

# بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های موجود با استفاده از سیستم ستون‌های پیوندیافته

Original Article

وحید جابری (دانشجوی کارشناسی ارشد)

اباذر اصغری\* (استادیار)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی ارومیه

در این تحقیق به ارزیابی عملکرد لرزه‌ی سیستم ستون‌های پیوندیافته به عنوان یک سیستم باربر جانبی ثانویه پرداخته شده است. ستون‌های پیوندیافته ایده‌ی جدیدی از یک سیستم باربر جانبی است که می‌تواند در بهسازی ساختمان‌های موجود مورد استفاده قرار گیرد و باعث افزایش ظرفیت باربری ساختمان در برابر بارهای ناشی از زلزله شود. در این تحقیق برای بهسازی ساختمان‌های موجودی که از ظرفیت باربری جانبی کافی برخوردار نیستند، از سیستم ستون‌های پیوندیافته استفاده شده است. سپس ظرفیت غیرارتجاعی، قابلیت حفظ پایداری و سازوکار خرابی مدل‌های بهسازی شده با استفاده از روش‌های غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل از این تحقیق نشان می‌دهد که سیستم ستون‌های پیوندیافته از قابلیت تأمین مقاومت جانبی لازم برای ساختمان‌های فاقد مقاومت جانبی کافی برخوردار است. این سیستم در یک طرح بهینه با قابلیت جذب و استهلاک انرژی بالا و اشغال فضایی کم، بدون نیاز به ایجاد تغییر یا مقاوم‌سازی در اعضای سازه‌ی، کمبود مقاومت جانبی ساختمان را جبران می‌کند.

**واژگان کلیدی:** سیستم ستون‌های پیوندیافته، بهسازی سریع و ساده ساختمان‌های موجود، سیستم‌های باربر جانبی، پیوندهای برشی.

## ۱. مقدمه

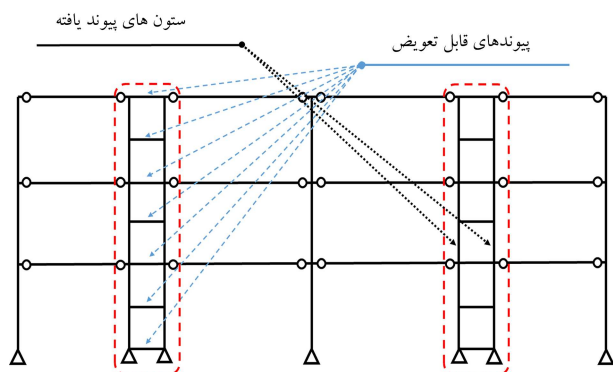
بنابراین بهترین روش برای افزایش ایمنی جانی ناشی از فروریزش ساختمان‌ها تحت اثر زلزله، بهسازی آنهاست. اما بهسازی ساختمان نیز اغلب با مشکلات و دشواری‌های خاصی مواجه است و حتی ممکن است از کیفیت و کارایی لازم برخوردار نباشد. در نتیجه بهسازی ساختمان‌ها نیز مورد استقبال عموم مردم قرار نگرفته است. در این تحقیق سعی بر آن است تا با استفاده از روشی جدید در بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های موجود، طرحی ارائه شود تا بهسازی ساختمان‌ها با سهولت و سادگی بیشتری انجام شود و در این راستا تعمیر یا تغییرات در اعضای سازه‌ی و غیر سازه‌ی با صرف هزینه و زمان کمتر ممکن شود. با استفاده از این روش بهسازی ساختمان‌ها حتی در زمان بهره‌برداری امکان‌پذیر است و بهسازی با سرعت بالا و اشغال فضایی کم انجام می‌شود. با این روش می‌توان علاوه بر رفع مشکلات و دشواری‌های بهسازی، انگیزه‌ی صاحبان مشاغل و ساکنین برای بهسازی ساختمان‌هایی که ظرفیت باربری جانبی کافی ندارند را افزایش داد؛ زیرا با استفاده از این روش بهسازی ساختمان‌ها، در یک حالت بهینه با کارایی بالا صورت می‌گیرد. روش ارائه شده در این تحقیق برای بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های موجود، استفاده از سیستم باربر جانبی ستون‌های پیوند یافته<sup>۱</sup> است. به طور کلی این سیستم متشکل از یک جفت ستون نزدیک به هم است که توسط تیرهایی کوتاه (پیوندها) به یکدیگر متصل شده‌اند. در ادامه ضمن تشریح تحقیقات مشابه صورت گرفته در این زمینه، به معرفی و ارزیابی این سیستم نیز پرداخته خواهد شد.

طراحی ساختمان براساس اصول و ضوابط آیین‌نامه‌ها باعث بهبود کیفیت و افزایش کارایی ساختمان‌ها شده است و قابلیت طراحی ایمن و اقتصادی ساختمان‌ها را فراهم کرده است. اما همچنان درصد بالایی از ساختمان‌ها در برخی شهرها، مقاومت لازم برای حفظ پایداری در زلزله‌ی شدید را ندارند و احتمال فروریزش آنها تحت اثر زلزله بسیار زیاد است. این موضوع در نهایت باعث افزایش تعداد تلفات جانی در زلزله‌های بزرگ می‌شود که آمار تلفات ناشی از آن در سراسر جهان، به ویژه در کشورهای در حال توسعه، نشانگر اهمیت این موضوع است. هر ساله تعداد زیادی از مردم به دلیل عدم امنیت برخی ساختمان‌ها جان خود را از دست می‌دهند، در حالی که طراحی ساختمان‌ها براساس آیین‌نامه‌ها حداقل ایمنی جانی را برای ساکنین فراهم می‌کند. همچنین در برخی جوامع به دلیل سهل‌انگاری در طراحی و اجرای ساختمان‌ها یا به دلیل عدم وجود سرمایه‌ی لازم، ساختمان‌های زیادی به شکل نامناسب احداث می‌شوند. در چنین شرایطی که امروزه در بسیاری از شهرها و جوامع حاکم است، اغلب بازسازی یا احداث ساختمان جدید به علت عدم وجود سرمایه‌ی کافی امکان‌پذیر نیست و به ناچار این ساختمان‌ها مورد بهره‌برداری قرار می‌گیرند.

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۰/۱۱/۱۳۹۷، اصلاحیه ۳۰/۳/۱۳۹۸، پذیرش ۱۲/۳/۱۳۹۸.

DOI:10.24200/J30.2019.52748.2504



شکل ۲. سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته (LCS). [۱۴]

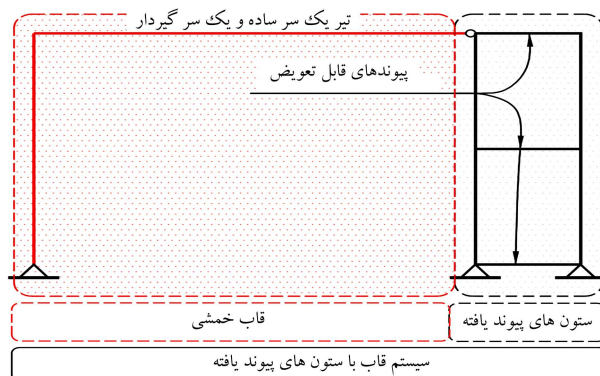
پیوند یافته (LCS) نشان داده است که این سیستم نیز توانایی ایجاد قابلیت تعمیر و بازسازی سریع ساختمان‌ها بعد از زلزله با جایگزین کردن چندین عضو را دارد و عملکرد آن به عنوان یک سیستم سازه‌ی فولادی مورد تأیید است. این سیستم علاوه بر مزایایی خاص خود، برای ساختمان‌های کوتاه‌تر از ۲۰ متر بسیار مناسب است. [۱۵]

با توجه به ظرفیت بالای سیستم ستون‌های پیوند یافته در باربری جانبی، در این تحقیق تلاش شده که از این سیستم در بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌هایی که از ظرفیت باربری جانبی کافی برخوردار نیستند، استفاده شود؛ زیرا به کارگیری این سیستم در بهسازی ساختمان‌های موجود از مزایای زیادی برخوردار است: قابلیت جذب انرژی بالا و اشغال فضای کم، قابلیت اجرای سریع بدون نیاز به تغییرات خاص در اعضای سازه‌ی و غیرسازه‌ی ساختمان، قابلیت اجرا در زمانی که ساختمان همواره در حال بهره‌برداری است (زیرا این سیستم فقط بخش کوچکی از ساختمان را اشغال خواهد کرد)، عملکرد لرزه‌ی ایده‌آل و قابل کنترل در شرایط و حالت‌های مختلف، قابلیت بهسازی ساختمان‌ها با ظرفیت‌های متفاوت، قابلیت به کارگیری در مکان‌های مختلف قاب به ویژه در نمای ساختمان‌ها، سادگی و سهولت در طراحی و اجرا و کارایی بالا در زمان زلزله از جمله این مزایاست.

## ۲. معرفی سیستم ستون‌های پیوند یافته

سیستم ستون‌های پیوند یافته (LC) ایده‌ی جدیدی از یک سیستم باربر جانبی است که توانایی بالایی در جذب و استهلاک انرژی دارد. به طور کلی ستون‌های پیوند یافته متشکل از یک جفت ستون نزدیک به هم است که توسط پیوندها به هم متصل شده‌اند. قابلیت جذب انرژی بالا در این سیستم برگرفته از رفتار برشی پیوندهای آن است. در این سیستم با اعمال بار جانبی، پیوندها تحت نیروی برشی شدیدی قرار گرفته و یکی پس از دیگری تشکیل مفصل خمیری می‌دهند و با خرابی خود نیروهای ناشی از زلزله را جذب و مستهلک می‌کنند. پیوندها در این سیستم به صورت تیرهایی کوتاه با اتصالات انتهایی صلب طراحی و اجرا می‌شوند. سیستم ستون‌های پیوند یافته به صورت دهانه‌های باربر جانبی با عرض کم (بین ۱/۵ تا ۲/۵ متر) طراحی می‌شود و مستقلاً توانایی مقاومت در برابر زلزله را دارد. شکل ۳ نشان‌دهنده‌ی یک دهانه‌ی باربر جانبی از سیستم ستون‌های پیوند یافته است.

از مهمترین عوامل تأثیرگذار بر رفتار لرزه‌ی ستون‌های پیوند یافته طول پیوندهای آن است. این سیستم حساسیت بالایی به مقدار طول پیوندها دارد. به طور کلی در این سیستم می‌توان از دهانه‌های باربر جانبی به طول ۱/۵ تا ۲/۵ متر استفاده کرد.

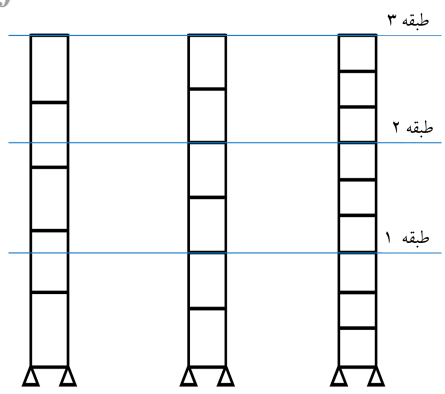


شکل ۱. سیستم قاب با ستون‌های پیوند یافته (LCF). [۸]

سیستم ستون‌های پیوند یافته ایده‌ی از یک سیستم باربر جانبی فولادی است که اولین بار در سال ۱۹۹۸ در طراحی پل جدید اوکلند<sup>۲</sup> واقع در خلیج سانفرانسیسکو ایالات متحده به کار گرفته شد. [۱] در طراحی برج اصلی این پل از ستون‌های به هم پیوسته (پیوند یافته)<sup>۳</sup> استفاده شده است. وظیفه‌ی پیوندها در این پل جذب نیروهای ناشی از زلزله و استهلاک آنهاست. این پیوندها قابلیت تعویض بلافاصله بعد از زلزله را دارند؛ در نتیجه بعد از زلزله تعویض یا تعمیر می‌شوند تا پل توانایی مقاومت در برابر زلزله‌ی دیگر را داشته باشد. [۲-۱] براساس این طرح، قابلیت تعمیر سریع سازه‌ها بعد از زلزله با تعویض چندین عضو با استفاده از ایده ستون‌های پیوند یافته محقق شد. در سال ۲۰۰۷ پیترو دوسکا<sup>۴</sup> و همکاران از ایده ستون‌های پیوند یافته در طراحی ساختمان‌ها استفاده کردند تا قابلیت تعمیر سریع ساختمان‌ها بعد از زلزله، با جایگزین کردن چندین عضو فراهم شود. بدین منظور آنها از دو سیستم ستون پیوند یافته و سیستم قاب خمشی در برابر بارهای جانبی استفاده کردند، طوری که این دو سیستم در یک همکاری مشترک در برابر بارهای جانبی مقاومت کنند. در نتیجه سیستمی جدید از یک قاب فولادی با عنوان قاب با ستون‌های پیوند یافته (LCF)<sup>۵</sup> ارائه کردند. [۲] در این خصوص در سال ۲۰۱۳ ملکوتیان و همکاران پارامترهای لرزه‌ی این سیستم اعم از ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب بزرگنمایی تغییر مکان را تعیین کردند. [۳-۵] در سال ۲۰۱۴ نیز لویز و همکاران یک مدل آزمایشگاهی از این سیستم در دانشگاه برکلی کالیفرنیا مورد آزمایش قرار دادند. [۶]

همچنین در سال ۲۰۱۶ شعیبی و همکاران موفق به ارائه‌ی روشی مناسب برای طراحی این سیستم شدند. [۷-۹] به طور کلی مطالعاتی که تاکنون در خصوص این سیستم صورت گرفته نشان می‌دهد که این سیستم قادر به تحقق اهداف طراحی خود است و عملکرد مناسبی در برابر زلزله دارد. [۱۰-۱۳] شکل ۱ نشان‌دهنده‌ی حالت شماتیک سیستم قاب با ستون‌های پیوند یافته است که از دو بخش سیستم ستون‌های پیوند یافته و سیستم قاب خمشی تشکیل شده است.

در سال ۲۰۱۸ محققین از ایده ستون‌های پیوند یافته به عنوان یک سیستم باربر جانبی مستقل و منفرد استفاده کردند و ستون‌های پیوند یافته را به عنوان سیستم باربر جانبی در یک قاب ساده طراحی کردند تا نوع جدیدی از سیستم LCF ارائه شود که در نهایت می‌تواند منجر به سهولت در اجرا، کاهش وزن اسکلت، بهبود عملکرد و رفع عیب‌های این سیستم شود. در نتیجه سیستم قاب ساده با ستون‌های پیوند یافته (LCS)<sup>۶</sup> به عنوان ایده‌ی جدید از یک قاب فولادی برگرفته از سیستم LCF معرفی شد. [۱۴-۱۵] هندسه‌ی کلی این سیستم در شکل ۲ نشان داده شده است. در این سیستم تنها ستون‌های پیوند یافته و پیوندهای اعضای باربر جانبی هستند. نتایج حاصل از تحقیقات انجام شده در خصوص سیستم قاب ساده با ستون‌های



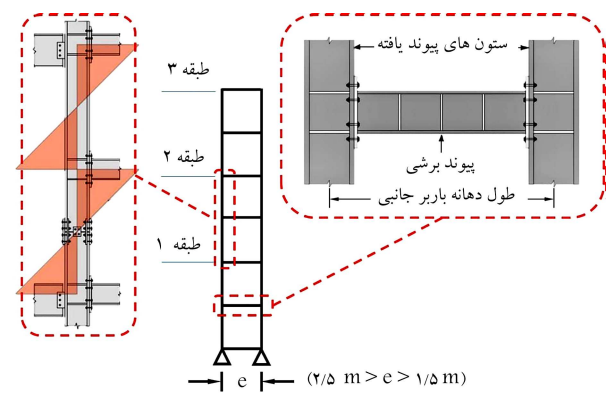
شکل ۵. تعداد مختلف پیوندها در طبقات سیستم ستون‌های پیوند یافته.

تعداد دهانه‌های باربر جانبی (دهانه‌های ستون‌های پیوند یافته) در این سیستم، همانند دهانه‌های مهاربندها در سیستم مهاربندی شده می‌تواند متفاوت باشد و با توجه به ظرفیت بالای ستون‌های پیوند یافته در باربری جانبی و این که این دهانه‌ها اغلب وزن قابل توجهی را به خود اختصاص می‌دهند، هرچه تعداد دهانه‌های باربر جانبی کمتر باشد علاوه بر اشغال فضای کمتر، طرح حالت بهینه‌تری خواهد داشت. تعداد پیوندها در طبقات این سیستم می‌تواند متفاوت باشد و این موضوع تغییر محسوسی در رفتار کلی سیستم ایجاد نمی‌کند. بلکه تنها باعث تغییر سطح مقطع پیوندها خواهد شد. شکل ۵ نشان‌دهنده‌ی تعداد مختلف پیوندها در طبقات سیستم ستون‌های پیوند یافته است.

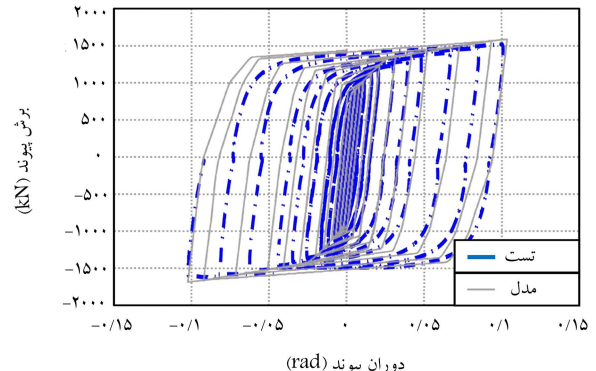
تحقیقات نشان داده که رفتار سیستم ستون‌های پیوند یافته بسیار نزدیک به رفتار سیستم قاب خمشی فولادی است. [۱۵، ۱۶] تلاش‌ها و نیروهای تشکیل شده در اعضای این سیستم نیز مشابه اعضای سیستم قاب خمشی است. بر این اساس بهتر است برای طراحی سیستم ستون‌های پیوند یافته، تا آن هنگام که با استفاده از مطالعات بیشتر الزامات لرزه‌یی خاص این سیستم نیز تعیین شود، تمام الزامات طراحی لرزه‌یی قاب خمشی رعایت شود. [۱۷] به سبب نزدیک بودن زمان تناوب این سیستم به سیستم قاب خمشی می‌توان برای محاسبه‌ی زمان تناوب تجربی آن، از رابطه‌ی ارائه شده برای قاب خمشی فولادی بهره برد  $(T = 0.08 H^{0.75})$ . [۱۵] تحقیقات پیرامون پارامترهای عملکرد لرزه‌یی این سیستم نیز نشان داده است که مقادیر پارامترهای لرزه‌یی ضریب رفتار ( $R_w$ )، ضریب اضافه مقاومت ( $\Omega_0$ ) و ضریب بزرگنمایی تغییر مکان ( $C_d$ ) این سیستم به ترتیب برابر ۳، ۵/۵ و ۰/۸ است. [۱۵، ۱۶]

### ۳. معرفی مدل‌های مورد مطالعه در این تحقیق

در این تحقیق مدل‌های ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه از دو قاب فولادی مهاربندی شده همگرای ویژه (CBF) و قاب خمشی ویژه (MRF) با ۴۰، ۶۰، ۸۰ و ۱۰۰ درصد مقاومت لازم طراحی شده‌اند. مدل‌سازی قاب‌ها به صورت دوطبقه با شرایط بارگذاری و هندسی کاملاً یکسان انجام شده است. این مدل‌ها دارای ۴ دهانه‌ی ۷ متری در هر بعد و ارتفاع طبقه‌یی برابر ۳/۴ متر هستند. تحلیل و طراحی مدل‌ها با استفاده از نرم‌افزار (SAP۲۰۰۰) براساس ضوابط AISC۳۶۰-۱۰ [۱۸] و ASCE۷-۱۰ [۱۹] صورت گرفته است. تحلیل مدل‌ها بر مبنای روش تحلیل دینامیکی طیفی و طراحی آن براساس روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) است. مقاطع مورد استفاده در مدل‌ها، مقاطع سری W (مقاطع آمریکایی) و مصالح آن از نوع ASTM A۹۹۲ است. فرضیات مربوط به لرزه‌خیزی محل احداث و نوع خاک بر مبنای منطقه‌یی



شکل ۳. سیستم ستون‌های پیوند یافته (LC).



شکل ۴. صحت‌سنجی منحنی رفتار هیستریزس پیوند برشی. [۱۶]

مؤثرترین پارامتر در انتخاب طول دهانه‌های باربر جانبی، ارتفاع ساختمان است. هرچه ارتفاع ساختمان افزایش یابد طول بهینه‌ی پیوندها نیز افزایش می‌یابد و در ساختمان‌های کوتاه‌تر پیوندهایی با طول کمتر عملکرد مناسب‌تری دارند. در هر صورت طول پیوندها در بازه ۱/۵ تا ۲/۵ متر متغیر است و دیگر مقادیر عملکرد کلی سیستم را تغییر می‌دهند و مناسب نخواهند بود.

تلاش‌ها و نیروهای ناشی از زلزله در پیوندها به صورت نیروی برشی و لنگر خمشی و در ستون‌های پیوند یافته به صورت نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی ظاهر می‌شوند. در این سیستم اغلب رفتار برشی پیوندها حائز اهمیت است؛ زیرا طی تحقیقات صورت گرفته در چند دهه‌ی اخیر در خصوص رفتار خمشی و برشی تیرهای کوتاه، مشخص شد که این اعضا در یک رفتار برشی توانایی بسیار بالایی در جذب و استهلاک انرژی دارند. با توجه به این که در این سیستم استفاده از تیرهای کوتاه (پیوندها) بخشی از ماهیت آن است، رفتار برشی این اعضا تأثیر به‌سزایی در بهبود عملکرد کلی سیستم دارد. شکل ۴ منحنی رفتار هیستریزس یک تیر پیوند و مقدار جذب و استهلاک انرژی آن در عملکردی برشی را نشان می‌دهد. این نتایج براساس یک مدل‌سازی عددی و نمونه‌یی آزمایشگاهی به دست آمده است؛ رفتار پیوندها در این سیستم براساس این نمونه‌ی آزمایشگاهی صحت‌سنجی شده است. این مدل آزمایشگاهی مربوط به تحقیقات دوسکا [۱۶] (۲۰۱۰) است که عملکرد انواع پیوندها در بین یک جفت ستون نزدیک به هم (ستون پیوند یافته) را بررسی کرده است. در این تحقیق مدل آزمایشگاهی (Shear Link - S۲) با استفاده از نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ با در نظر گرفتن شرایط هندسی و بارگذاری یکسان مدل‌سازی شده است. نتایج حاصله در شکل ۴ با نمونه‌ی آزمایشگاهی تطبیق داده شده است.

## Archive of SID

پیوند یافته با استفاده از یک تحلیل و طراحی خطی امکان پذیر باشد. به عنوان مثال در مدل ۶ طبقه سیستم قاب خمشی که با ۶۰ درصد مقاومت لازم طراحی شده است، مقدار نیروهای وارده بر اعضای قاب از مقاومت آنها بیشتر بوده و نسبت نیروهای وارده بر مقاومت این اعضا همواره بزرگتر از واحد است. همانطور که در شکل ۸ آورده شده است، بیشترین تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدلی که دارای ۶۰ درصد مقاومت لازم است، از مقدار مجاز خود بیشتر است؛ بنابراین نه در طراحی براساس نیروهای وارده و نه در طراحی براساس پیشینه‌ی تغییر مکان جانبی، مدل‌های ضعیف طراحی شده سیستم قاب خمشی در محدوده امن قرار ندارند؛ اما در این قاب بعد از اضافه کردن سیستم ستون‌های پیوند یافته و طراحی آن براساس یک تحلیل و طراحی خطی، هم مقدار نیرو در اعضا سیستم قاب خمشی در محدوده مجاز قرار می‌گیرد و هم مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات به مقدار مجاز خود کاهش می‌یابد (شکل ۸). در نتیجه بهسازی ساختمان‌های موجود که سیستم سازه‌ی آنها قاب خمشی است با استفاده از سیستم ستون‌های پیوند یافته براساس یک تحلیل و طراحی خطی نیز امکان پذیر است.

اما در رابطه با سیستم مهاربندی شده همگرا به سبب سختی بالای مهاربندها و تغییر مکان جانبی کمتر سیستم، مهاربندها با اعمال بار جانبی همانند یک سیستم اولیه عمل کرده و تمام بارهای جانبی را جذب می‌کنند، در نتیجه حتی با افزایش سختی اعضای سیستم ستون‌های پیوند یافته مقدار نسبت نیروهای وارده بر مقاومت مهاربندها کاهش نمی‌یابد و همواره مقدار آن در ناحیه بحرانی قرار دارد؛ بنابراین شرایط طراحی براساس نیروهای وارده ارضا نمی‌شود. از طرفی به علت تغییر مکان جانبی کمتر سیستم مهاربندی شده ممکن است حتی مدل‌های ضعیف طراحی شده دارای تغییر مکان جانبی نسبی طبقات بیشتر از حد مجاز نباشند (همانند شکل ۹)؛ در نتیجه بهسازی ساختمان‌هایی با سیستم مهاربندی شده همگرا به وسیله سیستم ستون‌های پیوند یافته باید با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی و براساس عملکرد متقابل دو سیستم انجام شود.

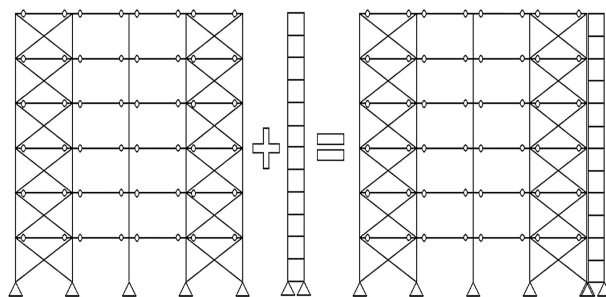
به منظور ارزیابی مقدار وزن فولادی که سیستم ستون‌های پیوند یافته در بهسازی ساختمان‌ها به خود اختصاص می‌دهند، در این قسمت وزن اسکلت مدل‌های بهسازی شده با مدل استاندارد خود (مدلی معادل که براساس آیین‌نامه و با ۱۰۰٪ مقاومت لازم طراحی شده) مقایسه شده است. براساس این مقادیر که در شکل ۱۰ ارائه شده، مدل‌های بهسازی شده سیستم قاب خمشی دارای وزن اسکلت یکسان با مدل معادل استاندارد خود هستند. در نتیجه مقدار فولاد لازم برای تأمین ظرفیت باربری جانبی کافی در بهسازی سیستم قاب خمشی، رابطه‌ی مستقیم با مقدار

با نسبت شتاب مبنای طرح با خطر نسبی بسیار زیاد روی خاک نوع D (خاکی با سرعت موج برشی بین ۱۸۰ تا ۳۶۰ متر بر ثانیه) است. ضریب اهمیت سازه نیز برابر واحد در نظر گرفته شده، بارگذاری ثقلی مدل‌ها متشکل از بارهای مرده و زنده است که به صورت یکنواخت بر تیرها اعمال شده‌اند؛ و مقدار آنها به ترتیب برابر ۲۷ و ۷ کیلونیوتن بر متر است. بارگذاری لرزه‌ی نیز با توجه به فرضیات بر مبنای اصول بارگذاری لرزه‌ی مطابق با ASCE-۱۰ تعیین شده است.<sup>[۲۰]</sup>

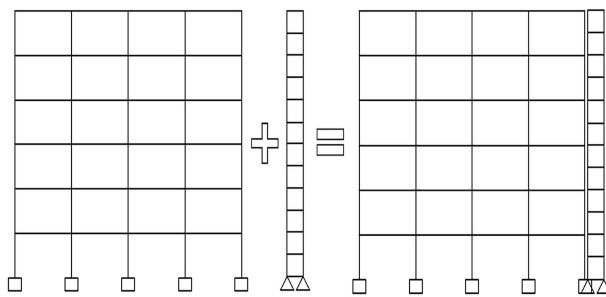
فرضیات در نظر گرفته شده در این تحقیق برای طراحی مدل‌ها بدین صورت است که ساختمان‌هایی با ۴۰، ۶۰ و ۸۰ درصد مقاومت لازم احداث شده‌اند و برای تأمین کمبود مقاومت این ساختمان‌ها نیاز به بهسازی آنهاست. روش بهسازی به صورتی است که نباید تغییر و مقاوم سازی در اعضای ساختمان موجود ایجاد شود و فقط امکان اضافه کردن یک سیستم باربر جانبی مجزا در یک بخش از نمای این ساختمان‌ها وجود دارد. در نتیجه سیستم ستون‌های پیوند یافته به عنوان سیستمی برای بهسازی این ساختمان‌ها به کار گرفته می‌شود تا بعد از طراحی این سیستم توانایی آن در بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های موجود مورد ارزیابی قرار گیرد.

تحلیل و طراحی اعضای سیستم ستون‌های پیوند یافته در بهسازی مدل‌های مورد مطالعه بر مبنای یک تحلیل غیرخطی و براساس عملکرد طراحی می‌شود. در نتیجه سیستم اضافه شده به مدل اولیه براساس عملکرد متقابل دو سیستم با استفاده از روش ارائه شده در FEMA ۳۵۶<sup>[۲۱]</sup> طراحی شده است. رفتار غیرخطی اعضا در این تحقیق به واسطه‌ی در نظر گرفتن تمرکز تغییر شکل‌های غیرکشیان در مفاصل خمیری صورت گرفته است و با توجه به نوع نیروها و تلاش‌های تشکیل شده در اعضا، انواع مختلف مفاصل خمیری لازم در نقاط بحرانی به اعضا اختصاص داده شده است. شکل ۶ و ۷ نشان‌دهنده‌ی قاب مهاربندی شده همگرا و قاب خمشی است که با استفاده از سیستم ستون‌های پیوند یافته بهسازی شده‌اند.

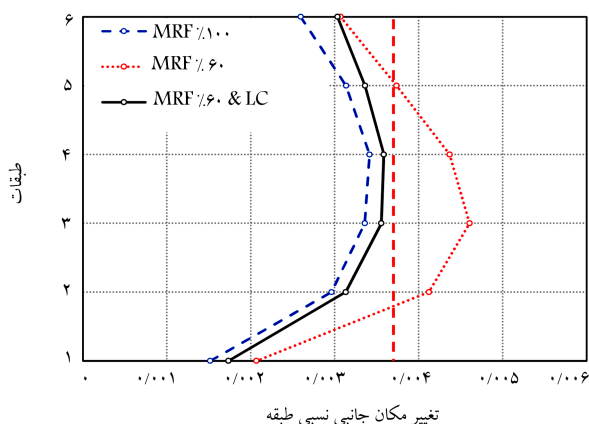
رفتار بسیار نزدیک سیستم ستون‌های پیوند یافته به سیستم قاب خمشی فولادی باعث شده که بهسازی مدل‌های سیستم قاب خمشی به وسیله سیستم ستون‌های



شکل ۶. بهسازی سیستم مهاربندی شده با استفاده از ستون‌های پیوند یافته.



شکل ۷. بهسازی سیستم قاب خمشی با استفاده از سیستم ستون‌های پیوند یافته.



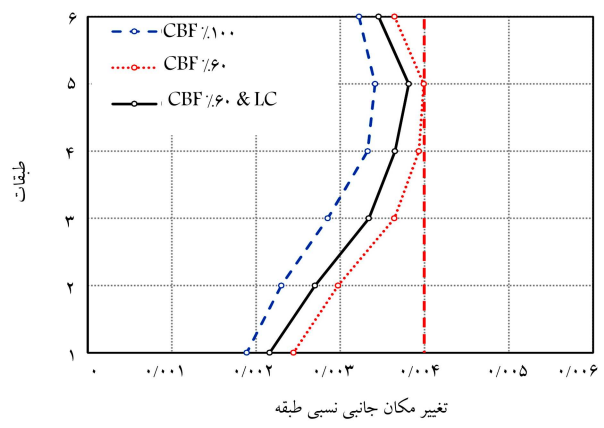
شکل ۸. تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل قاب خمشی ۶ طبقه.

#### ۴. بررسی ظرفیت غیرارتجاعی مدل‌های بهسازی شده با سیستم ستون‌های پیوندیافته

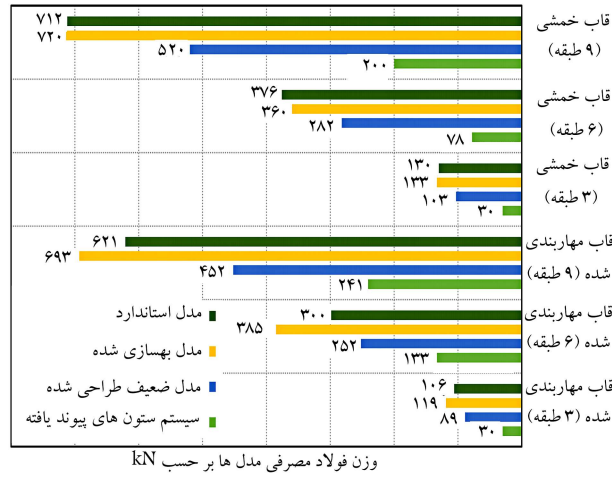
روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) یکی از بهترین و مناسب‌ترین روش‌ها برای بررسی ظرفیت مقاومت سازه‌ها در برابر بارهای جانبی ناشی از زلزله است. در این روش سازه تحت یک نیروی افزایشی قرار می‌گیرد. با شروع اعمال نیرو، مقدار نیرو و تغییر مکان جانبی سازه به صورت همزمان ثبت می‌شود. این نیروی جانبی افزایشی تا جایی ادامه پیدا می‌کند که سازه تحت اثر آن فرو ریزد یا به بیشترین تغییر مکان جانبی خود برسد. در این حالت رفتار خطی و غیرخطی سازه تحت اثر نیروی افزایشی در تغییر مکان‌های مختلف به صورت منحنی رسم می‌شود که این منحنی بیانگر ظرفیت مقاومت سازه در برابر بارهای جانبی است؛ و سطح زیر منحنی رسم شده نشان‌دهنده مقدار انرژی مستهلک شده توسط سازه است. در نتیجه هرچه سطح زیر منحنی بیشتر باشد سازه توانایی بیشتری در جذب و استهلاک انرژی خواهد داشت و توانایی بیشتری در حفظ پایداری در زمان زلزله دارد؛ بنابراین در این بخش به بررسی ظرفیت غیرارتجاعی مدل‌های مورد مطالعه بر مبنای منحنی ظرفیت آنها (منحنی پوش‌آور) پرداخته شده است. در این تحقیق مدل‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه از سیستم مهاربندی شده همگرای ویژه و سیستم قاب خمشی ویژه فولادی با ۴۰، ۶۰ و ۸۰ درصد مقاومت لازم طراحی شده و با استفاده از سیستم ستون‌های پیوندیافته تقویت شده‌اند تا کمبود مقاومت آنها تأمین شود. نتایج حاصل از این مدل‌سازی و ارزیابی آنها نشان می‌دهد که سیستم ستون‌های پیوندیافته به خوبی توانایی تأمین کمبود مقاومت جانبی مدل‌های فوق را دارد و با اختصاص مقاطع مختلف برای اعضای این سیستم (پیوندها و ستون‌های پیوندیافته) می‌توان کمبود مقاومت ساختمان اولیه را در سطوح مختلف کمبود مقاومت (۴۰، ۶۰ و ۸۰ درصد) تأمین کرد. با توجه به مشابه بودن نتایج حاصل از این بررسی برای حالت‌های مختلف و برای جلوگیری از تکرار بی‌مورد شکل‌ها، در این بخش تنها نتایج حاصل از مدل‌های ۶ طبقه که با ۶۰ درصد مقاومت لازم طراحی شده‌اند ارائه می‌شود. سایر مدل‌ها با تعداد طبقات مختلف (۳ و ۹ طبقه) و مقاومت‌های متفاوت (۴۰ و ۸۰ درصد) نیز نتایج مشابهی داشته‌اند.

شکل ۱۱ نشان‌دهنده منحنی پوش‌آور (منحنی ظرفیت سازه در برابر بارهای جانبی) مدل ۶ طبقه از سیستم قاب خمشی ویژه فولادی است که ابتدا به صورت استاندارد و صحیح با ۱۰۰ درصد مقاومت لازم طراحی شده است، و سپس با ۶۰ درصد مقاومت لازم طراحی و در نهایت با استفاده از سیستم ستون‌های پیوندیافته بهسازی شده است. ظرفیت این مدل در سه حالت مختلف با استفاده از منحنی ظرفیت آنها در شکل ۱۱ نشان داده شده است و قابل مقایسه‌اند. براساس این نتایج افزایش ظرفیت ساختمان‌های موجودی که از ظرفیت باربری جانبی کافی برخوردار نیستند با استفاده از سیستم ستون‌های پیوندیافته به خوبی امکان‌پذیر است.

سیستم ستون‌های پیوندیافته مستقل از این که در بهسازی چه سیستم سازه‌یی به کار گرفته شود، توانایی هماهنگ کردن خود با سیستم سازه‌یی اولیه‌ی ساختمان را در تغییر مکان‌های مختلف دارد؛ زیرا در زمان زلزله با شروع حرکت جانبی قاب این سیستم مانع حرکت آن شده و با مقاومت در برابر نیروهای جانبی در یک همکاری مشترک با سیستم اولیه‌ی ساختمان، انرژی را جذب و مستهلک می‌کند. شکل ۱۲ نشان‌دهنده منحنی پوش‌آور مدل ۶ طبقه از سیستم مهاربندی شده همگرای ویژه است که در سه حالت، طراحی به صورت صحیح و استاندارد با ۱۰۰ درصد مقاومت



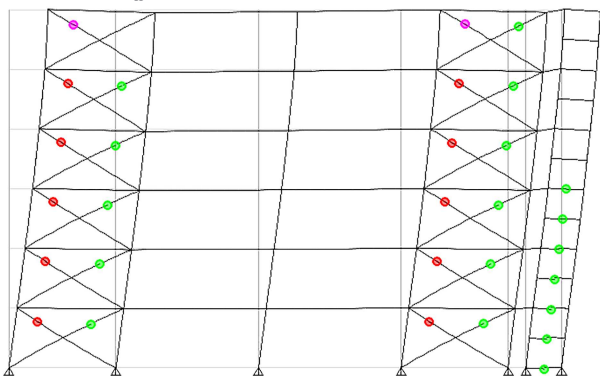
شکل ۹. تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل مهاربندی شده ۶ طبقه.



شکل ۱۰. مقایسه‌ی وزن اسکلت مدل‌های مورد مطالعه در حالت‌های مختلف برای قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه.

کمبود ظرفیت مدل اولیه دارد که در نهایت بعد از بهسازی با ستون‌های پیوندیافته می‌تواند منجر به وزن اسکلت یکسان شود.

در این مدل‌سازی سیستم ثانویه ستون‌های پیوندیافته که برای تأمین ۴۰ درصد کمبود مقاومت جانبی مدل‌های قاب خمشی استفاده شده است به صورت میانگین برابر ۲۴ درصد از وزن اسکلت مدل بهسازی شده را به خود اختصاص داده است. براساس این مقدار و با یکسان بودن وزن اسکلت مدل‌های بهسازی شده در مقایسه با مدل‌های استاندارد می‌توان گفت مقدار فولادی که سیستم ستون‌های پیوندیافته برای بهسازی سیستم قاب خمشی به خود اختصاص می‌دهد، بسیار مناسب است. در خصوص سیستم قاب مهاربندی شده همگرا نیز نتایج نشان می‌دهند که مدل‌های بهسازی شده به صورت میانگین ۱۸ درصد سنگین‌تر از مدل‌های معادل استاندارد خود هستند. همچنین در این سیستم بخش ستون‌های پیوند یافته به صورت میانگین ۳۱ درصد از وزن مدل‌های بهسازی شده را به خود اختصاص داده است. در این تحقیق مدل‌های سیستم قاب مهاربندی شده نسبت به مدل‌های سیستم قاب خمشی وزن کمتری دارند. از طرفی در بهسازی مدل‌های مهاربندی شده، بخش ثانویه‌ی ستون‌های پیوندیافته نسبت به مدل‌های قاب خمشی وزن نسبتاً بیشتری به خود اختصاص داده است. این موضوع در نهایت سبب شد که وزن مدل‌های بهسازی شده در هر دو سیستم با اختلاف اندکی یکسان باشد. در نتیجه همانند سیستم قاب خمشی در سیستم مهاربندی شده نیز مقدار فولاد مصرفی برای بهسازی مدل‌ها مناسب است.



شکل ۱۴. گسترش مفاصل خمیری در مدل بهسازی شده قاب مهاربندی شده.

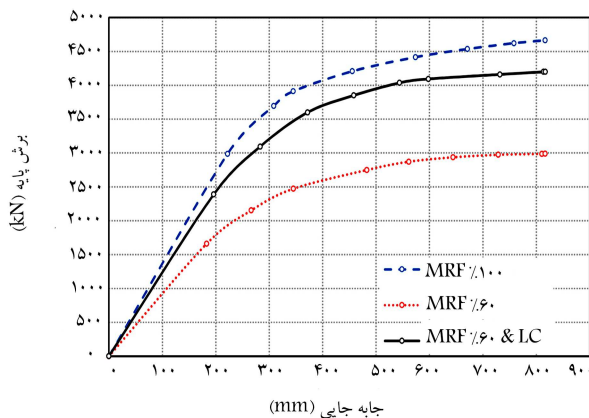
در خصوص سیستم مهاربندی شده همگرا باید طراحی سیستم ستون‌های پیوندیافته به عنوان سیستمی برای بهسازی، بر مبنای تحلیل‌های غیرخطی و براساس عملکرد متقابل دو سیستم صورت گیرد؛ زیرا در این حالت به سبب بیشتر بودن سختی سیستم مهاربندی شده همگرا، مقاومت مهاربندها به صورت یک ظرفیت اولیه و مقاومت ستون‌های پیوندیافته به صورت یک ظرفیت ثانویه عمل خواهد کرد. این موضوع باعث می‌شود رفتار دو سیستم (خطی و غیرخطی) در حالت‌های مختلف (کشسان و خمیری) اندکی متفاوت و متمایز باشد اما تعامل این دو سیستم با یکدیگر به خوبی صورت می‌گیرد و رفتار متفاوت این دو سیستم در زمان‌های مختلف مشکلی در بهسازی ساختمان‌هایی با سیستم مهاربندی همگرا ایجاد نمی‌کند. همانطور که در شکل ۱۴ نشان داده شده، این دو سیستم نیز عملکرد لرزه‌ی مشترک مناسبی دارند.

## ۵. بررسی رفتار لرزه‌ی مدل‌های بهسازی شده با سیستم

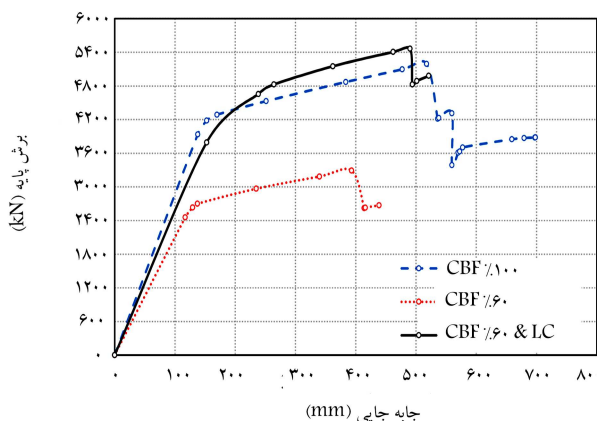
### ستون‌های پیوندیافته

طبیعی‌ترین روش تحلیل سازگار با رفتار فیزیکی سازه‌ها تحت زلزله، تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی است. در این بخش پاسخ غیرکشسان سیستم‌های بهسازی شده با ستون‌های پیوندیافته تحت رکورد‌های زلزله مورد بررسی قرار می‌گیرد. روند کلی انجام این تحقیق بدین صورت است که ابتدا شتاب‌نگاشت‌هایی متناسب با فرضیات در نظر گرفته شده، انتخاب می‌شود. سپس تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی بر مبنای ضوابط FEMA ۳۵۶ و ASCEY-۱۰ روی مدل‌ها صورت می‌گیرد. شرایط در نظر گرفته شده برای انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها در این تحقیق شامل زلزله‌هایی با بزرگای ۶ تا ۸ در مقیاس بزرگای گشتاوری ( $M_w$ ) است که در فاصله‌ی کمتر از ۱۰ کیلومتر تا کانون زلزله بر روی خاکی با سرعت موج برشی بین ۱۸۰ تا ۳۶۰ متر بر ثانیه (خاک نوع D) ثبت شده است. در انتخاب این شتاب‌نگاشت‌ها سازوکار خاصی برای گسل در نظر گرفته نشده است.

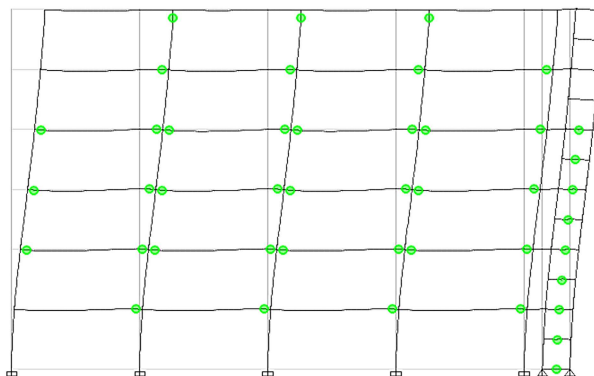
بر اساس ضوابط ASCEY-۱۰ در تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی باید اثر شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده متناسب با سطح خطر لرزه‌خیزی منطقه باشد. بدین منظور تمام شتاب‌نگاشت‌ها در ضریبی همپایه‌ساز به نام ضریب مقیاس ضرب می‌شوند تا زلزله اعمال شده به سازه متناسب با سطح خطر لرزه‌خیزی منطقه بر مبنای سطح ریسک قابل قبول، تنظیم شود. در این تحقیق ضریب مقیاس شتاب‌نگاشت‌ها بر اساس طیف پاسخ شتاب آنها تعیین شده است. به این منظور ابتدا طیف پاسخ شتاب هریک از شتاب‌نگاشت‌ها با میرایی ۵ درصد رسم شده، سپس میانگین طیف پاسخ شتاب، شتاب‌نگاشت‌ها با طیف استاندارد مقایسه می‌شود (شکل ۱۵).



شکل ۱۱. منحنی ظرفیت مدل ۶ طبقه قاب خمشی در سه حالت مختلف.



شکل ۱۲. منحنی ظرفیت مدل ۶ طبقه قاب مهاربندی شده در سه حالت مختلف.



شکل ۱۳. گسترش مفاصل خمیری در مدل بهسازی شده قاب خمشی.

لازم، طراحی با ۶۰ درصد مقاومت لازم و طراحی با ۶۰ درصد مقاومت لازم که با سیستم ستون‌های پیوندیافته بهسازی شده، نمایش داده شده است. همانطور که مقایسه‌ی منحنی ظرفیت مدل‌ها نشان می‌دهد، افزایش مقاومت ساختمان‌های موجود با استفاده از سیستم ستون‌های پیوندیافته به خوبی امکان‌پذیر است. نکته‌ی که در تعامل سیستم ستون‌های پیوندیافته با سایر سیستم‌های سازه‌ی وجود دارد، این است که سیستم ستون‌های پیوندیافته وابسته به میزان تغییر مکان جانبی سیستم اولیه عمل می‌کند. شکل ۱۳ نشانگر تشکیل مفاصل خمیری در سیستم قاب خمشی بهسازی شده با ستون‌های پیوندیافته است. عملکرد خمشی تیرها همراه با عملکرد برشی پیوندها در این تصویر قابل مشاهده است.



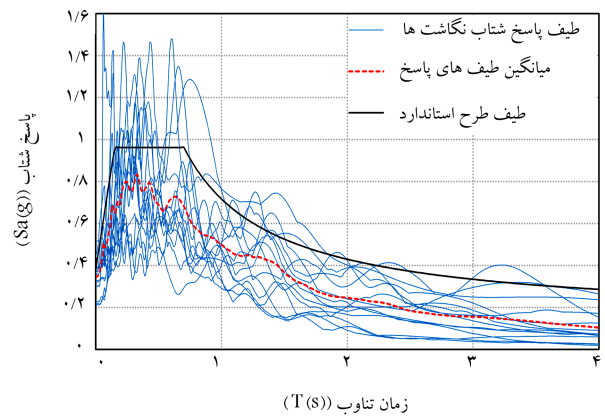
با توجه به این که در این تحقیق هر یک از مدل‌های مورد مطالعه دارای زمان تناوب خاص خود است و این که طیف میانگین باید در  $0.7T$  تا  $1.5T$  برابر زمان تناوب آنها، بالاتر از طیف طرح استاندارد باشد. در نتیجه ضریب مقیاس هر یک از مدل‌ها متفاوت خواهد بود؛ زیرا این بازه مدنظر ( $0.7T - 1.5T$ ) با زمان تناوب سازه تغییر می‌کند. در این تحقیق ضریب مقیاس مدل‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه سیستم قاب خمشی بهسازی شده به ترتیب برابر با  $1.74$ ،  $1.76$  و  $2$  است و ضریب مقیاس مدل‌های سیستم مهاربندی شده همگرا به ترتیب  $1.735$ ،  $1.55$  و  $1.78$  است. مشخصات ۱۴ شتاب‌نگاشت به کار گرفته شده در این تحقیق در جدول ۱ آورده شده است.

نتایج حاصل از عملکرد لرزه‌ی مدل‌های بهسازی شده با استفاده از سیستم ستون‌های پیوند یافته تحت ۱۴ رکورد زلزله مقیاس شده به زلزله طرح به صورت نمودارهایی از بیشینه‌ی تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در شکل ۱۷ ارائه شده است. براساس این نتایج تمام مدل‌ها پایداری خود را تحت رکوردهای فوق حفظ کرده‌اند و مقدار میانگین بیشینه‌ی تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در تمام مدل‌ها همواره کمتر از ۲٪ است. همچنین براساس بررسی‌های صورت گرفته از تلاش‌ها و نیروهای تشکیل شده در اعضا و بررسی روند رشد و گسترش مفاصل خمیری و خرابی‌های قاب، می‌توان نتیجه گرفت بهسازی ساختمان‌هایی که از ظرفیت جانبی کافی برخوردار نیستند با استفاده از سیستم ستون‌های پیوند یافته به خوبی امکان‌پذیر است و این سیستم در یک همکاری مشترک با سایر سیستم‌های سازه‌ی، توانایی جذب و مستهلک نمودن نیروهای ناشی از زلزله را دارد. بر این اساس ساختمان‌های بهسازی شده با این سیستم قابلیت حفظ پایداری و جلوگیری از فروپاشی در زلزله‌های شدید (زلزله طرح) را خواهند داشت.

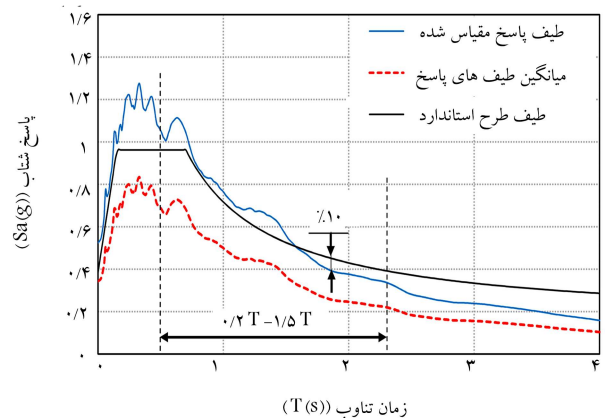
## ۶. بررسی سازوکار خرابی مدل‌های بهسازی شده

در این بخش روند تشکیل و گسترش مفاصل خمیری (سازوکار خرابی) مدل‌های مورد مطالعه بررسی شده و سازوکار خرابی دو سیستم مهاربندی شده همگرا و سیستم قاب خمشی فولادی بهسازی شده با سیستم ستون‌های پیوند یافته براساس روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج حاصل از این بررسی نشان می‌دهد در سیستم‌های قاب خمشی که با سیستم ستون‌های پیوند یافته بهسازی شده‌اند با شروع اعمال بار جانبی مفاصل خمیری به صورت همزمان در تیرها (قاب خمشی) و پیوندها (ستون‌های پیوند یافته) تشکیل شده و گسترش می‌یابند. نوع مفاصل خمیری در تیرها خمشی و در پیوندها برشی است. شکل ۱۸ گسترش مفاصل خمیری در سیستم قاب خمشی بهسازی شده را نشان می‌دهد. در مدل‌هایی که تحت اثر زلزله‌هایی بزرگتر از زلزله طرح (زلزله بسیار شدید) قرار گرفته‌اند بعد از تشکیل مفاصل خمیری در تیرها و پیوندها، ستون‌ها نیز شروع به تشکیل مفاصل خمیری می‌دهند؛ اما تمام مدل‌ها پایداری خود را در برابر ۱۴ رکورد زلزله که به صورت میانگین با زلزله طرح مقیاس شده است، حفظ کرده‌اند.

در مدل‌های سیستم مهاربندی شده همگرا که با استفاده از ستون‌های پیوند یافته بهسازی شده‌اند، روند تشکیل و گسترش مفاصل خمیری بدین صورت است که ابتدا مفاصل خمیری در اکثر مهاربندها تشکیل شده، سپس با ادامه نیرو، مفاصل خمیری در پیوندهای طبقات تحتانی به وجود آمده و این مفاصل در پیوندهای طبقات بالاتر گسترش می‌یابند (شکل ۱۹). با توجه به قابلیت جذب و استهلاک انرژی بالای سیستم ستون‌های پیوند یافته مدل‌ها سیستم مهاربندی شده نیز پایداری خود را تحت



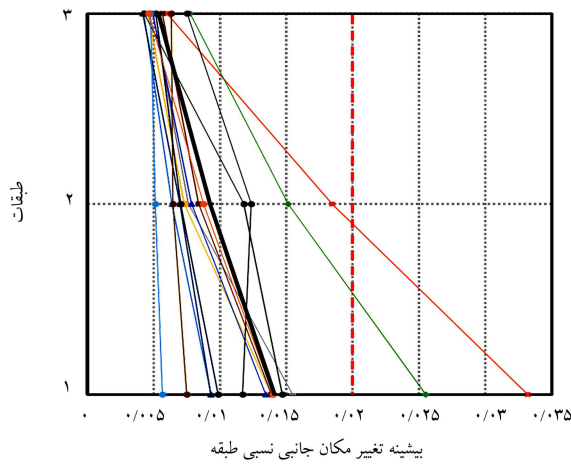
شکل ۱۵. طیف پاسخ شتاب، شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در این تحقیق.



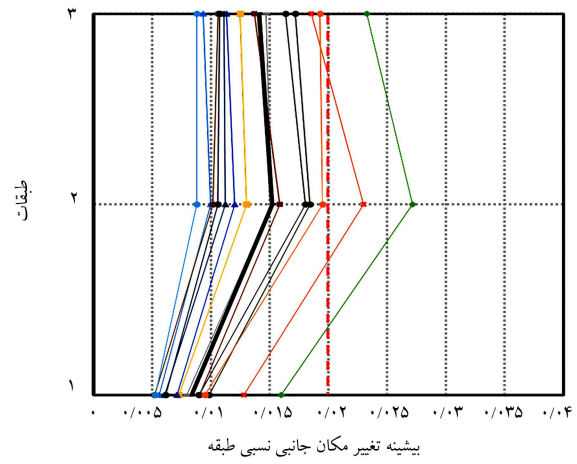
شکل ۱۶. نحوه‌ی مقایسه‌ی طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌ها با طیف طرح.

به منظور همپایه نمودن این دو طیف با یکدیگر، میانگین طیف پاسخ شتاب در ضریبی ضرب می‌شود که این مقدار به عنوان ضریب مقیاس در نظر گرفته می‌شود. در این بخش ۱۴ رکورد زلزله متناسب با فرضیات در نظر گرفته شده، انتخاب شده است. در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی دوبعدی از بین مؤلفه‌های افقی یک رکورد زلزله، مؤلفه‌ی افقی که دارای بیشینه شتاب وارده<sup>۸</sup> بیشتری است، انتخاب می‌شود؛ بنابراین در مدل‌های دوبعدی نیازی به ترکیب طیف پاسخ دو مؤلفه‌ی افقی با روش جذر مجموع مربعات<sup>۹</sup> نیست و به موازات آن نیازی هم به افزایش ۳۰ درصدی طیف استاندارد نیست. در نتیجه بعد از رسم طیف پاسخ شتاب این شتاب‌نگاشت‌ها، میانگین طیف‌های پاسخ به صورت مستقیم با طیف استاندارد مقایسه می‌شود. در این تحقیق طیف استاندارد مد نظر طیفی بر مبنای زلزله‌ی با احتمال فراگذشت ۱۰ درصد در ۵۰ سال، با دوره بازگشت ۴۷۵ سال (زلزله طرح)، بر روی خاک نوع D است که با نام طیف طرح استاندارد معرفی شده است.

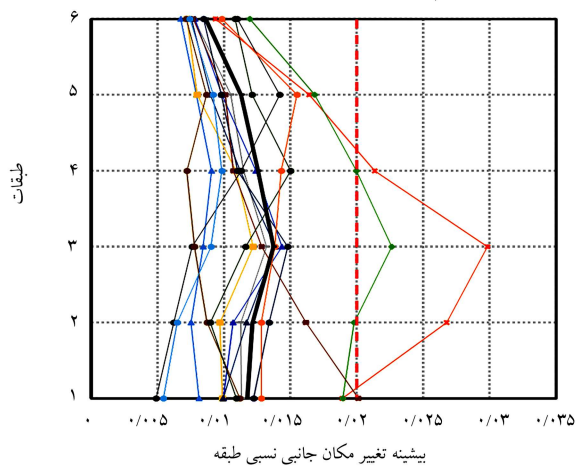
طیف میانگین حاصل از شتاب‌نگاشت‌ها باید به‌گونه‌ی با طیف طرح استاندارد مقیاس شود که همواره در فاصله‌ی  $0.7T$  تا  $1.5T$  حداکثر ۱۰٪ پایین‌تر از طیف طرح سازگار با سطح خطر انتخابی (طیف استاندارد) باشد و در صورتی که این مقدار بیشتر شود، طیف میانگین در ضریبی بزرگتر ضرب می‌شود تا در سطح بالاتری قرار گیرد. بعد از مقایسه‌ی میانگین طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌ها با طیف طرح استاندارد و محاسبه ضریب مقیاس، این ضریب در شتاب‌نگاشت‌ها ضرب می‌شود و به تراز پایه سازه اعمال می‌شود.<sup>[۲۲]</sup> شکل ۱۶ طیف میانگین پاسخ شتاب، ۱۴ شتاب‌نگاشت به کار گرفته شده در این تحقیق را نشان می‌دهد که با طیف طرح استاندارد مقیاس شده است.



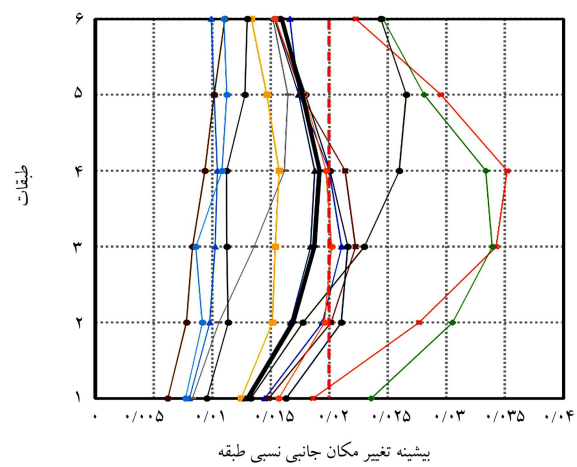
(ب) سیستم مهاربندی شده همگرا بهسازی شده (۳ طبقه)؛



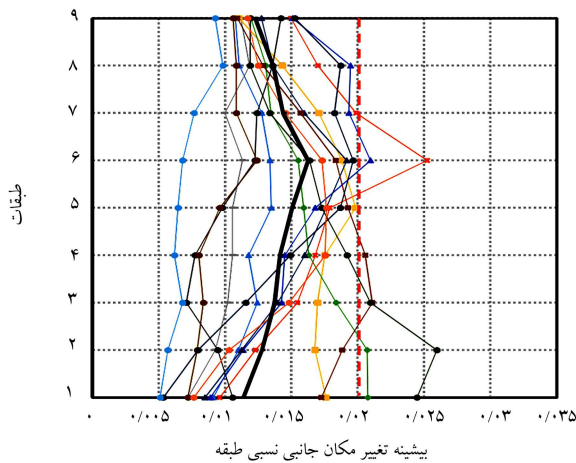
(الف) سیستم قاب خمشی بهسازی شده (۳ طبقه)؛



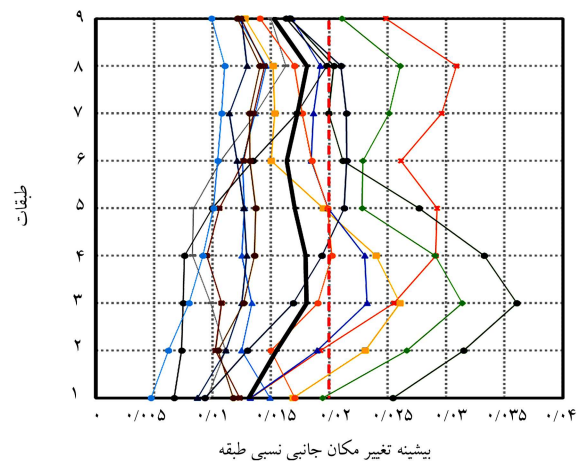
(ت) سیستم مهاربندی شده همگرا بهسازی شده (۶ طبقه)؛



(پ) سیستم قاب خمشی بهسازی شده (۶ طبقه)؛



(ج) سیستم مهاربندی شده همگرا بهسازی شده (۹ طبقه).



(ث) سیستم قاب خمشی بهسازی شده (۹ طبقه)؛

شکل ۱۷. حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل‌های بهسازی شده با استفاده از ستون‌های پیوند یافته.

و سیستم قاب خمشی فولادی را دارد و این دو سیستم در ترکیب با یکدیگر به شکل مناسبی در برابر بارهای جانبی ناشی از زلزله مقاومت می‌کنند. در نتیجه براساس نتایج ارائه شده حاصل از بررسی مدل‌ها با انواع روش‌های غیرخطی تحلیل سازه‌ها، سیستم ستون‌های پیوند یافته به عنوان گزینه‌ی بسیار مناسب برای بهسازی ساختمان‌های موجود فولادی که سیستم سازه‌ی آنها از نوع مهاربندی شده همگرا و قاب خمشی

اثر زلزله‌های مقیاس شده به زلزله طرح حفظ کرده‌اند. به طور کلی می‌توان گفت در این سیستم نیز ابتدا مهاربندها سپس پیوندها و در نهایت ستون‌ها تشکیل مفصل خمیری می‌دهند.

سازوکار خرابی مدل‌های مورد مطالعه نشان می‌دهد که سیستم باربر جانبی ستون‌های پیوند یافته به خوبی توانایی هماهنگ شدن با سیستم مهاربندی شده همگرا



جدول ۱. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده در این تحقیق.

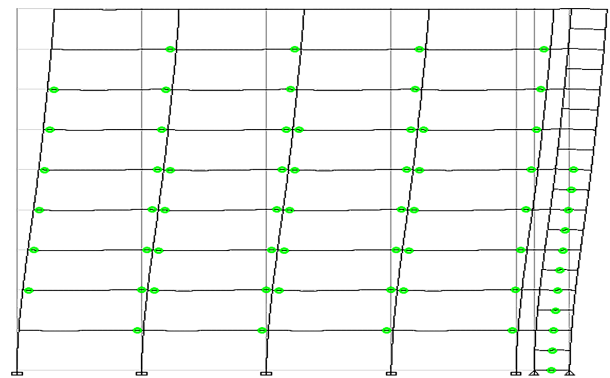
نام رکورد	ایستگاه ثبت رکورد	سال	بزرگای گشتاوری ( $M_w$ )	بیشینه‌ی شتاب (g)
چی چی	TCU۰۵۵Taiwan	۱۹۹۹	۷٫۶۲	۰٫۲۱۳۱
کرایست چرچ	Christchurch New Zealand	۲۰۱۱	۶٫۲۰	۰٫۳۶۳۷
چوتسوواوکی	Kawanishi Izumozaki Japan	۲۰۰۷	۶٫۸۰	۰٫۳۵۶۷
دارفیلد	LINC New Zealand	۲۰۱۰	۷٫۰۰	۰٫۳۸۷۶
دینار	Dinar Turkey	۱۹۹۵	۶٫۴۰	۰٫۳۲۷۶
دوزچی	Duzce Turkey	۱۹۹۹	۷٫۱۴	۰٫۵۱۵۱
ایمپریال ولی	EC County Center FF	۱۹۷۹	۶٫۵۳	۰٫۲۱۲۱
کوکالی (ازمیت)	Yarimca Turkey	۱۹۹۹	۷٫۵۱	۰٫۳۲۱۸
لوماپریتا	Capitola	۱۹۸۹	۶٫۹۳	۰٫۴۳۸۶
نیکاراگوا	Managua ESSO	۱۹۷۲	۶٫۲۴	۰٫۳۷۱۸
مونته‌نگرو	Ulcinj - Hotel Olimpi	۱۹۷۹	۷٫۱۰	۰٫۲۹۲۷
نورت ریج	Canoga Park Topanga Can	۱۹۹۴	۶٫۶۹	۰٫۳۹۱۸
پارکفیلد	Fault Zone ۱۵	۲۰۰۴	۶٫۰۰	۰٫۲۲۷۵
سوپ استیشن هیلز	Parachute Test Site	۱۹۸۷	۶٫۵۴	۰٫۳۸۴۳

است، معرفی می‌شود. بدیهی است که سایر سیستم‌های سازه‌ی موضوع مطالعه‌ی این تحقیق نبوده و برای اظهارنظر در رابطه با آنها باید مطالعات لازم صورت گیرد؛ اما با توجه به یکسان بودن ماهیت کلی رفتار سازه‌ها و ارزیابی‌هایی که تاکنون بر روی سیستم ستون‌های پیوندیافته صورت گرفته است، پیش‌بینی می‌شود که عملکرد سیستم ستون‌های پیوندیافته در تعامل با سایر سیستم‌های سازه‌ی (مهاربندی شده و اگر و سیستم‌های سازه‌ی بتنی) به منظور بهسازی لرزه‌ی آنها به خوبی امکان‌پذیر باشد. بنابراین پیشنهاد می‌شود ارزیابی‌های لازم در این خصوص نیز صورت گیرد.

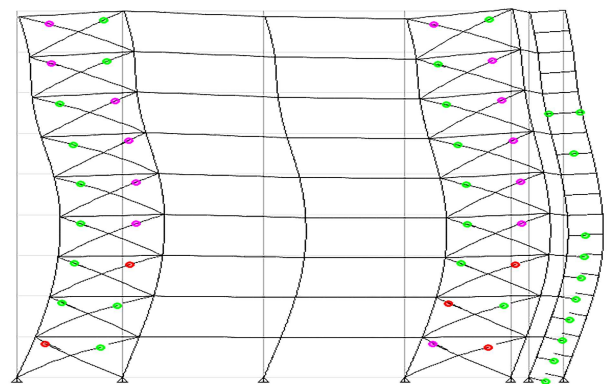
## ۷. نتیجه‌گیری

با توجه به این که درصد بالایی از ساختمان‌ها در برخی شهرهای درحال توسعه از مقاومت لازم برای حفظ پایداری در برابر زلزله‌های شدید برخوردار نیستند و این که بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌ها اغلب با مشکلات و دشواری‌های خاصی روبه‌رو است در این تحقیق سعی شد با ارائه روشی جدید در بهسازی ساختمان‌های موجود، طرحی ارائه شود تا بهسازی ساختمان‌ها با سهولت و سادگی بیشتر و کیفیت و کارایی بالا صورت گیرد. در نتیجه براساس ظرفیت بالای سیستم ستون‌های پیوندیافته در مقاومت در برابر بارهای جانبی ناشی از زلزله، در این تحقیق به بهسازی ساختمان‌های موجود با استفاده از این سیستم پرداخته شده است و عملکرد مدل‌هایی که برای سنجش این موضوع طراحی شده‌اند با استفاده از انواع روش‌های تحلیل سازه مورد ارزیابی قرار گرفته است.

نتایج حاصل از بررسی ظرفیت باربری جانبی مدل‌ها نشان داده که افزایش ظرفیت سیستم‌های مورد مطالعه با استفاده از سیستم ستون‌های پیوندیافته به خوبی



شکل ۱۸. سازوکار خرابی سیستم قاب خمشی بهسازی شده.



شکل ۱۹. سازوکار خرابی سیستم مهاربندی شده همگرا بهسازی شده.

## Archive of SID

داشت. روند گسترش مفاصل خمیری و سازوکار خرابی مدل‌ها نیز نشان می‌دهد که سیستم ستون‌های پیوندیافته دارای تعامل خوبی با سیستم‌های مورد مطالعه است و قابلیت ایجاد یک عملکرد لرزه‌ی مشترک مناسب را دارد. در نتیجه سیستم ستون‌های پیوندیافته به عنوان یک گزینه مناسب در بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌هایی که از ظرفیت باربری کافی برخوردار نیستند، معرفی می‌شود.

امکان‌پذیر است و این سیستم به عنوان یک بخش ثانویه که به سیستم اولیه‌ی ساختمان اضافه می‌شود، وزن مناسب و قابل قبولی از مقدار فولاد مصرفی در اسکلت سازه را به خود اختصاص می‌دهد. همچنین ارزیابی مدل‌های بهسازی شده تحت ۱۴ رکورد زلزله نشان داده است که این مدل‌ها عملکرد لرزه‌ی مناسبی تحت اثر زلزله دارند و بعد از بهسازی توانایی حفظ پایداری در مقابل زلزله طرح را خواهند

### پانوشتها

1. linked column
2. new Oakland bay bridge
3. linked
4. Peter Dusicka
5. linked column frame (LCF)
6. linked column with simple frame (LCS)
7. linked column (LC)
8. peak ground acceleration (PGA)
9. square root of sum of squares (SRSS)

### منابع (References)

1. Nader, M., Manzanarez, R. and Maroney, B. "Seismic design strategy of the new east bay bridge suspension span", *Paper Presented at the Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, NZ, (2000).
2. Nader, M., Lopez Jara, J. and Mibelli, C. "Seismic design strategy of the new san francisco oakland bay bridge self anchored suspension span", *Paper presented at the Third National Seismic Conference and Workshop on Bridges*, (2002).
3. Dusicka, P. and Iwai, R. "Development of linked column frame system for seismic lateral loads", *Structural Engineering Research Frontiers*, (2007).
4. Malakoutian, M., Berman, J., Dusicka, P. and et al. "Seismic design parameters for the linked column frame system", *Structures Congress*, 1713-1721, (2013).
5. Malakoutian, M., Berman, J. W., Dusicka, P. and et al. "Quantification of linked column frame seismic performance factors for use in seismic design", *Journal of Earthquake Engineering*, **20**(4), pp. 535-558, (2016).
6. Lopes, A., Dusicka, P., Berman J. "Linked column frame steel system performance validation using hybrid simulation", *In: 10th US National Conference on Earthquake Engineering*, Anc, Alaska, (2014).
7. Shoeibi, S., Kafi, M. A. and Gholhaki, M. "New performance based seismic design method for structures with structural fuse system", *Engineering Structures*, **132**, pp. 745-760, (2017).
8. Shoeibi, S., Kafi, M.A. and Gholhaki, M. "Performance based seismic design and parametric assessment of linked column frame", *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, **62**(3), pp. 555-569, (2018).
9. Shoeibi, S., Gholhaki, M. and Kafi, M. A. "Simplified force based seismic design procedure for linked column frame system", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **121**, pp. 87-101, (2019).
10. Malakoutian, M., Berman, J., Dusicka, P. "Seismic response evaluation of the linked column frame system", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **42**(6), pp. 795-814, (2013).
11. Fussell, A., Dusicka, P., Clifton, C. and et al. "Design of the linked column frame structural system New Zealand application", *Paper presented at the Steel Innovations Conference*, (2013).
12. Lopes, A., Dusicka, P., Berman, J. "Design of the linked column frame structural system", *Stessa 2012*, 311-317, (2012).
13. Lopes A., Dusicka, P. and Berman, J. "Linked column framing system analyses toward experimental validation", *Structures Congress*, 1598-1609, (2012).
14. Asghari, A., Jaber, V. "The evaluation of linked column with simple frame system idea as a new structural steel frame", *3rd International and 9th National Conference of Steel and Structure*, Tehran, Iran, (2018) (in Persian).
15. Jaber, V. "Evaluation of seismic response of linked column with simple frame system (LCS)". M.Sc. Dissertation, Urmia University of Technology, Urmia, Iran, (in Persian) (2019).
16. Dusicka, P., Lewis, G. "Investigation of replaceable sacrificial steel links", *Paper presented at the Proceedings of the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Canada, (2010).
17. Asghari, A. "Fundamentals steel structures design", Amirkabir University of Technology, 1st Edition, (in Persian) (2016).
18. AISC 360-10, C. "Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10)". American Institute of Steel Construction, Chicago Illinois, (2010).

19. ASCE7-10. "Minimum design loads for buildings and other structures". ASCE/SEI7-10. American Society of Civil Engineers, Reston VA, USA, (2010).
20. FEMA, P695. "Quantification of building seismic performance factors". Washington, D.C. Technical Report P695, Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, (2009).
21. FEMA. Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, (FEMA 356). Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA, (2000).
22. Asghari, A. "Dynamics of structures, basic and applications to earthquake engineering". Amirkabir University of Technology, Ed, 3<sup>rd</sup> (In Persian) (2014).

## پیوست

این مدل‌ها شامل قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه هستند که فاصله مرکز به مرکز دهانه ستون‌های پیوندیافته (دهانه باربر جانبی ثانویه) آنها برای سیستم قاب خمشی به ترتیب برابر ۱/۲۵، ۱/۵ و ۲ متر و برای قاب مهاربندی شده به ترتیب برابر ۱/۲۵، ۱/۵ و ۲ متر است. سایر شرایط هندسی و بارگذاری مدل‌ها و نحوه مدل‌سازی در بخش مدل‌های مورد مطالعه (بخش ۳) مشخص شده است.

لیست مقاطع اعضای سیستم ستون‌های پیوندیافته در مدل‌های بهسازی شده در این بخش لیست مقاطع اعضای سیستم ثانویه ستون‌های پیوندیافته در بهسازی مدل‌های سیستم قاب خمشی و سیستم قاب مهاربندی شده همگرا که مدل اولیه آنها دارای ۶۰ درصد مقاومت لازم است، به پیوست در جدول ۲ آورده شده است.

جدول ۲. لیست مقاطع سیستم ثانویه ستون‌های پیوندیافته در بهسازی مدل‌هایی که دارای ۶۰٪ مقاومت لازم بوده‌اند.

سیستم قاب مهاربندی شده همگرا				سیستم قاب خمشی					
سیستم ستون‌های پیوندیافته			طبقه	قاب	سیستم ستون‌های پیوندیافته			طبقه	قاب
پیوند میانه	پیوند طبقه	ستون			پیوند میانه	پیوند طبقه	ستون		
W18 × 35	W18 × 35	W14 × 48	3	طبقه 3	W18 × 35	W18 × 35	W14 × 48	3	طبقه 3
W18 × 46	W18 × 35	W14 × 82	2		W18 × 46	W18 × 35	W14 × 82	2	
W18 × 46	W18 × 46	W14 × 132	1		W18 × 46	W18 × 46	W14 × 132	1	
W18 × 35	W18 × 35	W14 × 48	6	طبقه 6	W18 × 35	W18 × 35	W14 × 48	6	طبقه 6
W18 × 35	W18 × 35	W14 × 68	5		W18 × 50	W18 × 35	W14 × 82	5	
W18 × 35	W18 × 35	W14 × 132	4		W18 × 60	W18 × 50	W14 × 132	4	
W18 × 106	W18 × 106	W14 × 159	3		W18 × 60	W18 × 60	W14 × 145	3	
W18 × 106	W18 × 106	W14 × 211	2		W18 × 60	W18 × 60	W14 × 211	2	
W18 × 106	W18 × 106	W14 × 283	1		W18 × 60	W18 × 60	W14 × 211	1	
W18 × 35	W18 × 35	W14 × 48	9	طبقه 9	W18 × 35	W18 × 35	W14 × 48	9	طبقه 9
W18 × 35	W18 × 35	W14 × 82	8		W18 × 35	W18 × 35	W14 × 82	8	
W18 × 35	W18 × 35	W14 × 132	7		W18 × 60	W18 × 50	W14 × 132	7	
W18 × 86	W18 × 35	W14 × 145	6		W18 × 86	W18 × 71	W14 × 145	6	
W18 × 106	W18 × 106	W14 × 176	5		W18 × 86	W18 × 86	W14 × 176	5	
W18 × 106	W18 × 106	W14 × 193	4		W18 × 86	W18 × 86	W14 × 193	4	
W18 × 106	W18 × 106	W14 × 233	3		W18 × 86	W18 × 86	W14 × 283	3	
W18 × 106	W18 × 106	W14 × 342	2		W18 × 86	W18 × 86	W14 × 342	2	
W18 × 106	W18 × 106	W14 × 370	1		W18 × 86	W18 × 86	W14 × 342	1	