



ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی مقید شده با مهاربندهای کمانش تاب هسته مرکب

مهدی البرزی ورکی، حسین تحقیقی*

دانشکده مهندسی، دانشگاه کاشان، کاشان، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۲۵ آذر ۱۳۹۶
بازنگری: ۱۱ فروردین ۱۳۹۷
پذیرش: ۱۲ فروردین ۱۳۹۷
ارائه آنلاین: ۲۰ فروردین ۱۳۹۷

کلمات کلیدی:

مهاربند کمانش تاب مرکب
ضریب رفتار
تغییر شکل پسماند
تحلیل غیرخطی

چکیده: قاب مهاربندی کمانش تاب نوع ویژه‌ای از قاب‌های فولادی مهاربندی هم‌محور است که در آن مهاربندها در برابر فشار کمانش نمی‌کنند و در نتیجه اتلاف انرژی مطلوبی از خود نشان می‌دهد. لیکن هنگام وقوع زلزله‌های بزرگ، سختی پایین این مهاربندها بعد از تسلیم سبب تغییر مکان‌های دائمی بزرگ در قاب می‌شود. هدف تحقیق حاضر، ارزیابی رفتار لرزه‌ای یک سیستم نوین سازه‌ای موسوم به قاب فولادی مقید شده با مهاربندهای کمانش تاب هسته مرکب و مقایسه آن با رفتار قاب مهاربندی کمانش تاب متداول می‌باشد. بدین منظور، از سه روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و تحلیل دینامیکی افزایشی روی انواع مدل‌های قاب مهاربندی کمانش تاب متداول و مرکب دارای طبقات مختلف استفاده می‌شود. مقادیر متوسط ضریب رفتار در قاب‌های فولادی مقید شده با مهاربند کمانش تاب مرکب برای روش‌های طراحی حالت حد نهایی و تنش مجاز به ترتیب برابر $1.0/2$ و $1.4/7$ به دست می‌آید. برای انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی، هفت زوج شتاب‌نگاشت از زلزله‌های گذشته در سطوح خطر مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرد. نتایج تحلیل‌ها حاکی از این است که قاب‌های فولادی مرکب از بهبود عملکرد قابل توجهی در ضریب رفتار و نیز کاهش چشمگیر در مقدار جابه‌جایی پسماند بام نسبت به قاب‌های مهاربندی کمانش تاب متداول برخوردار هستند. به علاوه، با توجه به ارتفاع قاب و شدت زلزله، تغییر مکان جانبی نسبی درون طبقه در قاب‌های مرکب می‌تواند کاهش قابل ملاحظه‌ای داشته باشد.

۱- مقدمه

سیستم‌های مهاربند هم‌محور فولادی دارای مشکل ذاتی تفاوت رفتار در کشش و فشار می‌باشند. این مهاربندها بایستی تغییر مکان‌های بزرگ ناشی از زلزله را به صورت رفت و برگشتی در کشش به صورت محوری و در فشار به صورت مقاومت پس از کمانش تحمل نمایند. اما کمانش مهاربند باعث کاهش شدید مقاومت، سختی و ظرفیت اتلاف انرژی در مهاربندهای هم‌محور می‌شود. نتایج آزمایشگاهی نیز عملکرد لرزه‌ای نامطلوب سیستم‌های مهاربند هم‌محور ویژه را نشان می‌دهد [۱]. نقاط ضعف ناشی از کمانش اعضای مهاری فشاری در سازه‌های مهاربندی شده هم‌محور، موجب پیشنهاد قاب مهاربندی کمانش تاب^۱ (BRBF) گردید.

قاب مهاربندی کمانش تاب نوع خاصی از قاب‌های مهاربندی هم‌محور می‌باشد که از کمانش کلی مهاربند و کاهش مقاومت و سختی آن جلوگیری شده است و مهاربندها توانایی جاری شدن و تامین رفتار یکسان در کشش و فشار و در نتیجه جذب انرژی در سیکل‌های پایدار را دارند. از مزایای دیگر این نوع مهاربند می‌توان به استفاده از آن‌ها به صورت تک قطری در یک جهت، کاهش مقاطع تیرها در قاب‌های با مهاربند شورون (۸ و ۷) به دلیل

کاهش شدید نیروی نامتعادل در تیر متصل شونده (ناشی از رفتار یکسان مهاربند کمانش تاب در کشش و فشار) و ایجاد سختی بالا در سیستم اشاره کرد. مهاربندهای کمانش تاب (BRBs) از یک هسته فولادی تسلیم شونده محصور داخل یک غلاف فولادی توخالی پر شده با ملات، تشکیل شده‌اند. نیروهای محوری فقط توسط هسته فولادی تحمل می‌شوند به طوری که ملات اطراف هسته و غلاف فولادی نقشی در باربری ندارند. برای دستیابی به این هدف، بایستی یک ماده ضد اصطکاک یا یک شکاف بین هسته فولادی و ملات جهت اطمینان از حداقل کردن یا احتمالاً حذف نیروی محوری منتقل شده از هسته به غلاف ایجاد گردد [۲].

بر اساس گزارش سابلی و همکاران [۳]، تغییر مکان پسماند طبقه در قاب‌های BRB حدود $40-60\%$ مقدار بیشینه تغییر مکان تحت بارهای لرزه‌ای مبنای طرح بوده است. بنابراین اگرچه مهاربندهای کمانش تاب مشخصه‌های اتلاف انرژی ایده‌آلی را از خود نشان می‌دهند، اما وجود تغییر شکل‌های پسماند ناشی از یک زلزله قوی می‌تواند هزینه‌های تعمیر ساختمان بخصوص اجزای غیر سازه‌ای آن را افزایش دهد [۴]. یک راهکار برای حل مشکل تغییر شکل‌های دائمی در قاب‌های BRB، استفاده از مهاربند کمانش تاب در یک سیستم دوگانه است که می‌تواند تغییر شکل پسماند را تا بیش از 50% کاهش دهد [۲ و ۵]. راه حل دیگر، استفاده از مهاربندهای مستهلک کننده انرژی با قابلیت بازگشت خودکار به موقعیت

*نویسنده عهده‌دار مکاتبات: tahghighi@kashanu.ac.ir

منحنی ظرفیت قاب مهاربندی کمانش تاب متداول BRB و قاب HBRB را مقایسه می‌کند. با توجه به شکل ۲، مشاهده می‌شود که قاب مرکب زودتر از قاب متداول تسلیم شده است، سختی سراسری مثبت را حفظ کرده است و بالاخره نرم‌شدگی سازه را در سطوح تغییر مکان بالاتر به تأخیر می‌اندازد.

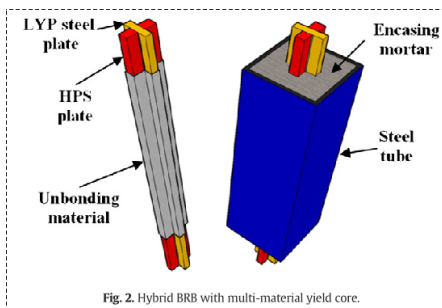
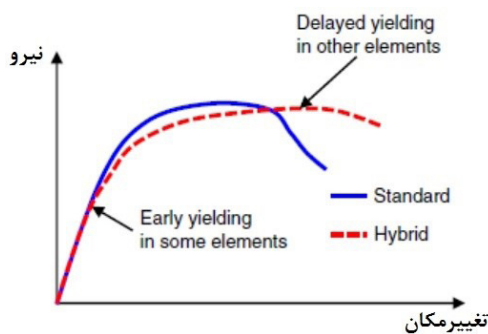


Fig. 2. Hybrid BRB with multi-material yield core.

شکل ۱. نمونه‌ای از یک مهاربند کمانش تاب مرکب با یک هسته چند ماده‌ای [۱۴]

Fig. 1. HBRB with multi-material core [14]



شکل ۲. منحنی ظرفیت قاب مهاربندی کمانش تاب استاندارد (متداول) و قاب مرکب [۱۳]

Fig. 2. BRBF behavior on a pushover curve [13]

بخش اول مقاله حاضر، با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، به ارزیابی منحنی ظرفیت و محاسبه ضریب رفتار ساختمان‌های قاب فولادی پنج، هشت و دوازده طبقه با سه نوع مهاربند کمانش تاب با هسته مرکب HBRB، 2 HBRB، 1-HBRB و 3-HBRB می‌پردازد و نتایج به دست آمده با عملکرد قاب مهاربندی شده کمانش تاب متداول مقایسه می‌شود. در این راستا، تأثیر تعداد طبقات ساختمان بر سازوکار و رفتار غیرخطی قاب‌های مهاربندی شده مذکور مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد. در بخش دوم، توسط روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و نیز تحلیل دینامیکی افزایشی، تغییر مکان پسماند بام، تغییر مکان نسبی جانبی درون طبقه و منحنی‌های

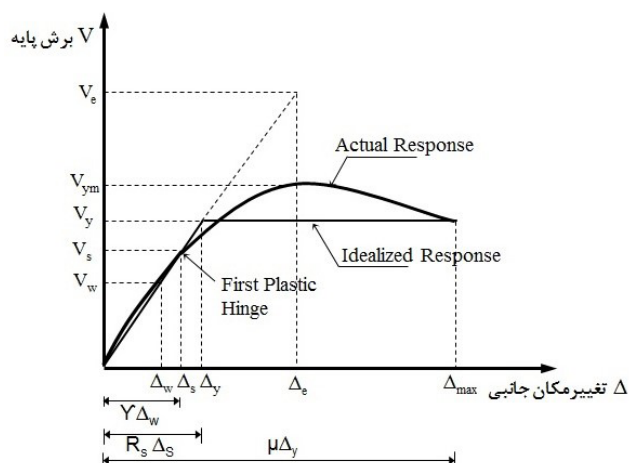
اولیه^۱ می‌باشد [۶ و ۷]. لیکن، هر دو روش مذکور به هزینه بالایی نیاز دارند که کاربرد آن‌ها را با محدودیت روبرو می‌کند.

مطالعات متعدد تحلیلی و آزمایشگاهی طی سال‌های گذشته نشان می‌دهد که کاربرد فولاد کم مقاومت^۲ (LYP) در طراحی مقاوم و کنترل ساختمان‌ها در برابر زلزله از عملکرد عالی، هیستریزس پایدار، کرنش سخت‌شدگی کافی و ظرفیت اتلاف انرژی زیادی برخوردار هستند [۸]. به عنوان نمونه می‌توان به تحقیقات ناکاشیما^۳ و همکاران در استفاده از فولاد LYP به عنوان پانل‌های برشی اشاره نمود [۹]. ساگیساوا^۴ و همکاران مهاربندهای کمانش تاب جدیدی با هسته‌ای مرکب از فولاد با مقاومت بالا^۵ و فولاد با مقاومت پایین را گزارش کرده‌اند [۱۰]. همچنین، چن^۶ و همکاران با بررسی یک قاب سه طبقه نشان دادند که استفاده از مهاربندهای کمانش تاب ساخته شده از فولاد کم مقاومت، نسبت تنش در مهاربندها را از نسبت تنش در تیرها و ستون‌ها بیشتر می‌سازد [۱۱]. به بیان دیگر، هنگام زلزله‌های قوی اعضای این سیستم مهاربند به حد تسلیم رسیده در حالی که سایر اعضای قاب در محدوده الاستیک باقی می‌مانند.

در ادامه تحقیقات پیشین، اخیراً نسل جدیدی از مهاربندها موسوم به مهاربند کمانش تاب مرکب^۷ (HBRB) با هدف بهبود عملکرد لرزه‌ای مرتبط با میزان آسیب وارده، زمان و هزینه تعمیرات مورد ارزیابی قرار گرفته است [۱۲]. مهاربند HBRB به صورت یک هسته چند ماده‌ای از ترکیب فولاد LYP و فولاد با عملکرد بالا^۸ (HPS) و یا به صورت چند هسته‌ای حاصل از اتصال موازی هسته‌های فولادی با مقاومت‌های تسلیم متفاوت می‌باشد [۱۳]. فولاد HPS مقاومت مهاربند را تامین می‌نماید و دارای انواع مختلف از جمله W100HPS و W70HPS می‌باشد. بخش فولادی LYP در هسته مهاربند، از آلیاژ فولاد با میزان کرنش (۰/۱۱ ~ ۰/۰۱) تشکیل شده است که مقاومت تسلیم کم‌تر و شکل‌پذیری بالاتری در مقایسه با سایر رده‌های فولاد ساختمانی دارد. علاوه بر این، اتلاف انرژی ناشی از تسلیم زودرس اعضا به قاب‌های HBRB کمک می‌نماید تا پاسخ سازه ناشی از زلزله‌های خفیف و متوسط را کاهش دهد. آلیاژ فولاد با مقاومت پایین در دو رده 100LYP و 235LYP موجود می‌باشد که مقاومت تسلیم متوسط آن‌ها به ترتیب برابر ۱۰۰ MPa و ۲۳۵ MPa است [۱۴]. همچنین کرنش سخت‌شدگی بالا در فولاد LYP، نرم‌شدگی قاب‌های مهاربندی کمانش تاب را به تأخیر انداخته و احتمال ناپایداری دینامیکی تحت حرکات شدید زمین را کاهش می‌دهد. شکل ۱ یک مهاربند کمانش تاب مرکب با یک هسته چند ماده‌ای را نشان می‌دهد. به علاوه، شکل ۲ به صورت نمادین

- 1 Self-centering
- 2 Low Yield Point (LYP)
- 3 Nakashima
- 4 Sugisawa
- 5 High Strength Steel (WT780)
- 6 Chen
- 7 Hybrid Buckling-Restrained Brace
- 8 High-Performance Steel

قابل ملاحظه است و استاندارد ۲۸۰۰ مقدار Δ_{max} را برای ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی بزرگتر از $0.7/H$ ثانیه برابر $0.2/H$ توصیه نموده است که در آن H ارتفاع طبقه می‌باشد. شکل ۳ رفتار غیرخطی یک سازه را با یک رابطه نیرو-تغییر مکان دوخطی الاستیک-پلاستیک نشان می‌دهد [۲۱]. همان‌گونه که در شکل ۳ دیده می‌شود، V_y نیروی معادل تسلیم سازه، Δ_y تغییر مکان نظیر حد تسلیم و V_e نیروی سازه متناسب با رفتار الاستیک که با استفاده از طیف پاسخ الاستیک به دست می‌آید.



شکل ۳. رابطه نیرو-تغییر مکان برای حالت الاستیک-پلاستیک کامل

Fig. 3. General structure response

با توجه به نمودار برش پایه-تغییر مکان در شکل ۳، ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری (R_{μ}) توسط رابطه (۱) به صورت نسبت بیشینه برش پایه با فرض رفتار الاستیک (V_e) به برش پایه در هنگام تشکیل سازوکار خمیری کلی در سازه (V_y) تعریف می‌شود. همچنین، رابطه (۲) نسبت V_y به برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه (V_s) را تحت عنوان ضریب مقاومت افزون (R_s) معرفی می‌نماید [۲۱].

$$R_{\mu} = V_e / V_y \quad (1)$$

$$R_s = V_y / V_s \quad (2)$$

ضریب مقاومت افزون R_s از نتایج تحلیل محاسبه می‌گردد و معمولاً برای منظور نمودن اختلاف بین مقاومت تسلیم واقعی و اسمی فولاد ساختمانی در مقدار $1/0.5$ و برای در نظر گرفتن افزایش در تنش تسلیم ناشی از اثر نرخ کرنش در طول یک تحریک لرزه‌ای در مقدار $1/1$ ضرب می‌شود [۲۲]. در روش طراحی تنش مجاز، آیین‌نامه‌ها بارهای طراحی را با اعمال ضریب تنش مجاز از V_s به V_w تقلیل می‌دهند. ضریب تنش مجاز از رابطه (۳) به دست می‌آید که مقدار Y برای مقاطع بال پهن در محدوده

IDA برای سیستم‌های مهاربند کمانش تاب متداول و مرکب مورد ارزیابی قرار گرفته و نتایج تحلیل‌ها با یکدیگر مقایسه می‌شوند. برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مورد اشاره، مدل سازی و تحلیل‌ها در محیط نرم‌افزار اجزای محدود [۱۵] OpenSees انجام شده است.

۲- ضریب رفتار ساختمان

تحلیل الاستیک سازه در برابر زلزله‌های شدید تنش‌هایی در سازه ایجاد می‌کند که مقاطع با ابعاد متعارف پاسخگوی تحمل آن نخواهد بود. چنان‌چه اجازه دهیم بعضی از اعضا سازه از خود رفتار شکل‌پذیر و پایدار در محدوده‌ی تغییر شکل‌های فراتر از حد تسلیم نشان دهند، آن‌گاه انرژی حاصل از زلزله به صورت رضایت‌بخشی توسط این اعضای شکل‌پذیر مستهلک شده و نیروی زلزله به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد. این فرآیند که در برگزیده شکل‌پذیری، نامعینی و اضافه مقاومت است در ضریب رفتار ساختمان (R) تجلی پیدا می‌کند [۱۶]. درصد زیادی از تحقیقات در زمینه طراحی لرزه‌ای سازه‌ها به روش‌های تعیین R و چگونگی تامین آن در سازه اختصاص دارد. آیین‌نامه‌های لرزه‌ای از جمله استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای سیستم‌های گوناگون مقاوم در برابر نیروهای ناشی از زلزله، مقدار R را ارائه کرده‌اند [۱۷ و ۱۸]. به عنوان نمونه، مقدار R برای قاب‌های مهاربندی کمانش تاب متداول توسط انجمن مهندسی سازه کالیفرنیا برابر ۸ توصیه شده است [۱۷]. مزولانی^۱ و پیلانو^۲ [۱۹] به چندین روش تحلیلی از جمله روش بیشینه تغییر شکل پلاستیک و روش انرژی برای محاسبه ضریب رفتار اشاره کرده‌اند. در زمینه بررسی عوامل مؤثر بر R در قاب‌های فولادی مهاربندی کمانش تاب متداول می‌توان به تحقیقات عسگریان و شکرگزار [۲۰] اشاره کرد. بر اساس نتایج این مطالعه، مقدار R به آرایش هندسی مهاربندهای کمانش تاب و تعداد طبقات سازه وابسته می‌باشد و پس از انجام میانگین آماری، مقادیر $8/35$ و 12 به ترتیب برای روش‌های طراحی حالت حد نهایی و تنش مجاز پیشنهاد شده است.

اولین گام در محاسبه ضریب رفتار ساختمان انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه می‌باشد. مطابق استاندارد ۲۸۰۰ این تحلیل بایستی با اعمال بارهای ثقیل ثابت و بارهای جانبی رانشی با در نظر گرفتن اثرات $P-\Delta$ انجام شود [۱۸]. در این تحلیل، الگوی توزیع بار جانبی در ارتفاع قاب و همچنین تعیین تغییر مکان هدف از اهمیت ویژه‌ی برخوردار می‌باشد. توزیع بار جانبی روی مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد. در تحلیل استاتیکی غیرخطی معمولاً دو نوع توزیع بار جانبی ثابت و متغیر اعمال می‌شود. در این تحقیق، با توجه به قاب‌های مورد بررسی، از الگوی متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی استفاده می‌شود. تغییر مکان جانبی نسبی واقعی در هر طبقه (Δ_{max}) با منظور کردن رفتار غیرخطی سازه در تحلیل به دست می‌آید. این رفتار، در زلزله طرح

1 Mazzolani
2 Piluso

به صورت مفصلی می‌باشد. از اثر وزن اسکلت قاب در مدل‌ها صرف‌نظر می‌شود. همچنین در مدل‌سازی اتصالات تیر به ستون و پلیت اتصال مهاربند به قاب، نواحی صلب انتهایی اعضا^۵ در نظر گرفته شده است.

مهاربندهای کمانش تاب توسط المان خریایی همگرد^۶ با مساحتی برابر هسته فولادی تسلیم‌شونده مدل شده‌اند، به طوری که برای هر مهاربند از یک المان خریای منفرد استفاده می‌گردد. به طور مشابه با مرجع [۱۴]، برای مدل کردن هسته تسلیم‌شونده و هسته تسلیم‌نشونده مهاربند، از مدل الاستیسیته معادل استفاده شده است. جداول ۱ و ۲ مشخصات مصالح شامل تنش تسلیم فولاد (F_y)، مدول الاستیسیته (E) و ترکیب سه نوع مهاربند کمانش تاب مرکب یک‌هسته‌ای چندماده‌ای مورد استفاده در مدل‌های عددی را نشان می‌دهند. رفتار مصالح فولادی مطابق با مدل گیوفر - منگتو - پینتو^۷ (مصالح تک محوری steel02) دارای کرنش سخت‌شدگی ایزوتروپیک فرض شده است [۱۵]. در جدول ۲ مساحت هسته، سختی کل و مقاومت کل به صورت نسبت نشان داده شده‌اند. به منظور مقایسه بهتر، مساحت هسته‌های فولادی طوری انتخاب شده‌اند که مقادیر مقاومت و سختی کل در هر یک از انواع مهاربندهای کمانش تاب مرکب و متداول یکسان باشند. از آنجایی که طراحی تیر و ستون در قاب‌های مهاربندی کمانش تاب، وابسته به مقاومت تنظیم شده مهاربند می‌باشد، بنابراین مقاطع تیر و ستون در هر یک از دو قاب مرکب و متداول یکسان می‌باشد. در قاب‌های مهاربندی کمانش تاب متداول، از فولاد سازه‌ای A36 با مقاومت تسلیم ۲۹۰ MPa استفاده می‌شود؛ ولی در قاب‌های مرکب، فولاد W100 HPS، 100LYP و W70HPS نیز به عنوان مصالح اضافی در هسته مهاربند استفاده شده‌اند. در تحلیل‌های تاریخچه زمانی، میرایی مصالح توسط مدل رایلی با مقدار ۲٪ برای مود دوم و سوم ارتعاش سازه قاب فولادی در نظر گرفته شده است. جدول ۳ مشخصات اعضای قاب مهاربندی کمانش تاب در مدل‌های ساختمانی را ارائه می‌دهد.

جدول ۱. مشخصات مصالح مورد استفاده در مدل‌سازی [۱۴]

Table 1. Material properties [14]

	A36	LYP-100	HPS-70W	HPS-100W
F_y (MPa)	۲۹۰	۱۰۷	۵۰۳	۷۴۵
E (Gpa)	۲۰۰	۱۸۶	۲۰۰	۲۰۰

می‌باشد [۲۱]. بر مبنای روابط (۱) تا (۳)، ضریب رفتار لرزه‌ای ساختمان در روش‌های طراحی حالت حدی نهایی و تنش مجاز به ترتیب توسط رابطه (۴) و (۵) تعریف می‌شوند.

$$Y = V_s / V_w \quad (۳)$$

$$R = (V_c / V_s) = (V_c / V_y) \times (V_y / V_s) = R_\mu \times R_s \quad (۴)$$

$$R_w = (V_c / V_w) = (V_c / V_y) \times (V_y / V_s) \times (V_s / V_w) = R_\mu \times R_s \times Y \quad (۵)$$

۳- سازه‌های مورد مطالعه

در این تحقیق، ساختمان‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه با کاربری اداری به نمایندگی از سازه‌های کوتاه تا میان مرتبه مورد ارزیابی قرار می‌گیرند (شکل ۴). پلان طبقات قاب‌ها از مرجع [۲۳] اقتباس شده است. سیستم باربر جانبی ساختمان‌ها از مهاربند قطری کمانش تاب متداول و با هسته مرکب می‌باشند و با استفاده از ضوابط مندرج در فصل ۱۱ مرجع [۲۳] طراحی گردیده است. بر اساس طبقه‌بندی استاندارد ۲۸۰۰، ساختمان‌ها بر روی زمین نوع ۳ قرار گرفته و منطقه مورد بررسی با سطح خطر لرزه‌ای زیاد فرض شده است. لین^۱ و همکاران تعدادی آزمایش بارگذاری چرخه‌ای روی یک قاب کمانش تاب (BRBF) سه طبقه یک دهانه با مقیاس کامل انجام دادند [۲۴]. مطابق مطالعات ایشان، نتایج تحلیل غیرخطی مدل قاب مذکور در نرم‌افزار OpenSees به طور رضایت‌بخشی با نتایج آزمایشگاهی مطابقت دارد. شکل ۴-ب نشان می‌دهد که در هر راستای ساختمان‌های مورد مطالعه، دو قاب ساده مهاربندی شده وجود دارد. در ادامه، از هر ساختمان یکی از قاب‌های سه دهانه محیطی با استفاده از نرم‌افزار OpenSees مورد تحلیل و ارزیابی قرار می‌گیرند. زمان تناوب اصلی مدل قاب پنج، هشت و دوازده طبقه با استفاده از تحلیل ارتعاش آزاد به ترتیب برابر ۱/۳۷، ۱/۹۹ و ۲/۸۹ ثانیه می‌باشد. در مطالعه حاضر علاوه بر این که اثرات P- δ (پی دلتای کوچک) برای المان‌ها در نظر گرفته شده است، اثرات P- Δ (پی دلتای بزرگ) نیز با استفاده از الگوریتم ستون مجازی لارا^۲ ادز^۳ شبیه‌سازی شده‌اند [۱۵]. در این الگوریتم، با اضافه نمودن یک ستون اضافی فرضی به سیستم قاب اثرات P- Δ بر فروپاشی قاب در نظر گرفته می‌شود.

بارگذاری مدل‌ها بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران [۲۵] و ضوابط تحلیل و طراحی مطابق با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران [۲۶]، استاندارد ۲۸۰۰ [۱۸] و FEMA P-695 [۲۷] در نظر گرفته شده‌اند. اتصال ستون‌ها به پی گیردار بوده و برای مدل کردن تیرها و ستون‌ها از المان تیر-ستون غیرخطی با توزیع گسترده پلاستیسیته در طول المان^۲ و مقطع فایبر^۴ استفاده می‌شود. اتصالات تیر به ستون در مدل‌ها

1 Lin

2 Laura Eads, Stanford University

3 Nonlinear Beam-Column Element

4 Fiber Section

5 Rigid Offsets

6 Corotational Truss Element

7 Giuffre-Menegotto-Pinto

جدول ۲. ترکیب مهاربندهای کمانش تاب مورد مطالعه [۱۴]

Table 2. HBRB combinations [14]

	مصالح مورد استفاده	Standard BRB	HBRB-1	HBRB-2	HBRB-3
نسبت‌های مساحت	A36	۱/۰۰	۰/۱۶۷	-	-
	LYP100	-	۰/۴۹۳	۰/۵۹۱	۰/۷۷۶
	HPS70W	-	۰/۳۷۵	۰/۴۵۰	-
	HPS100W	-	-	-	۰/۲۷۸
سختی کل (x A/L)		۲۰۰۰۰۰	۲۰۰۰۹۸	۱۹۹۹۲۶	۱۹۹۹۳۶
مقاومت کل (x A)		۲۹۰/۰	۲۸۹/۸	۲۸۹/۶	۲۹۰/۱

جدول ۳. مشخصات اعضای قاب‌های مهاربندی شده

Table 3. Characteristics of studied BRBFs members

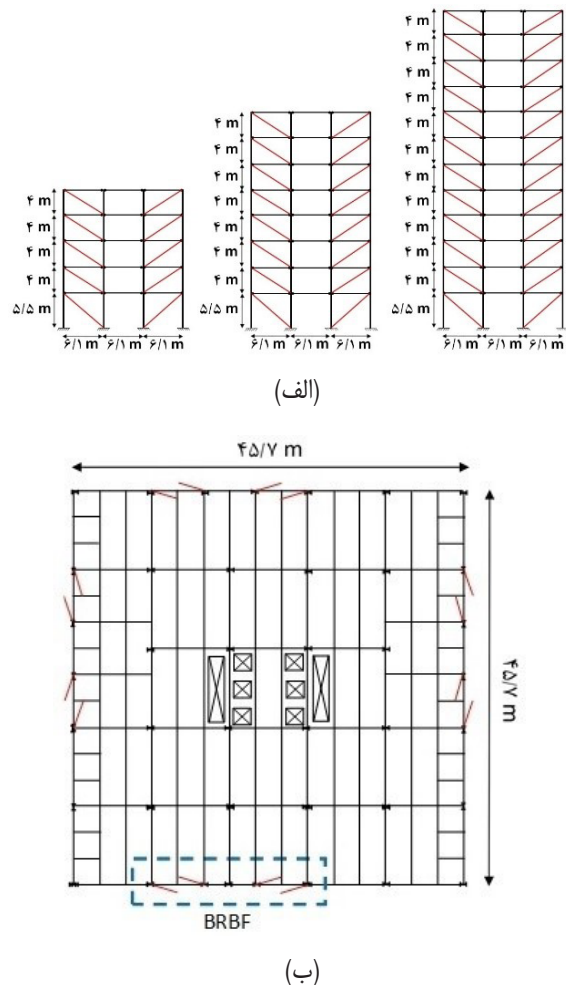
طبقه	مساحت مهاربند (cm ²)	مقاطع تیر	مقاطع ستون	طبقه	مساحت مهاربند (cm ²)	مقاطع تیر	مقاطع ستون	
مدل ۵ طبقه	بام	-	W ۸۹×۴۶۰	-	بام	-	W ۸۹×۴۶۰	
	۴	۱۹/۴	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۱۱۰×۳۶۰	۱۱	۴۵/۲	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۳۴۷×۳۶۰
	۳	۲۹/۰	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۱۱۰×۳۶۰	۱۰	۴۵/۲	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۳۴۷×۳۶۰
	۲	۳۸/۷	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۱۱۰×۳۶۰	۹	۴۵/۲	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۳۴۷×۳۶۰
	۱	۴۵/۲	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۲۱۶×۳۶۰	۸	۴۵/۲	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۳۴۷×۳۶۰
همکف	۵۱/۶	-	W ۲۱۶×۳۶۰	۷	۸۳/۹	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۵۰۹×۳۶۰	
مدل ۸ طبقه	بام	-	W ۸۹×۴۶۰	-	۶	۸۳/۹	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۵۰۹×۳۶۰
	۷	۲۹	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۱۱۰×۳۶۰	۵	۸۳/۹	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۵۰۹×۳۶۰
	۶	۲۹	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۱۱۰×۳۶۰	۴	۸۳/۹	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۵۰۹×۳۶۰
	۵	۴۵/۲	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۲۱۶×۳۶۰	۳	۹۶/۸	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۴۶۳×۴۶۰
	۴	۴۵/۲	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۲۱۶×۳۶۰	۲	۹۶/۸	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۴۶۳×۴۶۰
	۳	۵۸/۱	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۲۱۶×۳۶۰	۱	۹۶/۸	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۴۶۳×۴۶۰
	۲	۵۸/۱	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۳۴۷×۳۶۰	همکف	۹۶/۸	-	W ۴۶۳×۴۶۰
	۱	۷۱	W ۱۲۴×۵۳۵	W ۳۴۷×۳۶۰				
همکف	۷۱	-	W ۳۴۷×۳۶۰					

تا گسل مسبب بیش از ۱۰ کیلومتر می‌باشد، از اثرات حوزه نزدیک گسل صرف نظر شده است. شکل ۵ نمودار طیف پاسخ شتاب رکوردهای مورد استفاده در تحلیل‌های عددی به همراه طیف متوسط آن‌ها را نمایش می‌دهد. برای مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها در تحلیل‌های تاریخچه زمانی از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ استفاده می‌شود [۱۸]. با توجه به دوبعدی بودن مدل قاب‌های مورد مطالعه، طیف بازتاب مولفه بزرگ‌تر در هر زوج شتاب‌نگاشت از جدول ۴ در محدوده پریودی $T \leq 0.2$ تا $T \leq 1/5$ (که در آن معرف زمان تناوب اصلی قاب مورد مطالعه می‌باشد) با $1/3$ برابر طیف طرح آیین‌نامه ۲۸۰۰ تطبیق داده شده و ضرایب مقیاس محاسبه شده‌اند. شایان ذکر است که رکوردهای حوزه نزدیک بطور چشمگیری تحت اثر پدیده جهت‌پذیری ناشی از انتشار موج قرار می‌گیرند [۲۹]. بنابراین، ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های کمانش تاب مرکب ناشی از رکوردهای حوزه نزدیک گسل می‌تواند یک موضوع جالب برای تحقیقات بیشتر در این زمینه باشد. مطابق یافته‌های اخیر، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی هم‌محور که بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده بودند، در اثر اعمال رکوردهای حوزه نزدیک به طور واضحی دچار افت و فروریزش شدند [۳۰].

۵- تحلیل دینامیکی افزایشی

IDA یک روش تحلیل فزاینده می‌باشد که جهت بررسی دقیق‌تر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها رواج یافته است. در این روش، ابتدا سازه مورد نظر تحت اثر یک شتاب‌نگاشت که توسط ضریب مقیاس در کم‌ترین سطح شدت خود قرار گرفته است به روش تاریخچه زمانی تحلیل دینامیکی می‌شود. سپس در مراحل بعد، سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های تقویت شده مجدداً تحلیل تاریخچه زمانی می‌شود. این روند تا جایی ادامه پیدا می‌کند که در اثر اعمال رکورد تقویت شده مفاصل پلاستیک در سازه تشکیل و گسترش یافته تا در نهایت به تخریب آن منجر گردد. بدین ترتیب مراحل مختلف شامل رفتار الاستیک، الاستوپلاستیک تا رفتار پلاستیک سازه تحت اثر بارهای دینامیکی بر روی منحنی IDA قابل ترسیم است.

در روش تحلیل دینامیکی فزاینده از دو کمیت اساسی تحت عنوان اندازه شدت (IM^2) و اندازه خسارت (DM^3) برای ارائه منحنی‌های IDA استفاده می‌گردد. بدین منظور، کمیت‌هایی نظیر بیشینه شتاب زمین لرزه (PGA) و شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب اصلی سازه با میرایی ۵٪ ($Sa(T_1, 5\%)$) برای بیان اندازه شدت زلزله‌های انتخابی پیشنهاد شده است [۳۱]. شتاب‌نگاشت‌ها باید طوری مقیاس شوند که رفتار سازه را از حالت خطی به غیرخطی تا فروریزش نهایی پوشش دهند. مطالعات موجود نشان می‌دهد که چون PGA فقط نماینده‌ی تحریک ورودی به سازه است نمی‌تواند معیار مناسبی برای IM باشد. از طرف دیگر، اندازه خسارت کمیت قابل مشاهده‌ای است که از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی به دست می‌آید.



شکل ۴. ساختمان‌های مورد مطالعه: (الف) نمای قاب مهاربندی شده و (ب) پلان تیب طبقات

Fig. 4. Configuration of model structures

۴- شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

جهت ارزیابی و مقایسه سیستم مهاربند کمانش تاب با هسته مرکب نسبت به مهاربند کمانش تاب متداول از نقطه نظر تغییر شکل پسماند و تغییر مکان نسبی طبقات، لازم است تحلیل تاریخچه زمانی مدل‌ها با استفاده از تعدادی رکورد شتاب زمین انجام شود. به این منظور، هفت رکورد زمین لرزه از مرکز پژوهشی مهندسی زلزله اقیانوس آرام استخراج شده است [۲۸]. تمام رکوردها از زلزله‌های با بزرگای بیش از $6/5$ ریشتر و مربوط به خاک نوع ۳ (مشابه با جنس زمین فرض شده برای مدل قاب‌های مورد مطالعه) می‌باشند. مشخصات رکوردها شامل بیشینه شتاب زمین PGA^1 ، بزرگای زلزله و کوتاه‌ترین فاصله‌ی ایستگاه ثبت رکورد از گسل مسبب (d) در جدول ۴ نشان داده شده است. با توجه به این که فواصل ایستگاه‌های ثبت رکورد

2 Intensity Measure
3 Damage Measure

1 Peak Ground Acceleration

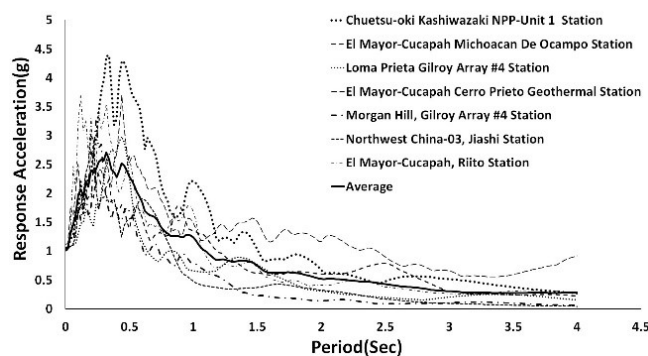
بام و بیشینه نسبت تغییر مکان نسبی جانبی درون طبقه θ_{max} به عنوان اندازه‌های خسارت، برای ترسیم منحنی‌های IDA به کار گرفته شده‌اند [۳۰]. همچنین جهت افزایش دقت نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی، هر یک از شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده هم در محدوده تقریبی ناحیه خطی (الاستیک اولیه) و هم در ناحیه غیرخطی با گام (۰/۰۱ g) مقیاس شده‌اند و بدین ترتیب کل محدوده رفتاری مدل‌ها از حالت الاستیک تا تسلیم و ویرانی پوشش داده شده است.

این کمیت می‌تواند بیشینه نسبت جابه‌جایی نسبی بام (θ_{roof})، بیشینه نسبت تغییر مکان نسبی جانبی درون طبقه (θ_{max})، بیشینه برش پایه (V_{max})، بیشینه چرخش مفاصل پلاستیک، شاخص خسارت پارک-انگ^۱ و غیره باشد. لازم به ذکر است که کمیت مناسب برای اندازه خسارت با توجه به نوع مسأله و یا سازه مورد نظر انتخاب می‌گردد. با توجه به مطالب مطرح شده، در تحقیق حاضر شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب اصلی سازه با میرایی ۵٪ ($Sa(T_1, 5\%)$) به عنوان اندازه شدت و کمیت‌های تغییر مکان پسماند

جدول ۴. مشخصات رکوردهای مورد استفاده [۲۸]

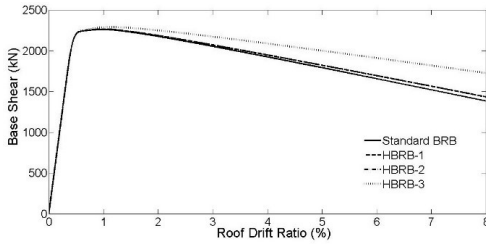
Table 4. Characteristics of considered earthquakes [28]

ردیف	نام زلزله	سال وقوع	ایستگاه ثبت رکورد	بزرگا (ریشتر)	d (km)	PGA (g)
۱	Chuetsu-Oki	۲۰۰۷	Kashiwazaki NPP_ Unit 1: ground surface	۶/۸	۱۱/۰	۰/۹۰۹
۲	El Mayor-Cucapah	۲۰۱۰	Riito	۷/۲	۱۳/۷۱	۰/۳۹
۳	El Mayor-Cucapah	۲۰۱۰	Cerro Prieto Geothermal	۷/۲	۱۱/۰	۰/۲۸۸
۴	El Mayor-Cucapah	۲۰۱۰	Michoacan De Ocampo	۷/۲	۱۶/۰	۰/۵۳۸
۵	Loma Prieta	۱۹۸۹	Gilroy Array #4	۶/۹۳	۱۴/۳۴	۰/۴۱۹
۶	Morgan Hill	۱۹۸۴	Gilroy Array #4	۶/۱۹	۱۱/۵۴	۰/۳۴۹
۷	Northwest China-03	۱۹۹۷	Jiashi	۶/۱	۱۷/۷۳	۰/۳



شکل ۵. طیف پاسخ شتاب رکوردها و متوسط آن‌ها

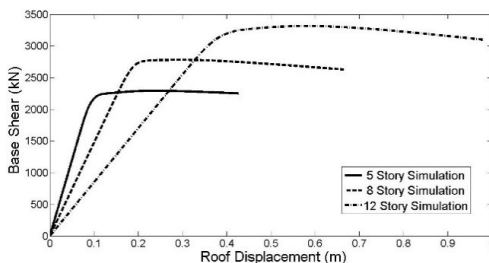
Fig. 5. The single-record and the average elastic response spectra of the selected ground motions



شکل ۷. منحنی ظرفیت در مدل‌های قاب ۵ طبقه متداول و مرکب

Fig. 7. Roof drift ratio-base shear curves for the 5-story BRBFs

شکل ۸ منحنی‌های ظرفیت مدل‌های پنج، هشت و دوازده طبقه قاب 3-HBRB را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد طبقات شیب ناحیه الاستیک در منحنی‌های ظرفیت کاهش می‌یابد. همان‌گونه که قبلاً اشاره شد بر اساس شکل ۲ و روابط (۴) و (۵)، شیب ناحیه الاستیک در منحنی ظرفیت بیشترین تأثیر را بر روی مقادیر R_s و R دارد. با توجه به نتایج منحنی ظرفیت، جدول ۵ مقادیر محاسباتی ضریب رفتار R را در کلیه قاب‌های مرکب 3-HBRB برای روش‌های طراحی حالت حدی نهایی و تنش مجاز ارائه می‌دهد. مطابق این جدول مشاهده می‌گردد که در قاب‌های فولادی مرکب، مقدار متوسط ضریب R_s برابر ۱/۵۵ و مقدار متوسط ضریب R برای روش‌های طراحی حالت حدی نهایی و تنش مجاز به ترتیب برابر ۱۰/۲ و ۱۴/۷ به دست می‌آیند. قابل ذکر است که برای قاب‌های مهاربندی کم‌انرژی در روش طراحی حالت حدی نهایی توصیه نموده است. از طرفی همان‌طور که قبلاً نیز بیان شد، مرجع [۲۰] مقدار ضریب R را برای قاب‌های فولادی مهاربندی کم‌انرژی تاب متداول به ترتیب برابر ۸/۳۵ و ۱۲ برای طراحی به روش حالت حدی نهایی و روش تنش مجاز گزارش کرده است. بنابراین، نتایج مقاله حاضر نشان می‌دهد که قاب مهاربندی کم‌انرژی تاب مرکب ضریب رفتار بزرگ‌تری در مقایسه با قاب مهاربندی کم‌انرژی تاب متداول دارد و در نتیجه از بهبود عملکرد قابل توجهی بر حسب ضریب رفتار و یا ظرفیت اتلاف انرژی برخوردار است. همچنین، بر اساس جدول ۵ مشاهده می‌گردد که با افزایش تعداد طبقات و یا ارتفاع کل سازه مقادیر R_s و R کاهش می‌یابند.



شکل ۸. منحنی ظرفیت در مدل‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه در قاب مرکب HBRB-3

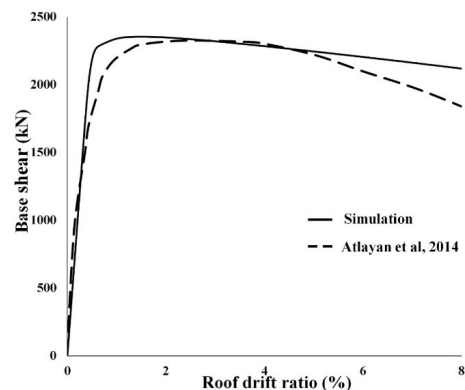
Fig. 8. Roof displacement-base shear curves for the 5, 8, and 12-story HBRB-3 frames

۶- نتایج و بحث

در این بخش با استفاده از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی و تحلیل دینامیکی افزایشی به ارزیابی و مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی مورد مطالعه پرداخته می‌شود.

۶-۱ نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی

برای هر یک از مدل‌های قاب فولادی معرفی شده در بخش ۳، تحلیل استاتیکی غیرخطی تا زمانی که تغییر مکان نقطه کنترل به ۱/۵ برابر تغییر مکان هدف برسد، انجام گردیده است. سپس منحنی ظرفیت برای هر سازه ترسیم شده و با رعایت ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۱۶]، با معادل کردن منحنی‌های ظرفیت به صورت نمودارهای دوطبقی، پارامترهای رفتاری سازه‌ها استخراج می‌گردند. شکل ۶ منحنی ظرفیت مدل قاب پنج طبقه 3-HBRB که در مطالعه حاضر محاسبه شده است را در مقایسه با نتایج مقاله مرجع [۱۴] نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که منحنی ظرفیت به دست آمده در این تحقیق تطابق قابل قبولی با نتایج مرجع دارد. شکل ۷ منحنی‌های ظرفیت مدل قاب پنج طبقه با مهاربند کم‌انرژی تاب متداول و سه نوع مهاربند کم‌انرژی تاب با هسته مرکب را نشان می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، پس از تسلیم، قاب‌های مرکب به علت داشتن مصالح فولادی 100LYP دارای سختی بیشتری نسبت به قاب مهاربندی کم‌انرژی تاب متداول می‌باشد. البته باید توجه داشت که سختی اولیه و نیز مقاومت در تمامی قاب‌ها یکسان است. در واقع، کرنش سخت‌شدگی بالای فولاد 100LYP مقاومت و سختی قاب را بعد از تسلیم افزایش می‌دهد. با توجه به شکل ۷، هر چه مقدار فولاد با نقطه تسلیم پایین در قاب‌های مهاربندی کم‌انرژی تاب مرکب بیشتر می‌شود، نرم‌شدگی سازه نیز در سطوح تغییر مکان بالاتری به تأخیر می‌افتد.



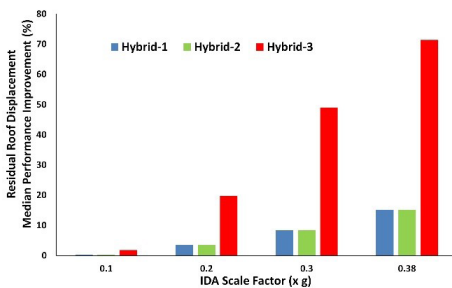
شکل ۶. مقایسه منحنی ظرفیت مدل قاب پنج طبقه مرکب 3-HBRB در مطالعه حاضر با نتایج مرجع [۱۴]

Fig. 6. Roof drift ratio-base shear curves for the 5-story HBRB-3 frame [14]

جدول ۵. ضریب رفتار قاب‌های مرکب HBRB-3

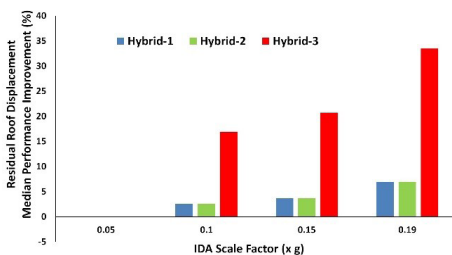
Table 5. Behavior factor of HBRB-3 Frames

تعداد طبقات	V_e (KN)	V_y (KN)	V_s (KN)	R_{s0}	R_s	R_{μ}	Y	R	R_w
۵	۱۴۴۴۱	۲۲۴۳	۱۴۳۲	۱/۵۷	۱/۸۱	۶/۴۴	۱/۴۴	۱۱/۶	۱۶/۷
۸	۱۷۸۶۳	۲۶۹۴	۲۰۸۴	۱/۲۹	۱/۴۹	۶/۶۳	۱/۴۴	۹/۹	۱۴/۳
۱۲	۲۱۲۲۷	۳۱۹۰	۲۷۰۸	۱/۱۸	۱/۳۶	۶/۶۵	۱/۴۴	۹/۱	۱۳/۱



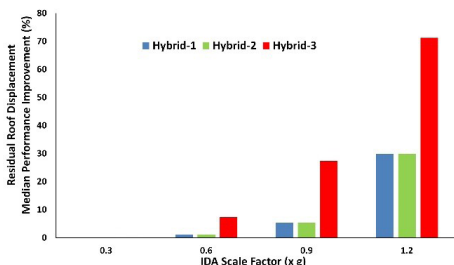
شکل ۹. بهبود عملکرد میانه تغییر مکان پسماند بام در قاب‌های مرکب ۵ طبقه

Fig. 9. HBRB median performance improvements of the 5-story frames for residual roof displacement



شکل ۱۰. بهبود عملکرد میانه تغییر مکان پسماند بام در قاب‌های مرکب ۸ طبقه

Fig. 10. HBRB median performance improvements of the 8-story frames for residual roof displacement



شکل ۱۱. بهبود عملکرد میانه تغییر مکان پسماند بام در قاب‌های مرکب ۱۲ طبقه

Fig. 11. HBRB median performance improvements of the 12-story frames for residual roof displacement

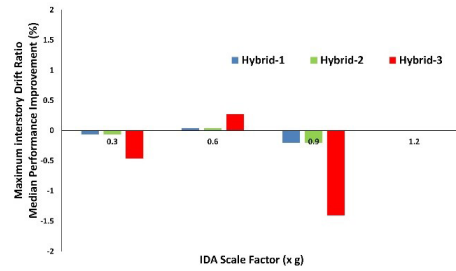
۶-۲- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

با توجه به نتایج حاصل از انجام تعداد زیادی تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بر روی کلیه مدل‌های مورد بررسی، اشکال ۹ تا ۱۱ بهبود عملکرد میانه تغییر مکان پسماند بام در قاب‌های مرکب را نشان می‌دهند. مطابق این اشکال، در تمام قاب‌های مرکب، مقادیر میانه تغییر مکان‌های پسماند بام کاهش می‌یابند، به طوری که بیشینه میزان کاهش مربوط به مدل‌های قاب ۵ و ۸ طبقه با مهاربند کمانش تاب مرکب HBRB-3 بوده و مقدار کاهش برابر ۷۱٪ می‌باشد. همچنین مطابق شکل ۱۱، بیشینه میزان کاهش تغییر مکان پسماند بام در قاب‌های مرکب ۱۲ طبقه برابر ۳۳٪ می‌باشد. لذا، این کاهش قابل ملاحظه در تغییر شکل‌های پسماند نشان‌دهنده برتری سیستم مهاربند کمانش تاب مرکب نسبت به مهاربند کمانش تاب متداول می‌باشد. اشکال ۱۲ تا ۱۴ بهبود عملکرد میانه بیشینه نسبت تغییر مکان نسبی جانبی درون طبقه در کلیه قاب‌های مرکب را نشان می‌دهند. مشاهده می‌شود که استفاده از مهاربند کمانش تاب با هسته مرکب به استثنای نمودارهای مربوط به مدل‌های دوازده طبقه تحت شدت‌های بالای لرزه‌ای، تأثیر چشم‌گیری در کاهش تغییر مکان نسبی جانبی درون طبقه نداشته است. مطابق اشکال مذکور، بیشترین میزان کاهش نسبت تغییر مکان نسبی جانبی درون طبقه مربوط به مدل‌های دوازده طبقه در حالت استفاده از مهاربندهای کمانش تاب مرکب HBRB-1 و HBRB-2 و مقدار آن برابر ۴۰٪ می‌باشد. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که گرچه استفاده از مهاربندهای کمانش تاب مرکب، تغییر مکان پسماند را به طور قابل توجهی کاهش می‌دهد، لیکن این سیستم در زمینه کاهش تغییر مکان نسبی جانبی، فقط برای ساختمان‌های با تعداد طبقات زیاد تحت اثر زلزله با شدت بالا، نقش مفید و مؤثری را ایفا کرده است. همچنین، در این زمینه لازم به ذکر است که مهاربندهای کمانش تاب مرکب HBRB-1 و HBRB-2 عملکرد مناسب‌تری نسبت به مهاربند HBRB-3 از خود نشان داده‌اند.

منحنی‌های IDA استفاده شده است. با استفاده از چن‌دک ۵۰٪ (میان‌ه آماری)، امکان مقایسه رفتار قاب‌های مختلف با آسانی بیشتری فراهم می‌شود [۳۰]. بر این اساس، در تحقیق حاضر منحنی‌های IDA میان‌ه برای تمام قاب‌های مورد مطالعه استخراج شده است.

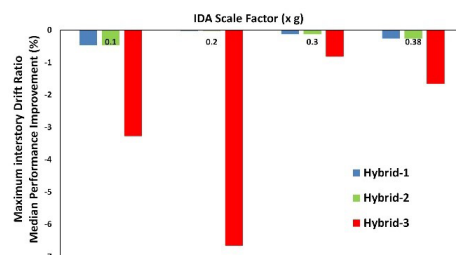
شکل ۱۵ (الف-ج) منحنی‌های IDA را برای بیشینه نسبت تغییر مکان جانبی نسبی درون طبقه قاب‌های مهاربندی شده کمانش تاب متداول و مرکب نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل ۱۵ مشاهده می‌شود، استفاده از مهاربندهای کمانش تاب مرکب تاثیر چندانی در کاهش مقادیر میان‌ه تغییر مکان نسبی جانبی درون طبقه قاب‌های پنج و هشت طبقه ندارد. ولی در قاب‌های دوازده طبقه تحت شدت‌های بالای لرزه‌ای نقش مثبتی را ایفا نموده و مقادیر میان‌ه تغییر مکان نسبی را کاهش می‌دهد. مطابق شکل، با افزایش ارتفاع مدل‌ها به ازای معیار شدت ثابت، مقادیر بیشینه نسبت تغییر مکان نسبی جانبی درون طبقه افزایش پیدا می‌کند. همچنین سختی الاستیک اولیه با افزایش ارتفاع سازه‌ها کاهش می‌یابد. شکل ۱۵-ج نشان می‌دهد که در قاب‌های دوازده طبقه تحت شدت‌های بالای لرزه‌ای، بهترین عملکرد میان‌ه در حالت استفاده از مهاربندهای کمانش تاب مرکب HBRB-1 و 2 به دست می‌آید که در مقایسه با قاب‌های متداول، مقادیر بیشینه تغییر مکان نسبی جانبی درون طبقه را ۴۰٪ کاهش می‌دهند.

شکل ۱۶ منحنی‌های IDA را برای جابه‌جایی پسماند بام در قاب‌های مهاربندی کمانش تاب متداول و مرکب نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که مهاربندهای کمانش تاب مرکب مقادیر میان‌ه تغییر مکان پسماند را در تمام مدل‌های مورد مطالعه به ازای همه شدت‌های لرزه‌ای کاهش می‌دهند. شایان ذکر است که این نتیجه هدف اصلی استفاده از مهاربندهای کمانش تاب مرکب را تأیید می‌کند. همچنین، بر اساس نتایج حاصل از شکل ۱۶ می‌توان بیان کرد که با افزایش ارتفاع مدل‌ها، مقادیر جابه‌جایی پسماند بام به ازای معیار شدت ثابت زلزله افزایش پیدا می‌کند. به بیان دیگر با افزایش ارتفاع در انواع مدل‌های قاب متداول و مرکب، پیدایش مفاصل پلاستیک در شدت‌های لرزه‌ای پایین‌تری رخ می‌دهد. به علاوه، سختی الاستیک اولیه با افزایش ارتفاع سازه‌ها کاهش می‌یابد. با توجه به شکل ۱۶، بهترین عملکرد در مدل‌های مورد بررسی متعلق به قاب HBRB-3 می‌باشد که نسبت به سایر قاب‌ها، جابه‌جایی پسماند بام در آن به ازای مقادیر شدت زلزله بیشتری حاصل می‌گردد. به علاوه، همان‌طور که قبلاً نیز بیان شد بیشترین میزان کاهش در جابه‌جایی پسماند بام در این قاب اتفاق می‌افتد. بنابراین، مهاربند HBRB-2 که در مقایسه با سایر انواع مهاربند بیشترین مقدار فولاد کم‌مقاومت 100LYP را دارد، دارای بهترین عملکرد لرزه‌ای می‌باشد.



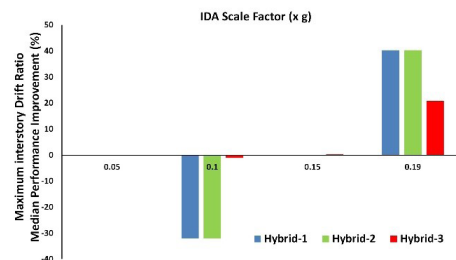
شکل ۱۲. بهبود عملکرد میان‌ه بیشینه نسبت تغییر مکان نسبی جانبی درون طبقه در قاب‌های مرکب ۵ طبقه

Fig. 12. HBRB median performance improvements of the 5-story frames for maximum drift ratio



شکل ۱۳. بهبود عملکرد میان‌ه بیشینه نسبت تغییر مکان نسبی جانبی درون طبقه در قاب‌های مرکب ۸ طبقه

Fig. 13. HBRB median performance improvements of the 8-story frames for maximum drift ratio

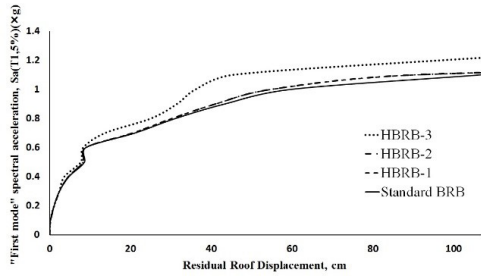


شکل ۱۴. بهبود عملکرد میان‌ه بیشینه نسبت تغییر مکان نسبی جانبی درون طبقه در قاب‌های مرکب ۱۲ طبقه

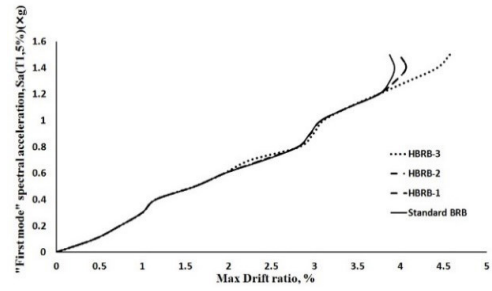
Fig. 14. HBRB median performance improvements of the 12-story frames for maximum drift ratio

۶-۳- نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی

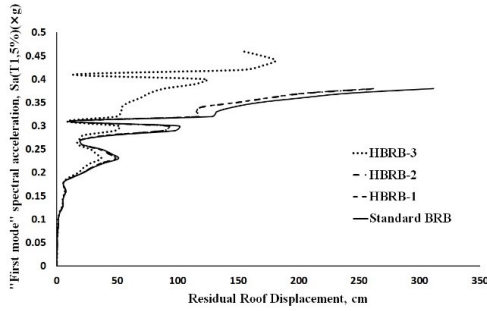
به منظور بررسی دقیق‌تر بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی کمانش تاب مرکب، در این بخش از نتایج تحلیل‌های دینامیکی افزایشی تحت اثر هر یک از رکوردهای جدول ۴ کمک گرفته می‌شود. در مطالعات مشابه عموماً سه چن‌دک آماری ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ برای هر خوشه از



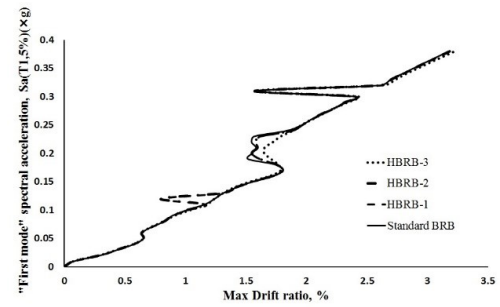
(الف)



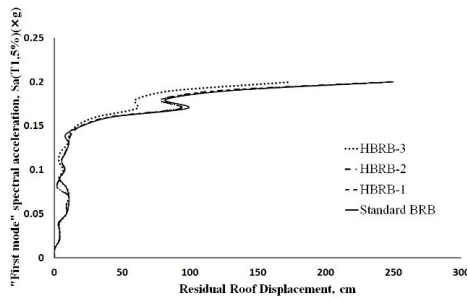
(الف)



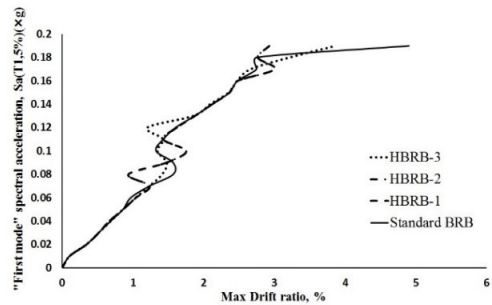
(ب)



(ب)



(ج)



(ج)

شکل ۱۶. منحنی‌های IDA برای جابه‌جایی پسماند بام در قاب‌های متداول و مرکب: (الف) قاب ۵ طبقه، (ب) قاب ۸ طبقه و (ج) قاب ۱۲ طبقه

Fig. 16. IDA curves of standard and hybrid BRBs for residual roof displacement: (a) 5-story frame, (b) 8-story frame and (c) 12-story frame

شکل ۱۵. منحنی‌های IDA برای بیشینه نسبت تغییر مکان جانبی نسبی درون طبقه در قاب‌های متداول و مرکب: (الف) قاب ۵ طبقه، (ب) قاب ۸ طبقه و (ج) قاب ۱۲ طبقه

Fig. 15. IDA curves of standard and hybrid BRBs for maximum drift ratio: (a) 5-story frame, (b) 8-story frame and (c) 12-story frame

به دلیل استفاده از فولاد کم مقاومت و فولاد با مقاومت بالا به جای فولاد کربن دار است.

– قاب مهاربندی کمانش تاب مرکب از ضریب رفتار و ظرفیت استهلاک انرژی بزرگ‌تری در مقایسه با قاب مهاربندی کمانش تاب متداول برخوردار است. مقدار متوسط ضریب رفتار به روش طراحی حالت حد نهایی در قاب‌های مرکب مورد مطالعه برابر ۱۰/۲ به دست آمده است که از مقدار ۸ توصیه شده توسط انجمن مهندسين سازه کالیفرنیا برای قاب‌های متداول بزرگ‌تر می‌باشد. ضمناً، با افزایش تعداد طبقات و یا ارتفاع کل سازه مقدار

۷- نتیجه‌گیری

نتایج ارائه شده در این نوشتار نشان‌دهنده عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تر قاب‌های ساده مهاربندی شده کمانش تاب با هسته مرکب نسبت به قاب‌های مهاربندی کمانش تاب متداول می‌باشد. در ادامه، به چند نتیجه شاخص در این زمینه اشاره می‌شود:

– قاب‌های فولادی مرکب، ضمن بهبود عملکرد سیستم، هزینه را خیلی نزدیک به هزینه سیستم‌های مهاربند کمانش تاب متداول نگاه می‌دارند و افزایش هزینه تنها به خاطر اندکی افزایش در مساحت کلی هسته مهاربند

- [7] R. Tremblay, M. Lacerte, C. Christopoulos, Seismic Response of Multistory Buildings with Self-Centering Energy Dissipative Steel Braces. , Journal of Structural Engineering 134(1) (2008) 108–120.
- [8] C.M. Uang, M. Bruneau, State-of-the-Art Review on Seismic Design of Steel Structures, Journal of Structural Engineering, 144 (2018), 03118002.
- [9] M. Nakashima, S. Iwai, M. Iwata, T. Takeuchi, S. Konomi, T. Akazawa, K. Saburi, Energy Dissipation Behaviour of Shear Panels Made of Low Yield Steel, Earthquake engineering & structural dynamics, 23(12) (1994) 1299-1313.
- [10] M. Sugisawa, H. Nakamura, Y. Ichikawa, M. Hokari, E. Saeki, R. Hirabayashi, M. Ueki, Development of Earthquake-Resistant, Vibration Control, and Base Isolation Technology For Building Structures, Nippon Steel Technical Report, 66 (1996) 37–46.
- [11] C.C. Chen, S.Y. Chen, J.J. Liaw, Application of Low Yield Strength Steel on Controlled Plastification Ductile Concentrically Braced Frames, Can J Civ Eng 28 (2011) 823–836.
- [12] J.A. Jarrett, J.P. Judd, F.A. Charney, Comparative evaluation of innovative and traditional seismic-resisting systems using the FEMA P-58 procedure, Journal of Constructional Steel Research, 105 (2015), 107-118.
- [13] O. Atlayan, Hybrid Steel Frames, Ph.D. Dissertation, Virginia Tech, Blacksburg, 2013.
- [14] O. Atlayan, F.A. Charney, Hybrid buckling-restrained braced frames, Journal of Constructional Steel Research, 96 (2014) 95-105.
- [15] OpenSees, Open System for Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 2016.
- [16] I.R.o.I. Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision, Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Code No. 360 (1st Revision), 2014 (in Persian).
- [17] SEAOC, Recommended Provision for Buckling-restrained Braced Frames, (2001).
- [18] BHRC., Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings: Standard No. 2800 (4th Revision), In persian, Building and Housing Research Center, Iran, 2014 (in Persian).
- [19] F. Mazzolani, V. Piluso, Theory and design of seismic resistant steel frames, CRC Press, 1996.

ضریب رفتار کاهش می‌یابد.

- در تمام مدل‌های قاب مهاربندی کماتش تاب مرکب، مقادیر میانه تغییر مکان‌های پسماند بام در همه شدت‌ها کاهش یافتند و بیشترین میزان کاهش (۷۱٪) مربوط به قاب‌های پنج و هشت طبقه HBRB-3 می‌باشد.

- اگرچه استفاده از مهاربندهای کماتش تاب با هسته مرکب تأثیر چندانی در کاهش مقادیر میانه تغییر مکان نسبی جانبی درون طبقه قاب‌های پنج و هشت طبقه ندارد، ولی قاب‌های مرکب دوازده طبقه تحت شدت‌های بالای لرزه‌ای مقادیر تغییر مکان نسبی را تا ۴۰٪ نسبت به سیستم مهاربند کماتش تاب متداول کاهش می‌دهند.

- منحنی‌های IDA نشان می‌دهند که با افزایش ارتفاع مدل‌ها به ازای معیار شدت زلزله ثابت، مقادیر بیشینه نسبت تغییر مکان نسبی جانبی درون طبقات و نیز جابه‌جایی پسماند بام افزایش پیدا می‌کنند. همچنین سختی الاستیک اولیه با افزایش ارتفاع سازه‌ها کاهش می‌یابد.

تشکر و قدردانی

نویسندگان بر خود لازم می‌دانند از نقطه‌نظرات ارزشمند و پیشنهادات سازنده داوران تشکر و قدردانی نمایند.

مراجع

- [1] W.A. López, R. Sabelli, Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames, Steel tips, (2004) 78.
- [2] S. Kiggins, C.-M. Uang, Reducing Residual Drift of Buckling-Restrained Braced Frames as a Dual System, Engineering Structures, 28(11) (2006) 1525-1532.
- [3] R. Sabelli, S. Mahin, C. Chang, Seismic Demands on Steel Braced Frame Buildings with Buckling-Restrained Braces, Engineering Structures, 25(5) (2003) 655-666.
- [4] G.M.D. Gobbo, M.S. Williams, A. Blakeborough, Seismic performance assessment of Eurocode 8-compliant concentric braced frame buildings using FEMA P-58, Engineering Structures, 155 (2018), 192-208.
- [5] C. Ariyaratana, L.A. Fahnestock, Evaluation of Buckling-Restrained Brace Frame Seismic Performance Considering Reserve Strength, Eng Struct 33 (2011) 77–89.
- [6] D.J. Miller, L.A. Fahnestock, M.R. Eatherton, Development and Experimental Validation of a Nickel–Titanium Shape Memory Alloy Self-Centering Buckling-Restrained Brace., Eng Struct 40 (2012) 288–298.

- [26] MHUD, Iranian national building code (part 10): steel structure design, 4th Revision, Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, Iran, 2013 (in Persian).
- [27] FEMA, Quantification of building seismic performance factors (FEMA P-695), Prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 2009.
- [28] PEER Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2015.
- [29] H. Tahghighi, Simulation of strong ground motion using the stochastic method: Application and validation for near-fault region, *Journal of Earthquake Engineering*, 16 (2012), 1230-1247.
- [30] A. Systani, B. Asgarian, A. Jalaeifar, Incremental Dynamic Analysis of Concentrically Braced Frames (Cbfs) Under Near Field Ground Motions, *Modares Civil Engineering Journal*, 16, (2016) 135-145 (in Persian).
- [31] D. Vamvatsikos, C.A. Cornell, Seismic Performance, Capacity and Reliability of Structures as Seen Through Incremental Dynamic Analysis, in: Report No.151 (Ed.), Department of Civil and environmental Engineering, Stanford University, 2005.
- [20] B. Asgarian, H. Shokrgozar, BRBF Response Modification Factor, *Journal of constructional steel research*, 65(2) (2009) 290-298.
- [21] C.M. Uang, Establishing R (or R_w) and Cd factors for building seismic provisions, *Journal of Structural Engineering*, 117(1) (1991) 19-28.
- [22] B. Schmidt, F. Bartlett, Review of resistance factor for steel: resistance distributions and resistance factor calibration, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 29(1) (2002) 109-118.
- [23] M. Bruneau, C.M. Uang, R. Sabelli, *Ductile Design of Steel Structures*, 2nd Ed., McGraw-Hill Professional, New York, 2011.
- [24] P.C. Lin, K.C. Tsai, K.J. Wang, Y.J. Yu, C.Y. Wei, A.C. Wu, C.Y. Tsai, C.H. Lin, J.C. Chen, A.H. Schellenberg, S.A. Mahin, C.W. Roeder, Seismic design and hybrid tests of a full-scale three-story buckling-restrained braced frame using welded end connections and thin profile, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41 (2012) 1001-1020.
- [25] MHUD, Iranian National Building Code for Structural Loadings (part 6), 3rd Revision, Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, Iran, 2013 (in Persian).

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

Please cite this article using:

M. Alborzi Verki, H. Tahghighi, Evaluation of seismic behavior of steel frames constrained with hybrid core buckling-restrained braces, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 51(4) (2019) 671-684.

DOI: 10.22060/ceej.2018.13837.5486



