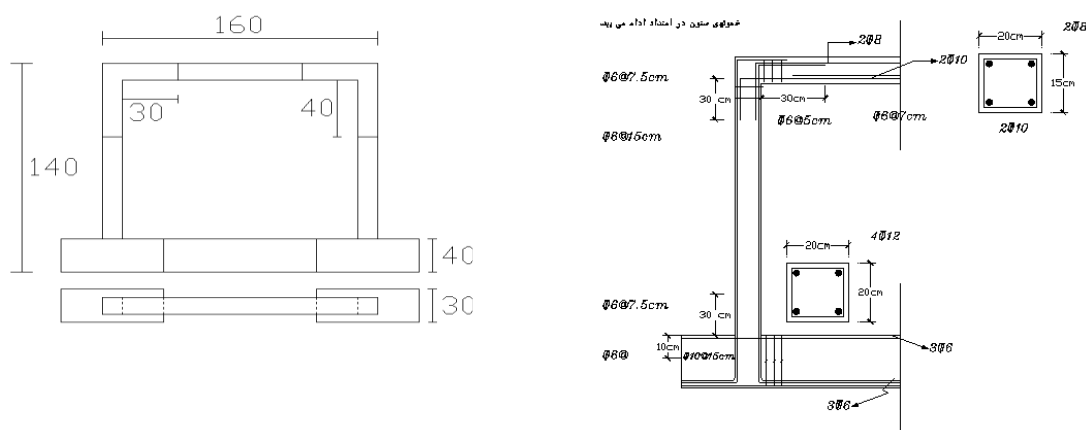


شکل ۶: ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری تیرهای مورد مطالعه توسط همتی و همکاران [2]



شکل ۷: نحوه بارگذاری تیرهای بتنی معمولی و HPFRCC آزمایش شده توسط همتی و همکاران [2]

قاب‌های مورد مطالعه قاب یک طبقه و یک دهانه با تکیه‌گاه گیردار تحت بارگذاری‌های ثابت قائم و افزایشده افقی به ارتفاع ۱۴۰۰ میلی‌متر و دهانه ۱۶۰۰ میلی‌متر بوده است. در شکل ۸ و ۹ ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری قاب‌ها نشان داده شده است. قاب‌های مورد مطالعه شامل قاب بتن مسلح معمولی (RC)، قاب بتن مسلح با مصالح HPFRCC در ناحیه اتصال (RCH) و قاب HPFRCC کامل (RH) بوده اند. الیاف مورد استفاده در مطالعه مذکور نیز، الیاف پلی پروپیلن (PP) با نسبت حجمی ۱٪ بوده است.

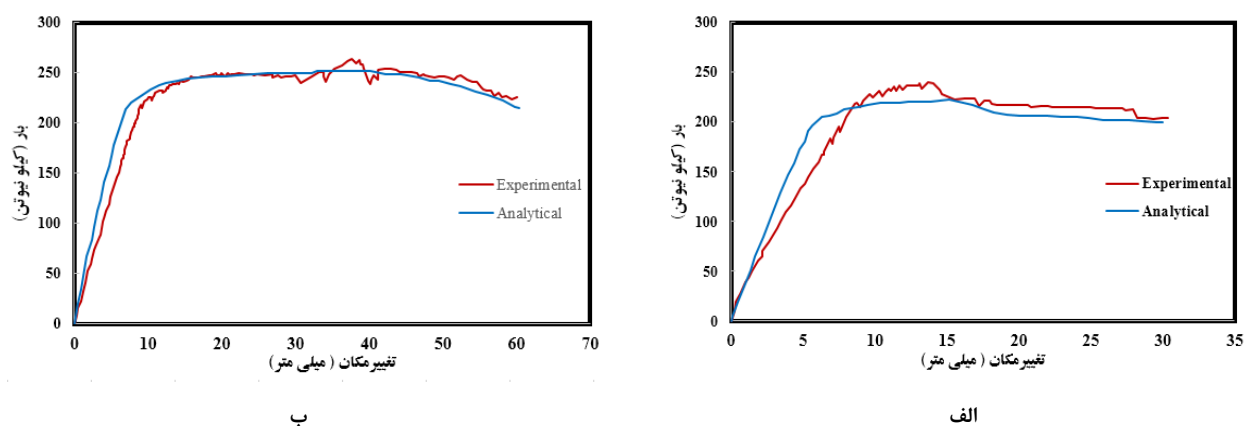


شکل ۸: ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری قاب‌های آزمایش شده [2]

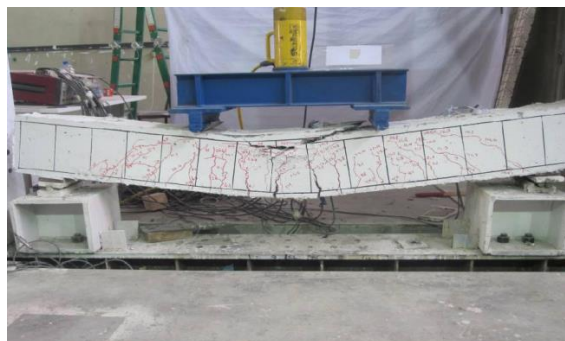


شکل ۹: نحوه بارگذاری قاب‌های آزمایش شده توسط همتی و همکاران [2]

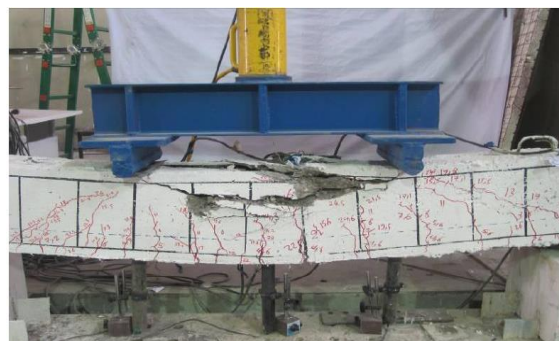
منحنی نیرو- تغییرمکان وسط دهانه تیرهای بتنی تحت بارگذاری دونقطه‌ای افزاینده ناشی از مطالعه آزمایشگاهی و عددی در شکل ۱۰ نشان داده شده است. همچنین شکل ۱۱ نیز نحوه شکست نمونه‌های RC و RH را نشان داده است. خلاصه‌ای از نتایج تحلیلی تیر بتن معمولی کامل (RC) و تیر با HPRC کامل (RH) در جدول ۱ ارائه شده است. همان‌گونه که در این جدول مشاهده می‌شود تطابق مناسبی بین مقادیر آزمایشگاهی و تحلیلی مشاهده شده است به نحوی که حداکثر اختلاف این مقادیر ۵ درصد به دست آمده است.



شکل ۱۰: منحنی نیرو- تغییرمکان وسط دهانه ناشی از نتایج آزمایشگاهی [2] و تحلیلی، الف: تیر RC ب: تیر RH



ب



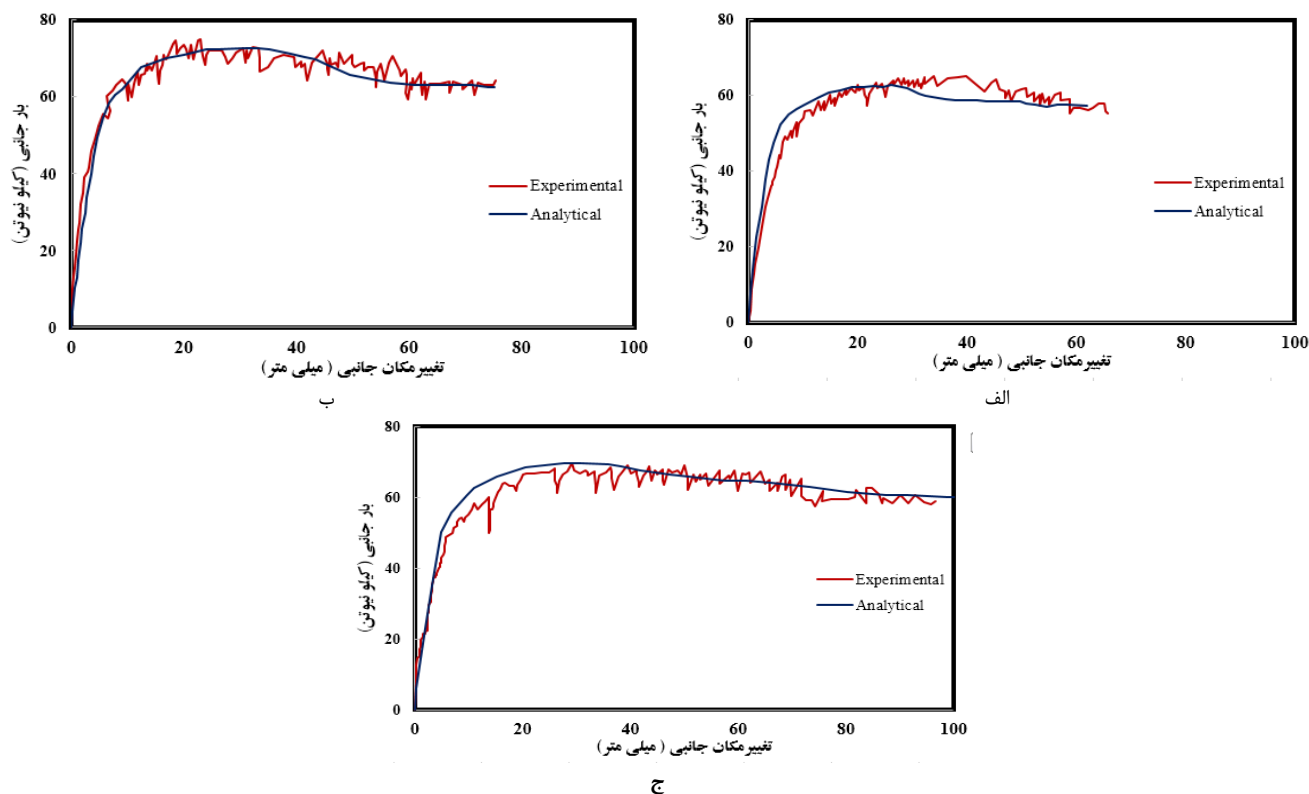
الف

شکل ۱۱: نحوه شکست تیرها تحت آزمایش خمش چهارنقطه‌ای همتی و همکاران [2]، الف: تیر RC ب: تیر RH

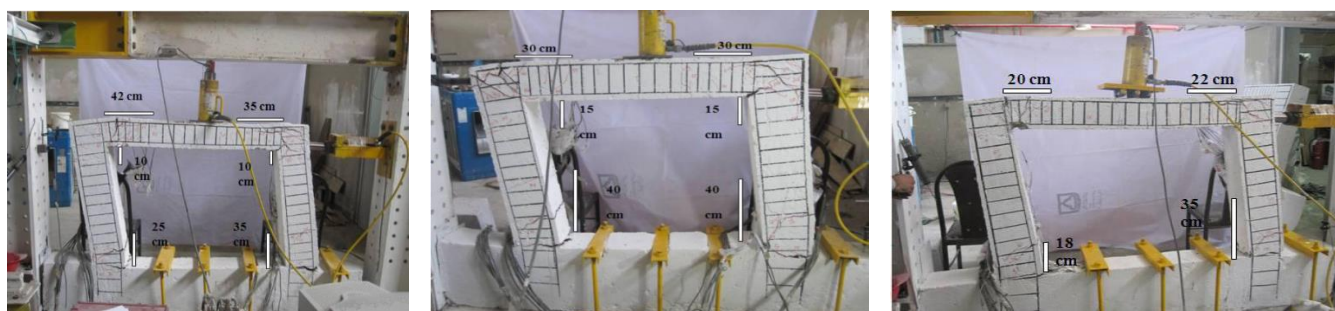
جدول ۱: مقادیر نیرو و تغییرمکان قائم و سختی اولیه از آزمایشگاهی [2] و تحلیلی تیر RC و RH

نام نمونه	P_u (kN)	Δ_u (mm)	$P_u(Exp.)$ (kN)	$\Delta_u(Exp.)$ (mm)	$\frac{P_u(Anal.)}{P_u(Exp.)}$	$\frac{\Delta_u(Anal.)}{\Delta_u(Exp.)}$	$\frac{K_e(Anal.)}{K_e(Exp.)}$
RC	۲۲۳/۴۵	۳۰/۰۶	۲۳۹/۸۳	۳۰/۲۵	۰/۹۴	۰/۹۹۳	۱/۴۰
RH	۲۵۱/۲۱	۶۰/۳۰	۲۶۳/۱۷	۵۹/۹۵	۰/۹۶	۱/۰۰۵	۱/۲۶

در شکل ۱۲ منحنی نیرو-تغییر مکان جانبی ناشی از مدل‌های تحلیلی و آزمایشگاهی قاب‌ها تحت بارگذاری جانبی افزایش یافته ارائه شده و نحوه شکست قاب‌ها در شکل ۱۳ نشان داده شده است. خلاصه‌ای از نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی نیز در جدول ۲ ارائه شده است. همان‌گونه که در این جدول ملاحظه می‌شود مقادیر تحلیلی و آزمایشگاهی تطابق مناسبی با یکدیگر دارند



شکل ۱۲: مقایسه منحنی‌های تحلیلی و آزمایشگاهی [2] نیرو جانبی - تغییر مکان قاب‌ها، الف: قاب RC ب: قاب RCH ج: قاب RH



شکل ۱۳: نحوه شکست قاب‌ها تحت آزمایش بارگذاری جانبی افزایشی [2]، الف: قاب RC ب: قاب RCH ج: قاب RH

جدول ۲: مقایسه نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی قاب‌ها

نام قاب	نوع بررسی	$P_y (kN)$	$\Delta_y (mm)$	$P_u (kN)$	$\Delta_u (mm)$	$\frac{P_u(Anal.)}{P_u(Exp.)}$	$\frac{\Delta_u(Anal.)}{\Delta_u(Exp.)}$
RC	آزمایشگاهی	۵۵/۳۱	۱۰/۹	۶۵/۳۱	۶۵/۶۱	۰/۹۶۶	۰/۹۶۲
	تحلیلی	۵۶/۵	۹/۶۵	۶۳/۱۳	۶۳/۱۷		

RCH	آزمایشگاهی	۶۴/۸۱	۹/۱	۷۵/۰۴	۷۵/۴۷	۰/۹۷۱	۰/۹۹۵
	تحلیلی	۶۷/۱۴	۸/۹۸	۷۲/۸۱	۷۵/۱۳		
RH	آزمایشگاهی	۵۴/۷۳	۱۰/۰۱	۶۹/۵۳	۹۶/۸۲	۱/۰۰۲	۱/۰۳۲
	تحلیلی	۶۵/۷۱	۹/۹۶	۶۹/۷۳	۱۰۰/۰۱		

۳- بررسی رفتار قاب‌های خمشی دارای HPFRCC

۳-۱- معرفی مدل های تحلیلی

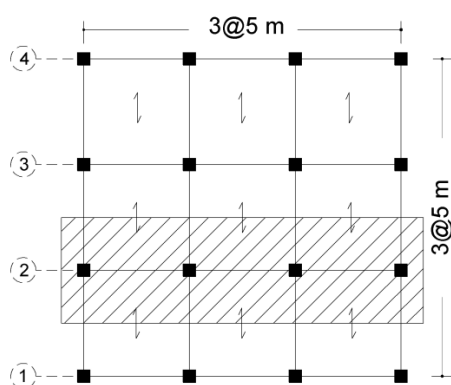
با توجه به اینکه در این مطالعه، تأثیر مصالح HPFRCC در پاسخ جانبی قاب‌های خمشی بتنی مدنظر است، دو سازه بتنی با تعداد طبقات ۳ و ۶ طبقه که بر اساس ضوابط [10] ACI 318 طراحی شده است با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی تاریخچه زمانی مورد ارزیابی قرار گرفته اند. با توجه به اینکه در قاب‌های کوتاه مرتبه اثرات مودهای بالاتر ارتعاش کمتر است، لذا برای اجتناب از افزایش مشارکت مودهای بالاتر در رفتار سازه‌ها، تعداد طبقات قاب‌ها برابر با ۳ و ۶ لحاظ شده است.

جهت بررسی تأثیر مصالح HPFRCC در رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتنی ۳ و ۶ طبقه، چهار الگوی مختلف بتن‌ریزی در قاب‌های بتنی در نظر گرفته شده است. الگوی اول قاب‌های (RC) هستند که در کل قسمت‌های قاب شامل تیرها و ستون‌ها از بتن معمولی استفاده شده است. الگوی دوم قاب‌های (RCH1) می‌باشند که از مصالح HPFRCC در نواحی مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیرها استفاده شده و سایر قسمت‌های قاب از بتن معمولی استفاده شده است. الگوی سوم قاب‌های (RCH2) هستند که مانند حالت دوم قاب‌های ترکیبی بتن معمولی و HPFRCC است با این تفاوت که علاوه بر نواحی مفصل پلاستیک تیرها در نواحی پای ستون‌های طبقه اول نیز از مصالح HPFRCC به اندازه دو برابر ارتفاع مقطع ستون استفاده شده است. در الگوی چهارم که قاب‌های (RH) می‌باشند در تمام قسمت‌های قاب از مصالح HPFRCC استفاده شده است. در جدول ۳ مشخصات و نحوه نام‌گذاری قاب‌های مختلف ارائه شده است.

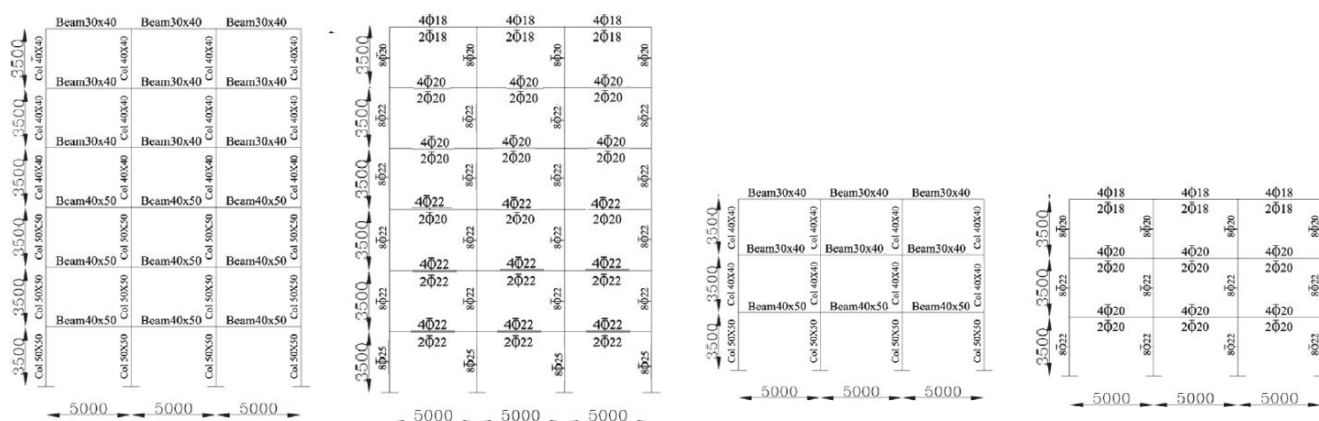
جدول ۳: فرضیات و جزئیات مدل‌سازی قاب‌ها

تعداد طبقات	قاب بتنی معمولی	قاب بتنی ترکیبی با مصالح HPFRCC در دو انتهای تیرهای طبقات	قاب بتنی ترکیبی با مصالح HPFRCC در دو انتهای تیرهای طبقات و پای ستون‌های طبقه اول	قاب با مصالح HPFRCC
۳ طبقه	3-RC	3-RCH1	3-RCH2	3-RH
۶ طبقه	6-RC	6-RCH1	6-RCH2	6-RH

برای اجتناب از پیچیدگی‌های رفتاری سازه ناشی از نامنظمی آن در پلان و ارتفاع، یک سازه با پلان منظم که ارتفاع طبقات در تمامی نمونه‌ها برابر ۳/۵ متر است، در نظر گرفته شده است. تعداد دهانه‌های قاب در تمامی نمونه‌ها برابر ۳ دهانه و طول هر دهانه ۵ متر است. همچنین کاربری سازه‌ها مسکونی بوده و در تهران و بر روی خاک تیپ II استاندارد ۲۸۰۰ واقع شده است. سیستم سازه‌ای از نوع قاب خمشی بتنی معمولی و کف صلب از نوع دال است. بار مرده و زنده طبقات به ترتیب برابر ۶ و ۲ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده است. همچنین بار مرده و زنده بام به ترتیب برابر ۵/۵ و ۱/۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده است. بار مؤثر لرزه‌ای برابر با بار مرده بعلاوه ۲۰ درصد بار زنده لحاظ گردیده است [11]. مقاومت فشاری بتن برابر ۲۴ مگاپاسکال و تنش جاری شدن آرماتورها برابر ۴۰۰ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته آرماتورها برابر با ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. مقاومت فشاری مصالح HPFRCC نیز برابر ۲۴ مگاپاسکال، مقاومت کششی متناظر با اولین ترک برابر ۱/۸ مگاپاسکال و مقاومت کششی حداکثر برابر ۲/۲ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. در شکل ۱۴ پلان، جزئیات آرماتورگذاری و ابعاد قاب‌های سه و شش طبقه مورد مطالعه نشان داده شده است.



الف) پلان سازه انتخاب شده



ج) قاب ۶ طبقه

ب) قاب ۳ طبقه

شکل ۱۴: جزئیات آرمان‌نگذاری و ابعاد قاب‌های مورد بررسی ۳ و ۶ طبقه (ابعاد برحسب میلی‌متر)

در این تحقیق، مدل اعتبارسنجی شده به دست آمده، برای تحلیل و بررسی رفتار قاب‌های ۳ و ۶ طبقه معرفی شده، مورد استفاده واقع شده است. تحلیل‌های انجام شده نیز از نوع تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی تاریخچه زمانی می باشند.

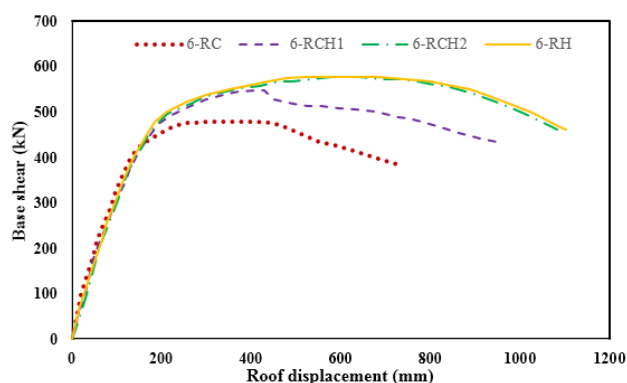
۳-۲- بررسی نتایج

۳-۲-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی

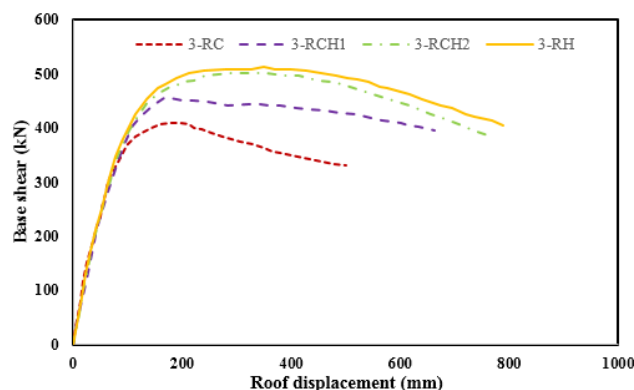
برای تحلیل استاتیکی غیرخطی تمامی قاب‌ها با استفاده از نرم‌افزار OpenSees، ابتدا بار ثابت ثقیلی برابر با بار مرده به علاوه بار زنده مؤثر بر اساس ASCE 7-05 [12] به قاب‌ها اعمال شده است و سپس بار جانبی با توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی با فرض مشارکت ۹۰٪ جرم سازه به سازه‌ها اعمال شده است. اثرات پی-دلتا^{۱۶} نیز در تحلیل لحاظ گردیده است.

در شکل ۱۵ منحنی برش پایه-تغییر مکان بام در قاب‌های مورد مطالعه و در جدول ۴ مقادیر حداکثر مقاومت، تغییر مکان، شکل‌پذیری و میزان افزایش مقاومت و شکل‌پذیری قاب‌های HPFRCC نسبت به قاب بتنی معمولی با هم مقایسه شده است. ملاحظه می‌گردد که سطح نیرو و تغییر مکان نهایی قاب‌های HPFRCC افزایش قابل ملاحظه‌ای نسبت به قاب بتنی معمولی داشته است.

¹⁶ P-Delta (P-Δ)



(ب) قاب ۶ طبقه



(الف) قاب ۳ طبقه

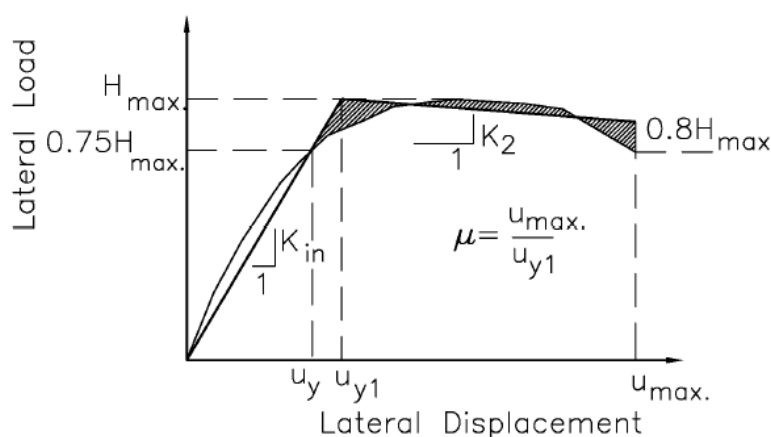
شکل ۱۵: مقایسه نتایج بار-تغییر مکان بام قاب‌های بتن معمولی و HPRCC مورد مطالعه، در تحلیل استاتیکی غیر خطی

جدول ۴: بیشینه مقاومت قاب‌های مورد مطالعه

تعداد طبقات	نوع قاب	P_{max}	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	μ	$\frac{P_{max}}{(P_{max})_{RC}}$	$\frac{\mu}{\mu_{(RC)}}$
۳ طبقه	3-RC	۴۱۱/۵	۹۱	۴۸۲	۵/۳۰	۱/۰	۱/۰
	3-RCH1	۴۵۵/۵	۱۱۰	۷۰۴	۶/۴۰	۱/۱۱	۱/۲۱
	3-RCH2	۵۰۰/۷	۱۱۸	۷۷۰	۶/۵۳	۱/۲۲	۱/۲۳
	3-RH	۵۰۷/۲	۱۲۱	۸۰۰	۶/۶۱	۱/۲۳	۱/۲۵
۶ طبقه	6-RC	۴۸۰/۲	۱۵۵	۷۴۱	۴/۷۸	۱/۰	۱/۰
	6-RCH1	۵۴۹/۰	۱۹۶	۹۵۲	۴/۸۶	۱/۱۴	۱/۰۲
	6-RCH2	۵۷۱/۸	۲۰۸	۱۰۹۰	۵/۲۴	۱/۱۹	۱/۱۰
	6-RH	۵۸۱/۰	۲۰۸	۱۱۰۰	۵/۲۹	۱/۲۱	۱/۱۱

با توجه به اینکه رفتار سازه‌های بتن مسلح، الاستیک پلاستیک کامل نیست، منحنی بار تغییر مکان به صورت یک مدل دوخطی ایده-ال گردیده است و پارامتر شکل‌پذیری بر اساس نمودارهای ایده‌آل شده تعریف شده است. بر اساس روش پیشنهادی پائولی و پرستلی [13]^{۱۷}، منحنی ایده‌آل شامل یک شاخه کاملاً الاستیک و یک شاخه بعد از الاستیک است (شکل ۱۶). شیب شاخه الاستیک بر اساس تقاطع آن با منحنی واقعی در نقطه ۷۵٪ ماکزیمم بار تعیین شده و شاخه پلاستیک نمودار به گونه‌ای ترسیم می‌گردد تا برابری انرژی در دو طرف منحنی بار تغییر مکان از نقطه جاری شدن تا نقطه‌ای که در آن بار جانبی به اندازه ۲۰٪ افت نموده است برقرار گردد.

¹⁷ Paulay & Priestly



شکل ۱۶: تعریف منحنی ایده آل شده [13]

از آنجایی که در قاب ۳ و ۶ طبقه تشکیل مفاصل پلاستیک به صورت تقریباً یکنواخت در تمام طبقات صورت گرفته است و همچنین به علت بهبود خصوصیات رفتار کششی مصالح HPFRCC نسبت به بتن معمولی، بهبود رفتار جانبی و افزایش مقاومت و شکل پذیری در قاب‌های دارای مصالح HPFRCC مشاهده شده است. بر اساس نتایج به دست آمده، در قاب‌های ۳ و ۶ طبقه‌ای که از مصالح HPFRCC تنها در ناحیه اتصال (دو انتهای تیرهای قاب‌ها) استفاده شده است (RCH1)، حداکثر مقاومت به ترتیب ۱۱٪ و ۱۴٪ نسبت به قاب‌های بتنی معمولی (RC) افزایش یافته است. در قاب‌های ۳ و ۶ طبقه‌ای که از مصالح HPFRCC در ناحیه اتصال و پای ستون‌های طبقه اول استفاده شده است (RCH2)، حداکثر مقاومت به ترتیب ۲۲٪ و ۱۹٪ نسبت به قاب‌های بتنی معمولی (RC) افزایش یافته است. همچنین در قاب‌های ۳ و ۶ طبقه‌ای که به طور کامل از مصالح HPFRCC ساخته شده است (RH)، حداکثر مقاومت به ترتیب ۲۳٪ و ۲۱٪ نسبت به قاب‌های بتنی معمولی (RC) افزایش یافته است. همچنین، میزان شکل پذیری در قاب‌های سه طبقه 3-RH و 3-RCH2، 3-RCH1 و 6-RH نسبت به قاب بتنی معمولی (6-RC) به ترتیب ۲٪، ۱۰٪ و ۱۱٪ افزایش مشاهده شده است. همچنین در قاب‌های HPFRCC، تغییر مکان نهایی افزایش قابل ملاحظه‌ای داشته است که نشان دهنده افزایش جذب انرژی در قاب‌های HPFRCC است. ملاحظه می‌گردد که مقاومت جانبی قاب‌های RC نسبت به سایر قاب‌ها کمتر بوده و در حد نیروی کوچکتری از ناحیه الاستیک خارج می‌گردند که این مطلب می‌تواند به دو دلیل باشد. دلیل اول کمتر بودن مقاومت فشاری بتن نسبت به HPFRCC است. دلیل دوم وجود مقاومت کششی و سخت شدگی در رفتار HPFRCC است که مزیت آن بر رفتار بتن معمولی می‌باشد، زیرا برای بتن معمولی در مدل رفتاری مورد استفاده، مقاومت کششی برابر صفر در نظر گرفته شده است و بتن در کشش هیچ نیرویی را تحمل نمی‌نماید. هر دوی این عوامل منجر به افزایش ظرفیت خمشی در اعضای دارای مصالح HPFRCC شده و نهایتاً موجب افزایش مقاومت جانبی آنها نسبت به قاب‌های RC شده است. همچنین به دلیل بالاتر بودن کرنش نهایی مصالح HPFRCC در فشار و کشش، نسبت به بتن معمولی، ظرفیت انحنای مقاطع اعضا و چرخش‌های مفاصل پلاستیک در قاب‌های HPFRCC بیش از قاب‌های RC بوده و منجر به ظرفیت بالاتر شکل پذیری کلی سازه می‌گردد که این مطلب در منحنی بار-تغییر مکان بام نشان داده شده است. به دلیل اینکه در قاب‌های RC فاصله خاموت‌ها منطبق با شکل پذیری معمولی است، لذا اثرات محصور شدگی در افزایش مقاومت و شکل پذیری اعضای سازه به طور قابل توجهی نمی‌باشد، از طرفی مشاهده می‌گردد که کاربرد مصالح HPFRCC به جای بتن معمولی، شکل پذیری سازه علیرغم عدم تغییر فواصل خاموت‌ها افزایش یافته است. این مطلب موید آن است که عملکرد یک سازه بتن مسلح با شرایط شکل پذیری معمولی را می‌توان با استفاده از مصالح HPFRCC ارتقا داد. همچنین در قاب‌های RCH2 و RH به دلیل وجود مصالح HPFRCC در نقاط انتهایی ستون‌ها نسبت به قاب‌های RCH1، به دلیل بالاتر بودن ظرفیت نیرویی و تغییر شکلی در ستون‌ها، مقدار مقاومت جانبی و تغییر مکان نهایی قاب‌های RCH2 و RH نسبت به قاب‌های RCH1 بیشتر می‌باشد.

به علت اینکه در تغییر مکان‌های جانبی زیاد تحت بار جانبی، تشکیل مفاصل پلاستیک در پای ستون‌های طبقه اول اجتناب ناپذیر می‌باشد، لذا در قاب، مکانیسم ایجاد شده و گسیختگی اتفاق می‌افتد. به همین دلیل، در قاب‌های RCH2 به علت استفاده از مصالح HPRCC در پای ستون‌های طبقه اول بهبود قابل توجهی در رفتار قاب مشاهده شده است. همچنین با توجه به اینکه مفاصل پلاستیک بطور عمده تنها در نواحی دو انتهای تیرهای طبقات و پای ستون‌های طبقه اول اتفاق می‌افتند، لذا استفاده از مصالح HPRCC در کل نقاط تیرها و ستون‌ها (قاب‌های RH) علاوه بر عدم توجیه اقتصادی نسبت به قاب‌های RCH2 مزیت قابل ملاحظه ای ندارند.

۲-۲-۳- تحلیل تاریخیچه زمانی

به منظور انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی برای تخمین پاسخ سازه‌های مورد مطالعه، از هفت رکورد شامل رکوردهای دور از گسل کرن کانتی^{۱۸}، سن‌فرناندو^{۱۹}، لندرز^{۲۰}، نورث‌ریج^{۲۱}، طبس^{۲۲}، السنترو^{۲۳} و بم^{۲۴} استفاده گردیده است. تمامی رکوردها بر روی خاک نوع II استاندارد ۲۸۰۰ ثبت شده‌اند. در جدول ۵ مشخصات رکوردهای مورد مطالعه ارائه شده است.

جدول ۵: شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده برای تحلیل تاریخیچه زمانی

شماره	رخداد	سال	بزرگی (Ms)	ایستگاه ثبت	کم‌ترین فاصله	تیپ خاک	منبع اطلاعات
					(km)		
۱	Kern County	۱۹۵۲	۷/۳۶	USGS 1095 Taft Lincoln School	۴۳/۴۹	II	PEER
۲	San Fernando	۱۹۷۱	۶/۶۱	USGS 262 Palmdale Fire Station	۳۱/۶۱	II	PEER
۳	Tabas	۱۹۷۸	۷/۳۵	70 Boshrooyeh	۷۴/۶۶	II	PEER
۴	Landers	۱۹۹۲	۷/۲۸	CDMG 12149 Desert Hot Springs	۲۷/۳۳	II	PEER
۵	Northridge	۱۹۹۴	۶/۶۹	USC 90020 LA - W 15th St	۲۹/۵۹	II	PEER
۶	Elcentro	۱۹۴۰	۶/۹	USGS 5115 Imperial Valley	۴۰	II	PEER
۷	Bam	۲۰۰۳	۶/۷	NEIC 3162-1 Mohamad Abad	۴۹	II	NEIC

جهت استفاده از رکوردهای فوق و به منظور انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی، رکوردهای زلزله برای شتاب زمین در زلزله طرح (دوره بازگشت ۴۷۵ سال) مقیاس شده‌اند. مقیاس سازی رکوردها با توجه به طیف پاسخ شتاب و به روش ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ انجام گردیده است [11]. طیف پاسخ شتاب رکوردهای مقیاس شده به همراه میانگین آن‌ها در شکل ۱۷ نشان داده شده است. به کمک رکوردهای مقیاس شده، برای قاب‌های دوبعدی بتنی ۳ و ۶ طبقه، تحلیل تاریخیچه زمانی انجام شده است.

¹⁸ Kern County

¹⁹ San Fernando

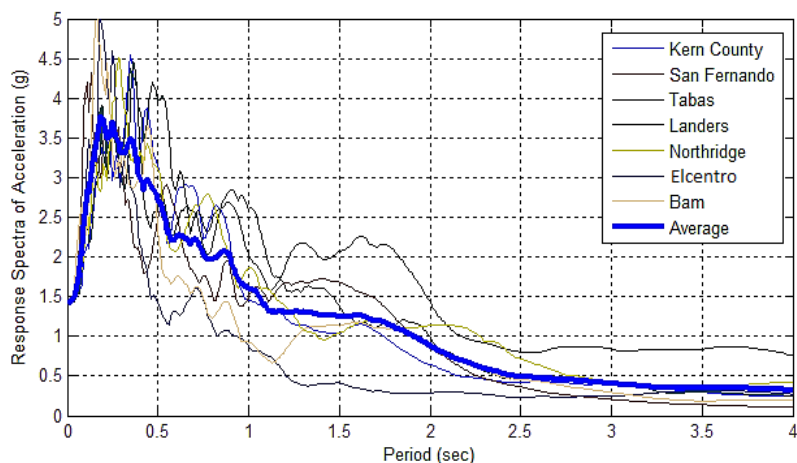
²⁰ Landers

²¹ Northridge

²² Tabas

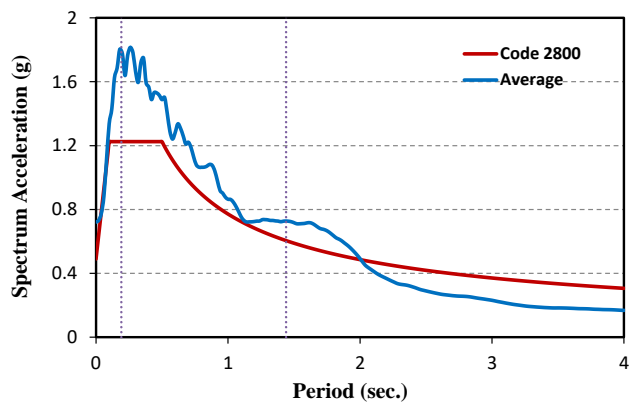
²³ Elcentro

²⁴ Bam

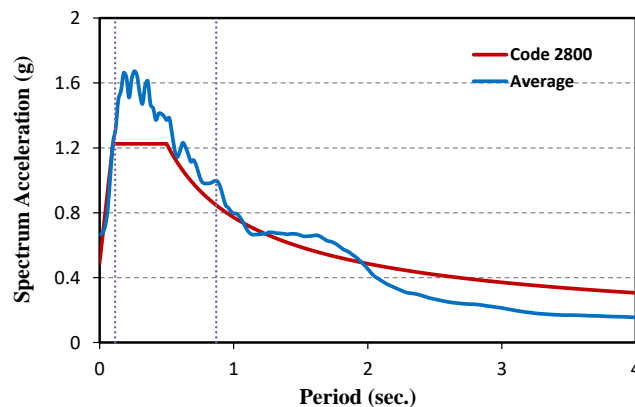


شکل ۱۷: متوسط‌گیری طیف پاسخ شتاب شتاب‌نگاشت‌ها

با توجه به آنالیز مودال انجام‌شده در نرم‌افزار، زمان تناوب مود اول قاب ۳ و ۶ طبقه به ترتیب $0/58$ و $0/96$ ثانیه به دست آمده است. بر اساس زمان تناوب محاسباتی و میانگین طیف پاسخ شتاب هفت رکورد انتخابی، ضریب مقیاس برای سطح خطر یک برای قاب ۳ و ۶ طبقه برابر $0/48$ و $0/52$ انتخاب گردیده است (شکل ۱۸). ضریب مقیاس برای زلزله‌های سطح خطر دو، $1/5$ برابر ضریب مقیاس زلزله‌های سطح خطر یک انتخاب می‌گردد. در جدول ۶ زمان تناوب و ضریب مقیاس برای هر یک از قاب‌های مورد مطالعه آورده شده است.



قاب ۶ طبقه



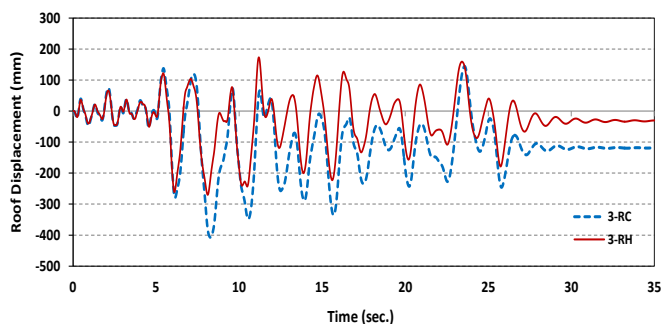
قاب ۳ طبقه

شکل ۱۸: محاسبه ضریب مقیاس قاب‌ها در زلزله طرح

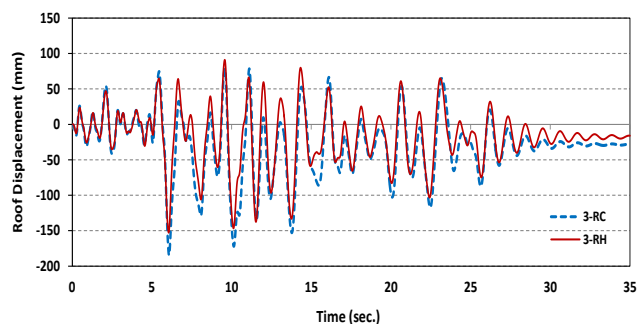
جدول ۶: پرورد و ضریب مقیاس شتاب‌نگاشت‌های انتخابی

ردیف	تعداد طبقه	زمان تناوب مود ۱	زمان تناوب مود ۲	ضریب مقیاس زلزله سطح خطر ۱	ضریب مقیاس زلزله سطح خطر ۲
۱	قاب ۳ طبقه	$0/58$	$0/184$	$0.48g$	$0.72g$
۲	قاب ۶ طبقه	$0/96$	$0/34$	$0.52g$	$0.78g$

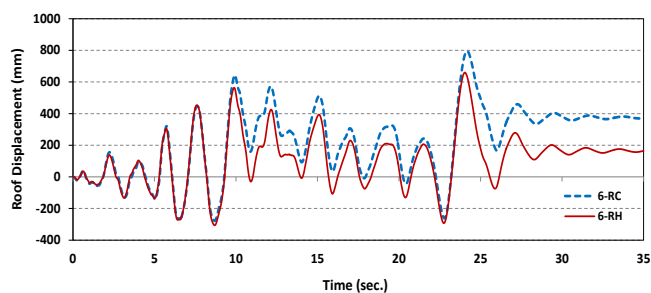
در این بخش نتایج ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه در حالات مختلف مدل‌سازی تحت زلزله‌های سطح خطر یک و سطح خطر دو ارائه شده است. با توجه به استفاده از هفت رکورد زلزله، برای تخمین پاسخ قاب‌ها از میانگین بیشینه پاسخ‌ها استفاده شده است. در شکل ۱۹ تاریخچه جابجایی بام قاب‌های ۳ طبقه و ۶ طبقه، در دو حالت قاب بتنی معمولی (RC) و قاب HPFRCC کامل (RH)، تحت زلزله سطح خطر یک و سطح خطر دو زمین‌لرزه نورث‌ریج نشان داده شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، استفاده از مصالح HPFRCC موجب کاهش جابجایی بام شده‌اند. همچنین می‌توان دید که در قاب‌های HPFRCC، میزان تغییر مکان ماندگار در سازه کاهش داشته است.



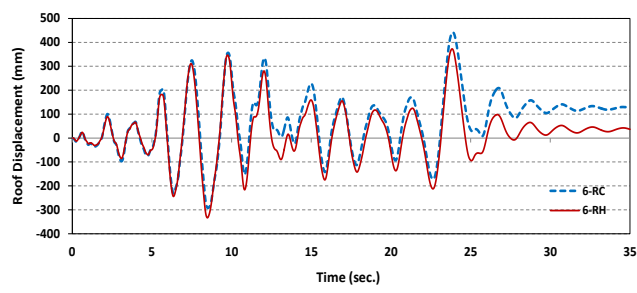
ب) قاب ۳ طبقه، زلزله سطح خطر دو



الف) قاب ۳ طبقه، زلزله سطح خطر یک



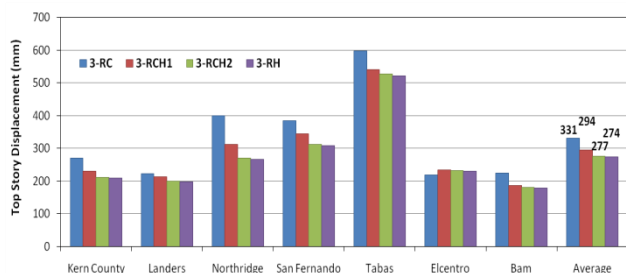
د) قاب ۶ طبقه، زلزله سطح خطر دو



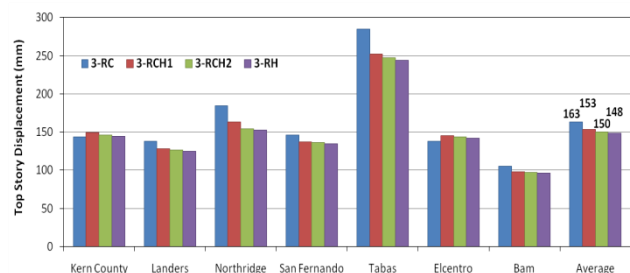
ج) قاب ۶ طبقه، زلزله سطح خطر یک

شکل ۱۹: تاریخچه جابجایی بام قاب‌ها

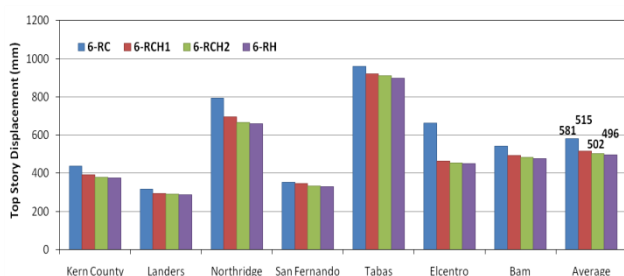
در شکل ۲۰ بیشینه جابجایی بام قاب‌های ۳ و ۶ طبقه در حالات مختلف مدل‌سازی تحت زلزله‌های سطح خطر یک و سطح خطر دو نشان داده شده است.



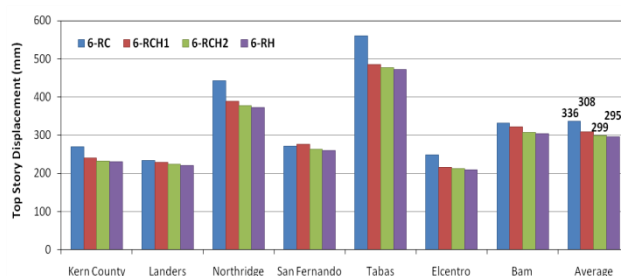
ب) قاب ۳ طبقه، زلزله سطح خطر دو



الف) قاب ۳ طبقه، زلزله سطح خطر یک



د) قاب ۶ طبقه، زلزله سطح خطر دو



ج) قاب ۶ طبقه، زلزله سطح خطر یک

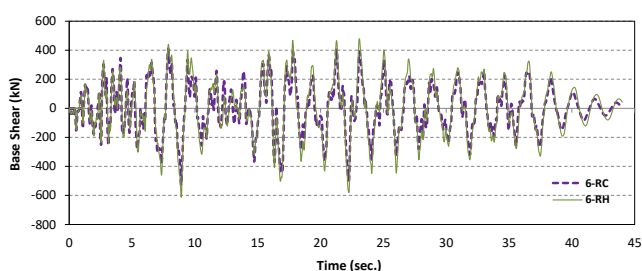
شکل ۲۰: بیشینه جابجایی بام قاب‌های ۳ و ۶ طبقه

در قاب 3-RCH1، میانگین بیشینه جابجایی بام تحت زلزله‌های سطح خطر یک، ۰.۰۶٪ نسبت به قاب 3-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش جابجایی بام، مربوط به زمین‌لرزه طیس با ۰.۱۲٪ کاهش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه سنترو با ۰.۰۶٪ افزایش بوده است. همچنین میانگین بیشینه جابجایی بام تحت زلزله‌های سطح خطر دو، ۰.۱۱٪ نسبت به قاب 3-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش جابجایی بام، مربوط به زمین‌لرزه نورثریج با ۰.۲۲٪ کاهش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه سنترو با ۰.۰۷٪ افزایش بوده است. در قاب 6-RCH1، میانگین بیشینه جابجایی بام تحت زلزله‌های سطح خطر یک، ۰.۰۸٪ نسبت به قاب 6-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش جابجایی بام، مربوط به زمین‌لرزه سنترو با ۰.۱۳٪ کاهش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه سن‌فرناندو با ۰.۰۲٪ افزایش بوده است. همچنین میانگین بیشینه جابجایی بام تحت زلزله‌های سطح خطر دو، ۰.۱۱٪ نسبت به قاب 6-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش جابجایی بام، مربوط به زمین‌لرزه سنترو با ۰.۳۰٪ کاهش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه سن‌فرناندو با ۰.۰۲٪ کاهش بوده است.

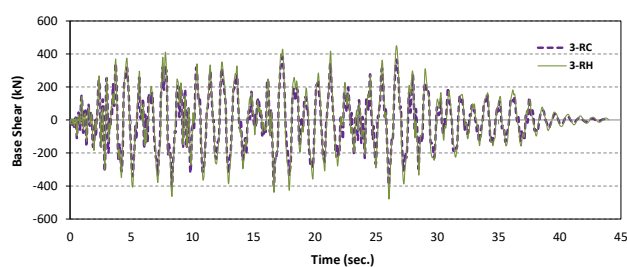
در قاب 3-RCH2، میانگین بیشینه جابجایی بام تحت زلزله‌های سطح خطر یک، ۰.۰۸٪ نسبت به قاب 3-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش جابجایی بام، مربوط به زمین‌لرزه نورثریج با ۰.۱۶٪ کاهش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه سنترو با ۰.۰۴٪ افزایش بوده است. همچنین میانگین بیشینه جابجایی بام تحت زلزله‌های سطح خطر دو، ۰.۱۶٪ نسبت به قاب 3-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش جابجایی بام، مربوط به زمین‌لرزه نورثریج با ۰.۳۳٪ کاهش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه سنترو با ۰.۰۶٪ افزایش بوده است. در قاب 6-RCH2، میانگین بیشینه جابجایی بام تحت زلزله‌های سطح خطر یک، ۰.۱۱٪ نسبت به قاب 6-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش جابجایی بام، مربوط به زمین‌لرزه طیس با ۰.۱۵٪ کاهش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه سن‌فرناندو با ۰.۰۳٪ کاهش بوده است. همچنین میانگین بیشینه جابجایی بام تحت زلزله‌های سطح خطر دو، ۰.۱۴٪ نسبت به قاب 6-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش جابجایی بام، مربوط به زمین‌لرزه سنترو با ۰.۳۱٪ کاهش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه سن‌فرناندو و طیس با ۰.۰۵٪ کاهش بوده است.

در قاب 3-RH، میانگین بیشینه جابجایی بام تحت زلزله‌های سطح خطر یک، ۰.۰۹٪ نسبت به قاب 3-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش جابجایی بام، مربوط به زمین‌لرزه نورثریج با ۰.۱۷٪ کاهش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه سنترو با ۰.۰۳٪ افزایش بوده است. همچنین میانگین بیشینه جابجایی بام تحت زلزله‌های سطح خطر دو، ۰.۱۷٪ نسبت به قاب 3-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش جابجایی بام، مربوط به زمین‌لرزه نورثریج با ۰.۳۳٪ کاهش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه سنترو با ۰.۰۵٪ افزایش بوده است. در قاب 6-RH، میانگین بیشینه جابجایی بام تحت زلزله‌های سطح خطر یک، ۰.۱۲٪ نسبت به قاب 6-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش جابجایی بام، مربوط به زمین‌لرزه طیس و نورثریج با ۰.۱۶٪ کاهش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه سن‌فرناندو با ۰.۰۴٪ کاهش بوده است. همچنین میانگین بیشینه جابجایی بام تحت زلزله‌های سطح خطر دو، ۰.۱۵٪ نسبت به قاب 6-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش جابجایی بام، مربوط به زمین‌لرزه سنترو با ۰.۳۲٪ کاهش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه سن‌فرناندو و طیس با ۰.۰۶٪ کاهش بوده است.

در شکل ۲۱ به‌عنوان نمونه، تاریخچه برش پایه قاب‌های ۳ و ۶ طبقه تحت زلزله لندرز ارائه شده است.



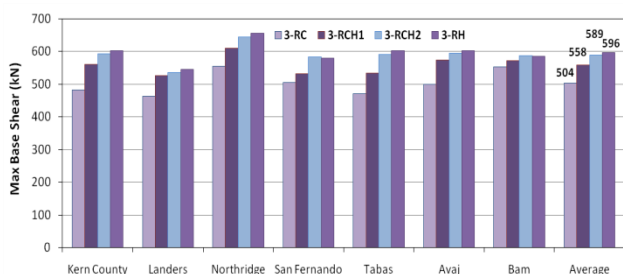
ب) قاب ۶ طبقه (زلزله لندرز)



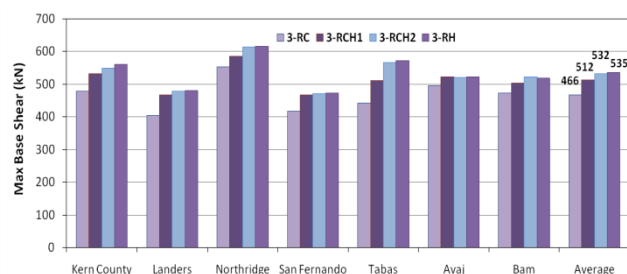
الف) قاب ۳ طبقه (زلزله لندرز)

شکل ۲۱: تاریخچه برش پایه قاب‌ها در زلزله سطح خطر یک

در شکل ۲۲ بیشینه برش پایه قاب‌های ۳ و ۶ طبقه در حالات مختلف مدل‌سازی تحت زلزله‌های سطح خطر یک و سطح خطر دو نشان داده شده است.



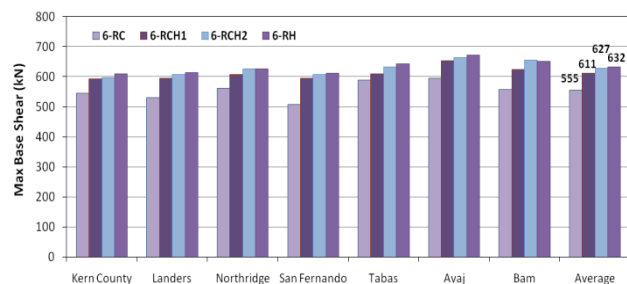
ب) قاب ۳ طبقه، زلزله سطح خطر دو



الف) قاب ۳ طبقه، زلزله سطح خطر یک



د) قاب ۶ طبقه، زلزله سطح خطر دو



ج) قاب ۶ طبقه، زلزله سطح خطر یک

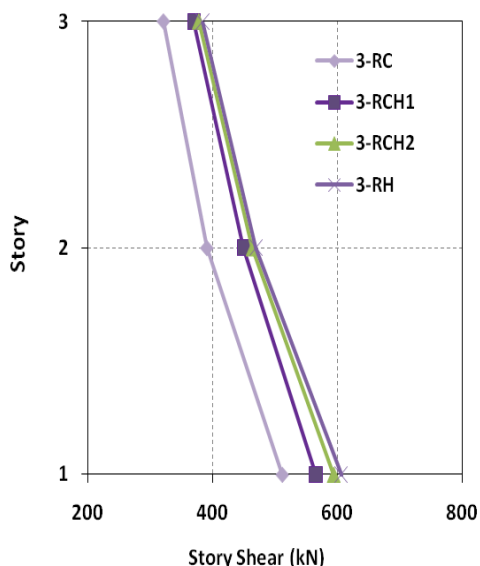
شکل ۲۲: بیشینه برش پایه قاب‌های ۳ و ۶ طبقه

در قاب 3-RCH1، میانگین بیشینه برش پایه تحت زلزله‌های سطح خطر یک، ۱۰٪ نسبت به قاب 3-RC افزایش یافته است. بیشترین درصد افزایش برش پایه، مربوط به زمین‌لرزه لندرز با ۱۵٪ افزایش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه سنترو با ۵٪ افزایش بوده است. همچنین میانگین بیشینه برش پایه تحت زلزله‌های سطح خطر دو، ۱۱٪ نسبت به قاب 3-RC افزایش یافته است. بیشترین درصد افزایش برش پایه، مربوط به زمین‌لرزه کرن کانتی با ۱۶٪ افزایش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه بم با ۴٪ افزایش بوده است. در قاب 6-RCH1، میانگین بیشینه برش پایه تحت زلزله‌های سطح خطر یک، ۱۰٪ نسبت به قاب 6-RC افزایش یافته است. بیشترین درصد افزایش برش پایه، مربوط به زمین‌لرزه سن‌فرناندو با ۲۰٪ افزایش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه طیس با ۶٪ افزایش بوده است. همچنین میانگین بیشینه برش پایه تحت زلزله‌های سطح خطر دو، ۱۱٪ نسبت به قاب 6-RC افزایش یافته است. بیشترین درصد افزایش برش پایه، مربوط به زمین‌لرزه بم با ۲۲٪ افزایش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه طیس با ۵٪ افزایش بوده است.

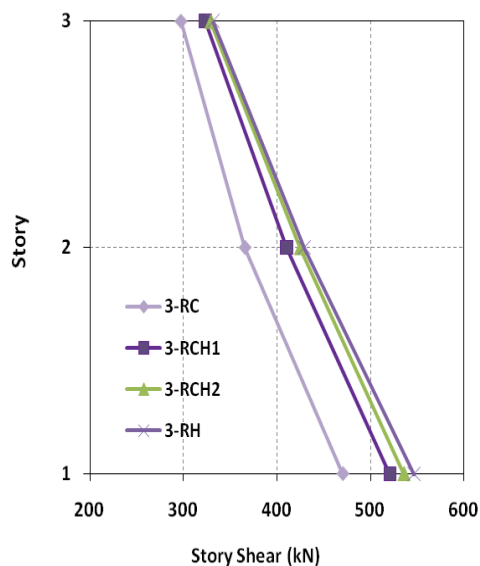
در قاب 3-RCH2، میانگین بیشینه برش پایه تحت زلزله‌های سطح خطر یک، ۱۴٪ نسبت به قاب 3-RC افزایش یافته است. بیشترین درصد افزایش برش پایه، مربوط به زمین‌لرزه طیس با ۲۸٪ افزایش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه السنترو با ۵٪ افزایش بوده است. همچنین میانگین بیشینه برش پایه تحت زلزله‌های سطح خطر دو، ۱۷٪ نسبت به قاب 3-RC افزایش یافته است. بیشترین درصد افزایش برش پایه، مربوط به زمین‌لرزه طیس با ۲۶٪ افزایش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه بم با ۶٪ افزایش بوده است. در قاب 6-RCH2، میانگین بیشینه برش پایه تحت زلزله‌های سطح خطر یک، ۱۳٪ نسبت به قاب 6-RC افزایش یافته است. بیشترین درصد افزایش برش پایه، مربوط به زمین‌لرزه سن‌فرناندو با ۲۰٪ افزایش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه طیس با ۸٪ افزایش بوده است. همچنین میانگین بیشینه برش پایه تحت زلزله‌های سطح خطر دو، ۱۴٪ نسبت به قاب 6-RC افزایش یافته است. بیشترین درصد افزایش برش پایه، مربوط به زمین‌لرزه بم با ۲۵٪ افزایش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه طیس با ۷٪ افزایش بوده است.

در قاب 3-RH، میانگین بیشینه برش پایه تحت زلزله‌های سطح خطر یک، ۱۵٪ نسبت به قاب 3-RC افزایش یافته است. بیشترین درصد افزایش برش پایه، مربوط به زمین‌لرزه طیس با ۲۹٪ افزایش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه السنترو با ۵٪ افزایش بوده است. همچنین میانگین بیشینه برش پایه تحت زلزله‌های سطح خطر دو، ۱۸٪ نسبت به قاب 3-RC افزایش یافته است. بیشترین درصد افزایش برش پایه، مربوط به زمین‌لرزه طیس با ۲۸٪ افزایش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه بم با ۶٪ افزایش بوده است. در قاب 6-RH، میانگین بیشینه برش پایه تحت زلزله‌های سطح خطر یک، ۱۴٪ نسبت به قاب 6-RC افزایش یافته است. بیشترین درصد افزایش برش پایه، مربوط به زمین‌لرزه سن‌فرناندو با ۲۱٪ افزایش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه طیس با ۹٪ افزایش بوده است. همچنین میانگین بیشینه برش پایه تحت زلزله‌های سطح خطر دو، ۱۵٪ نسبت به قاب 6-RC افزایش یافته است. بیشترین درصد افزایش برش پایه، مربوط به زمین‌لرزه بم با ۲۴٪ افزایش و کمترین آن مربوط به زمین‌لرزه طیس با ۸٪ افزایش بوده است.

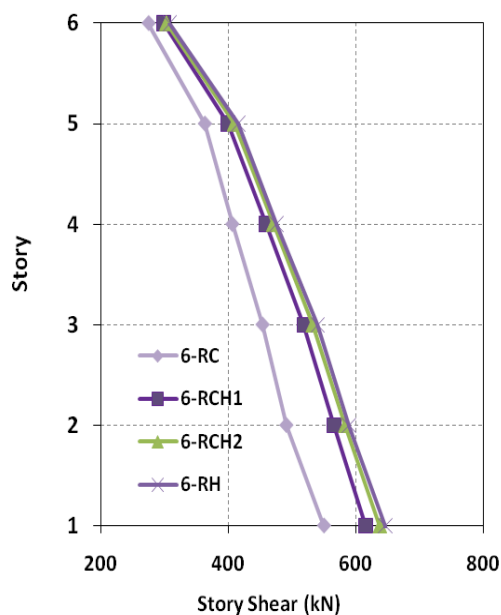
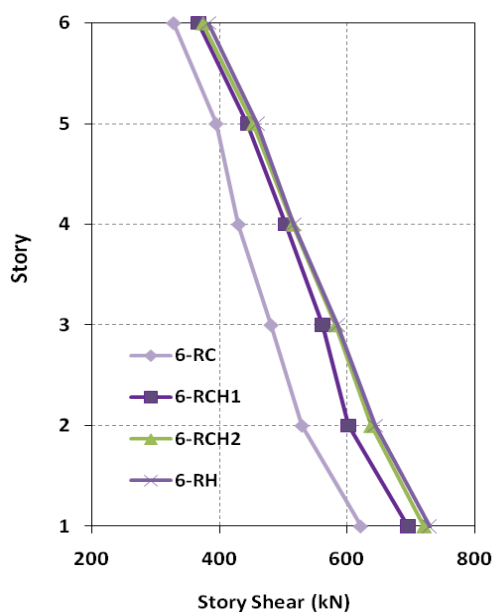
در شکل ۲۳ و ۲۴ میانگین بیشینه برش و بیشینه دریفت طبقات قاب‌های ۳ و ۶ طبقه در حالات مختلف مدل‌سازی ارائه شده است.



ب) قاب‌های ۳ طبقه زلزله سطح خطر دو



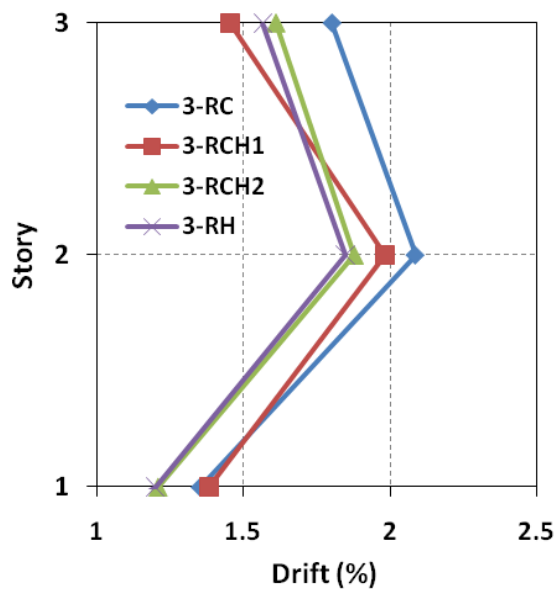
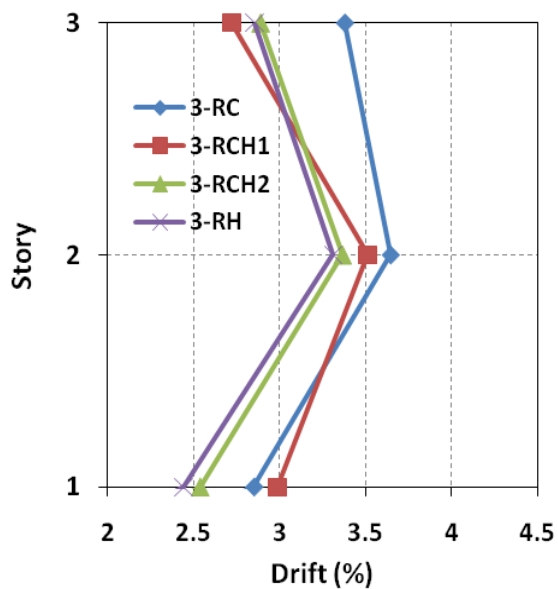
الف) قاب‌های ۳ طبقه زلزله سطح خطر یک



د) قاب‌های ۶ طبقه زلزله سطح خطر دو

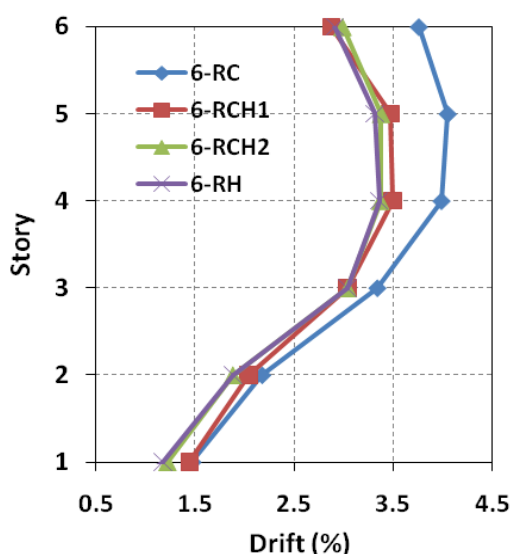
ج) قاب‌های ۶ طبقه زلزله سطح خطر یک

شکل ۲۳: میانگین بیشینه برش طبقات

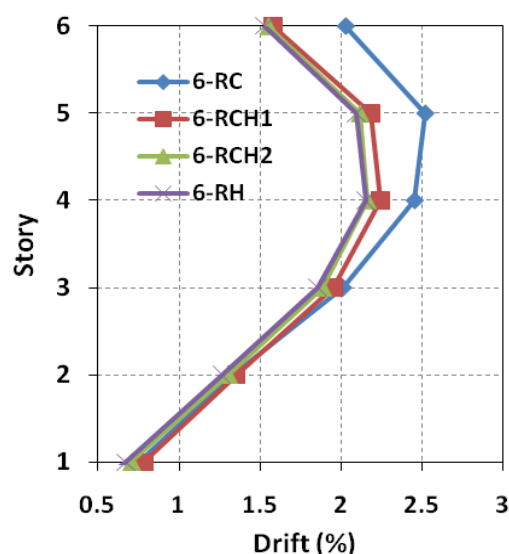


ب) قاب‌های ۳ طبقه زلزله سطح خطر دو

الف) قاب‌های ۳ طبقه زلزله سطح خطر یک



د) قاب‌های ۶ طبقه زلزله سطح خطر دو



ج) قاب‌های ۶ طبقه زلزله سطح خطر یک

شکل ۲۴: میانگین بیشینه دررفت طبقات

در قاب 3-RCH1، میانگین بیشینه دررفت طبقه دوم تحت زلزله‌های سطح خطر یک، ۰.۵٪ نسبت به قاب 3-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش دررفت مربوط به طبقه سوم با ۰.۱۹٪ کاهش بوده است. همچنین میانگین بیشینه دررفت طبقه دوم تحت زلزله‌های سطح خطر دو، ۰.۴٪ نسبت به قاب 3-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش دررفت مربوط به طبقه سوم با ۰.۱۸٪ کاهش بوده است. در قاب 3-RCH2، میانگین بیشینه دررفت طبقه دوم تحت زلزله‌های سطح خطر یک، ۰.۱۰٪ نسبت به قاب 3-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش دررفت مربوط به طبقه سوم با ۰.۱۱٪ کاهش بوده است. همچنین میانگین بیشینه دررفت طبقه دوم تحت زلزله‌های سطح خطر دو، ۰.۸٪ نسبت به قاب 3-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش دررفت مربوط به طبقه سوم با ۰.۱۵٪ کاهش بوده است. در قاب 3-RH، میانگین بیشینه دررفت طبقه دوم تحت زلزله‌های سطح خطر یک، ۰.۱۱٪ نسبت به قاب 3-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش دررفت مربوط به طبقه سوم با ۰.۱۳٪ کاهش بوده است. همچنین میانگین بیشینه دررفت طبقه دوم تحت زلزله‌های سطح خطر دو، ۰.۹٪ نسبت به قاب 3-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش دررفت مربوط به طبقه سوم با ۰.۱۶٪ کاهش بوده است.

در قاب 6-RCH1، میانگین بیشینه دررفت طبقه پنجم تحت زلزله‌های سطح خطر یک، ۰.۱۳٪ نسبت به قاب 6-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش دررفت مربوط به طبقه ششم با ۰.۲۲٪ کاهش بوده است. همچنین میانگین بیشینه دررفت طبقه پنجم تحت زلزله‌های سطح خطر دو، ۰.۱۴٪ نسبت به قاب 6-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش دررفت مربوط به طبقه ششم با ۰.۲۳٪ کاهش بوده است. در قاب 6-RCH2، میانگین بیشینه دررفت طبقه پنجم تحت زلزله‌های سطح خطر یک، ۰.۱۶٪ نسبت به قاب 6-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش دررفت مربوط به طبقه ششم با ۰.۲۴٪ کاهش بوده است. همچنین میانگین بیشینه دررفت طبقه پنجم تحت زلزله‌های سطح خطر دو، ۰.۱۷٪ نسبت به قاب 6-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش دررفت مربوط به طبقه ششم با ۰.۲۰٪ کاهش بوده است.

در قاب 6-RH، میانگین بیشینه دررفت طبقه پنجم تحت زلزله‌های سطح خطر یک، ۰.۱۷٪ نسبت به قاب 6-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش دررفت مربوط به طبقه ششم با ۰.۲۵٪ کاهش بوده است. همچنین میانگین بیشینه دررفت طبقه پنجم تحت زلزله‌های سطح خطر دو، ۰.۱۸٪ نسبت به قاب 6-RC کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش دررفت مربوط به طبقه ششم با ۰.۲۲٪ کاهش بوده است.

بررسی نتایج میانگین بیشینه تغییر مکان بام، بیشینه دررفت طبقات، بیشینه برش طبقات و برش پایه نشان دهنده تغییر مکان بزرگتر و دررفت‌های بیشتر و برش پایه کمتر در قاب‌های RC نسبت به سایر قاب‌ها می‌باشد. علت این مطلب به دلیل سطح پایینتر مقاومت در اعضای قاب RC نسبت به سایر قاب‌ها بوده و موجب ورود این قاب‌ها به ناحیه غیر خطی و تشکیل مفاصل پلاستیک نسبت به قاب‌های دارای مصالح HPFRCC در سطح کوچکتری از نیروها می‌گردد. با توجه به ایجاد مفاصل پلاستیک، سختی سازه در قاب‌های RC کاهش یافته و منجر به تغییر مکان و دررفت بیشتری در این قاب‌ها می‌گردد. از طرفی در قاب‌های دارای HPFRCC سختی بارگذاری مجدد و باربرداری در رفتار مصالح به دلیل ماهیت مصالح HPFRCC بیش از سختی بارگذاری مجدد و باربرداری در مصالح بتنی است و این امر نیز به نوبه خود پس از ورود قاب‌های دارای مصالح HPFRCC به ناحیه غیر خطی و تشکیل مفاصل پلاستیک، موجب سخت تر بودن آنها نسبت به قاب‌های RC بوده که نتیجه آن کاهش تغییر مکان‌ها و دررفت‌ها در سازه‌های دارای HPFRCC و بزرگتر بودن برش پایه می‌باشد. در واقع می‌توان بیان نمود به دلیل پیشروی بیشتر قاب‌های دارای مصالح RC در ناحیه غیر خطی، سختی آنها کاهش بیشتری نسبت به قاب‌های دارای مصالح HPFRCC از خود نشان داده و این امر سبب افزایش جابه جایی بام و دررفت طبقات و همچنین کاهش برش پایه نسبت به قاب‌های دارای HPFRCC می‌گردد.

در قاب‌های RCH2 و RH، در اثر ورود سازه به ناحیه غیر خطی و تشکیل مفاصل پلاستیک در نقاط انتهایی اعضا، به دلیل یکسان بودن مصالح HPFRCC در نواحی انتهایی اعضای تیر و ستون در هر دو نوع قاب، عملاً رفتار این دو قاب بسیار به یکدیگر نزدیک بوده و تفاوت چشمگیری در رفتار آنها وجود ندارد.

۴- نتیجه گیری

در این تحقیق با توجه به ویژگی‌های منحصر به فرد مصالح HPFRCC، به بررسی تأثیر مصالح HPFRCC در پاسخ جانبی قاب‌های خمشی بتنی پرداخته شده است. بدین منظور پس از جمع‌آوری مطالعات آزمایشگاهی موجود، نسبت به ساخت مدل‌های تحلیلی و صحت سنجی نتایج عددی در نرم‌افزار OpenSees اقدام شده است. پس از صحت سنجی، جهت بررسی تأثیر مصالح HPFRCC در رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتنی ۳ و ۶ طبقه، چهار الگوی مختلف بتن‌ریزی در قاب‌های بتنی در نظر گرفته شده است که عبارت‌اند از الگوی قاب‌های (RC) که در کل قسمت‌های قاب شامل تیرها و ستون‌ها از بتن معمولی استفاده شده است. الگوی قاب‌های (RCH1) که از مصالح HPFRCC در نواحی مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیرها استفاده شده و سایر قسمت‌های قاب از بتن معمولی استفاده شده است. الگوی (RCH2) مانند حالت دوم قاب‌های ترکیبی بتن معمولی و HPFRCC است با این تفاوت که علاوه بر نواحی مفصل پلاستیک تیرها در نواحی پای ستون‌های طبقه اول نیز از مصالح HPFRCC به اندازه دو برابر ارتفاع ستون استفاده شده است. در الگوی (RH) در تمام قسمت‌های قاب از مصالح HPFRCC استفاده شده است. به منظور تعیین پاسخ‌های سازه، از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده شده است و پاسخ‌های سازه مانند بیشینه جابجایی بام، جابجایی نسبی طبقات و برش طبقات سازه مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته است.

۱- بر اساس نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی، مقاومت و تغییر مکان نهایی قاب‌های HPFRCC افزایش قابل ملاحظه‌ای نسبت به قاب بتنی معمولی داشته است؛ به گونه‌ای که در قاب‌های ۳ و ۶ طبقه RCH1، حداکثر مقاومت به ترتیب ۱۱٪ و ۱۴٪ نسبت به قاب‌های بتنی معمولی افزایش یافته است. در قاب‌های ۳ و ۶ طبقه RCH2، حداکثر مقاومت به ترتیب ۲۲٪ و ۱۹٪ نسبت به قاب‌های بتنی معمولی (RC) افزایش یافته است. همچنین در قاب‌های ۳ و ۶ طبقه RH، حداکثر مقاومت به ترتیب ۲۳٪ و ۲۱٪ نسبت به قاب‌های بتنی معمولی افزایش یافته است.

۲- میزان شکل‌پذیری در قاب‌های سه طبقه 3-RCH1، 3-RCH2 و 3-RH نسبت به قاب بتنی معمولی (3-RC) به ترتیب ۲۱٪، ۲۳٪ و ۲۵٪ افزایش داشته است. همچنین میزان شکل‌پذیری در قاب‌های شش طبقه 6-RCH1، 6-RCH2 و 6-RH نسبت به قاب بتنی معمولی (6-RC) به ترتیب ۲٪، ۱۰٪ و ۱۱٪ افزایش داشته است.

۳- در قاب‌هایی که از مصالح HPFRCC در ناحیه اتصال و پای ستون‌های طبقه اول استفاده شده است (RCH2) و همچنین در قاب‌هایی که به‌طور کامل از مصالح HPFRCC ساخته شده است (RH)، نتایج بسیار به یکدیگر نزدیک است. لذا لزومی به استفاده از مصالح HPFRCC در تمام سازه نیست و استفاده از مصالح HPFRCC در ناحیه اتصال و پای ستون‌های طبقه اول کفایت می‌کند.

۴- استفاده از مصالح HPFRCC در سازه‌های بتن‌آرمه، سبب کاهش بیشینه جابجایی بام می‌گردد بطوریکه میانگین بیشینه جابجایی بام تحت زلزله‌های سطح خطر یک، در قاب 3-RCH1، ۰/۰۶٪، در قاب 3-RCH2، ۰/۰۸٪ و در قاب 3-RH، ۰/۰۹٪ نسبت به قاب 3-RC کاهش یافته است و در سطح خطر دو نیز، میانگین بیشینه جابجایی بام در قاب 3-RCH1، ۰/۰۱۱٪، در قاب 3-RCH2، ۰/۰۱۶٪ و در قاب 3-RH، ۰/۰۱۷٪ نسبت به قاب 3-RC کاهش یافته است. همچنین بررسی قاب‌های ۶ طبقه نیز نشان می‌دهد میانگین بیشینه جابجایی بام تحت زلزله‌های سطح خطر یک، در قاب 6-RCH1، ۰/۰۰۸٪، در قاب 6-RCH2، ۰/۰۱۱٪ و در قاب 6-RH، ۰/۰۱۲٪ نسبت به قاب 6-RC کاهش یافته است و در سطح خطر دو نیز، میانگین بیشینه جابجایی بام در قاب 6-RCH1، ۰/۰۱۱٪، در قاب 6-RCH2، ۰/۰۱۴٪ و در قاب 6-RH، ۰/۰۱۵٪ نسبت به قاب 6-RC کاهش یافته است. ملاحظه می‌گردد که با افزایش سطح خطر، کاربرد مصالح HPFRCC در کاهش بیشینه جابه‌جایی بام نمایان‌تر می‌گردد که علت آن می‌تواند ناشی از زوال بیشتر بتن معمولی در زلزله‌های با سطح خطر بالاتر به لحاظ کاهش سختی و مقاومت باشد.

۵- به دلیل افزایش میرایی ناشی از استهلاک انرژی در قاب‌های با مصالح HPFRCC، بیشینه دررفت در قاب‌های ساخته شده از مصالح HPFRCC نسبت به قاب‌های بتنی معمولی کاهش یافته است بطوریکه میانگین بیشینه دررفت طبقه دوم تحت زلزله‌های سطح خطر یک، در قاب 3-RCH1، ۰/۰۰۵٪، در قاب 3-RCH2، ۰/۰۱۰٪ و در قاب 3-RH، ۰/۰۱۱٪ نسبت به قاب 3-RC کاهش یافته است و در سطح خطر دو نیز، میانگین بیشینه دررفت طبقه دوم در قاب 3-RCH1، ۰/۰۰۴٪، در قاب 3-RCH2، ۰/۰۰۸٪ و در قاب 3-RH، ۰/۰۰۹٪ نسبت به قاب 3-RC کاهش یافته است. همچنین بررسی قاب‌های ۶ طبقه نیز نشان می‌دهد میانگین بیشینه دررفت طبقه پنجم تحت زلزله‌های سطح خطر یک، در قاب 6-RCH1، ۰/۰۱۳٪، در قاب 6-RCH2، ۰/۰۱۶٪ و در قاب 6-RH، ۰/۰۱۷٪ نسبت به قاب 6-RC کاهش یافته است و در سطح خطر دو نیز، میانگین بیشینه دررفت طبقه پنجم در قاب 6-RCH1، ۰/۰۱۴٪، در قاب 6-RCH2، ۰/۰۱۷٪ و در قاب 6-RH، ۰/۰۱۸٪ نسبت به قاب 6-RC کاهش یافته است.

۶- بررسی قاب‌های مورد مطالعه نشان می‌دهد میانگین بیشینه برش طبقات و برش پایه قاب‌های HPFRCC نسبت به قاب بتنی معمولی افزایش داشته است بطوریکه میانگین بیشینه برش پایه تحت زلزله‌های سطح خطر یک، در قاب 3-RCH1، ۰/۰۱۰٪، در قاب 3-RCH2، ۰/۰۱۴٪ و در قاب 3-RH، ۰/۰۱۵٪ نسبت به قاب 3-RC افزایش یافته است و در سطح خطر دو نیز، میانگین بیشینه برش پایه در قاب 3-RCH1، ۰/۰۱۱٪، در قاب 3-RCH2، ۰/۰۱۷٪ و در قاب 3-RH، ۰/۰۱۸٪ نسبت به قاب 3-RC افزایش یافته است. همچنین بررسی قاب‌های ۶ طبقه نیز نشان می‌دهد میانگین بیشینه برش پایه تحت زلزله‌های سطح خطر یک، در قاب 6-RCH1، ۰/۰۱۰٪، در قاب 6-RCH2، ۰/۰۱۳٪ و در قاب 6-RH، ۰/۰۱۴٪ نسبت به قاب 6-RC افزایش یافته است و در سطح خطر دو نیز، میانگین بیشینه برش پایه در قاب 6-RCH1، ۰/۰۱۱٪، در قاب 6-RCH2، ۰/۰۱۴٪ و در قاب 6-RH، ۰/۰۱۵٪ نسبت به قاب 6-RC افزایش یافته است.

مراجع

- [1] Naaman, A. E. (2008). *High performance fiber reinforced cement composites*. Singapore: World Scientific, 91-153.
- [2] Hemmati, A. Kheyroddin, A. Sharbatdar, M. Park, Y. and Abolmaali, A. (2016). Ductile behavior of high performance fiber reinforced cementitious composite (HPFRCC) frames. *Construction and Building Materials*, 115, 681-689.
- [3] Zhang, R. Matsumoto, K. Hirata, T. Ishizeki, Y. Niwa, J. (2015). Application of PP-ECC in beam-column joint connections of rigid-framed railway bridges to reduce transverse reinforcements. *Engineering Structures*, 86, 146-156.

- [4] Chidambaram, R.S. and P. Agarwal. (2015). Seismic behavior of hybrid fiber reinforced cementitious composite beam-column joints. *Materials & Design*, 86, 771-781.
- [5] Said, S.H. and H.A. Razak. (2016). Structural behavior of RC engineered cementitious composite (ECC) exterior beam-column joints under reversed cyclic loading. *Construction and Building Materials*, 107, 226-234.
- [6] Saghafi, MH. Shariatmadar, H. Kheyroddin, A. (2017). Experimental Evaluation of Mechanical Properties of High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites. *Concrete Research*, 9(2), 29-42.
- [7] Saghafi, MH. Shariatmadar, H. (2018). Structural behavior of RC High performance fiber reinforced cement composites (HPFRCC) exterior beam-column joints under reversed cyclic loading. *Concrete Research*, Available at URL: 12 March 2018.
- [8] McKenna, F. and G.L. Fenves. (2007). The OpenSees command language manual. University of California, Berkeley (opensees. ce. berkeley. edu).
- [9] Han, T. S. Feenstra, P. H. and Billington, S. L. (2003). Simulation of highly ductile fiber-reinforced cement-based composite components under cyclic loading. *Structural Journal*, 100(6), 749-757.
- [10] ACI Standards. (2011)., *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11M) and Commentary*, Michigan: American Concrete Institute, 107-196.
- [11] Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. (2005)., *Standard, No. 2800 .Third Edition.*, Tehran: Building and Housing Research Center, 14-31.
- [12] Structural Engineering Institute. (2005)., *Minimum design loads for buildings and other structures*, Virginia: American Society of Civil Engineers, 5-6.
- [13] Paulay, T. and M.N. Priestley. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York: Wiley.