

### چکیده

این مقاله یک سیستم جدید توسعه یافته نیرو-مقاوم لرزه‌ای را بررسی می‌کند. سیستم ستون فقراتی برای رسیدن به بهبود عملکرد لرزه‌ای، اعضای قاب مهاربندی شده هم‌مرکز متعارف را با یک خرپای قوی به شکل سیستم مختلط ترکیب می‌کند. خرپای قوی مانند یک ستون فقرات در برابر تمایل قاب‌های مهاربندی شده هم‌محور به تمرکز آسیب در یک یا چند طبقه در طول تحریک شدید لرزه‌ای مقاومت می‌کند. هدف از سیستم ستون فقراتی توزیع یکنواخت دررفت‌های طبقه در ارتفاع یک ساختمان است. بر این اساس، در این مقاله مبانی طراحی جهت رسیدن به هدف مورد نظر به همراه رابطه‌ی نوینی برای کنترل میزان شاخص یکنواختی دررفت طبقات برای این سیستم ارائه شده و رفتار دینامیکی غیرخطی سازه‌های ۳، ۶ و ۱۲ طبقه با سه نمونه سیستم نیرو-مقاوم لرزه‌ای دارای پیکربندی مختلف در محل تقاطع مهاربندها به تیر تحت هفت شتاب‌نگاشت دور و هفت شتاب‌نگاشت نزدیک گسل جهت رسیدن به صحت مبانی طراحی و همچنین مقایسه‌ی اثرات زلزله‌های دور و نزدیک گسل مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که مبانی طراحی پیشنهاد شده که متناسب با نسبت سختی مهاربندها می‌باشد، با ارائه‌ی شاخص درصد خطای توزیع یکنواختی مناسبی در سازه‌های ۳، ۶ و ۱۲ طبقه که به ترتیب کمتر از ۶/۸، ۴/۸ و ۸/۶ درصد رخ داده و همچنین با ایجاد اختلاف ۵/۰ درصد بین بیشترین و کمترین دررفت طبقات در اکثر سازه‌های مورد مطالعه، توانسته خرپای ستون فقراتی را در تحلیل غیرخطی به صورت الاستیک نگه دارد، تمرکز تغییر شکل را کاهش و از ایجاد طبقه‌ی نرم در سازه جلوگیری کند.

**واژگان کلیدی:** سیستم ستون فقراتی، زلزله‌ی حوزه نزدیک و دور، طبقه‌ی نرم، تغییر مکان نسبی طبقات، تمرکز تغییر شکل.

## مطالعه‌ی اثر زلزله‌های حوزه‌ی دور و نزدیک بر روی سیستم سازه‌ای مهاربند ستون فقراتی

### علیرضا تورانی

کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان

### مجید قلهکی (نویسنده مسئول)

دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان،  
mgholhaki@semnan.ac.ir

### رضا وهدانی

استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان

### ۱- مقدمه

پرهزینه و غیرقابل تعمیر باشند. همچنین مطلوب است که به منظور افزایش توانایی قاب‌های مهاربندی شده هم‌محور از تمرکز تغییر شکل‌ها و آسیب در تعدادی طبقات جلوگیری شود. اگر سیستمی قادر باشد رفتار طبقه‌ی نرم را کاهش دهد، می‌تواند حداکثر تقاضای تغییر شکل در مهاربندها و حداکثر تغییر مکان‌های پسماند را کاهش دهد.

لی و ماهین در سال ۲۰۱۴ [۲]، یک سیستم جدید توسعه یافته نیرو-مقاوم در برابر زلزله را بررسی کردند. این سیستم با ایده‌ی راهی برای کاهش تمرکز آسیب در قاب‌های مهاربندی شده فولادی مورد بررسی قرار گرفت. آنها مفهوم یک

قاب‌های مهاربندی شده هم‌محور فولادی معمولی، مستعد به شکل‌گیری مکانیسم طبقه‌ی نرم در طول مدت زلزله شدید است [۱]. این تمرکز تغییر شکل در یک یا چند طبقه باعث آسیب دیدن مهاربندها در این طبقات می‌شود که منجر به آسیب سازه‌ای و غیر سازه‌ای بیشتر در این طبقات و پارگی زودرس مهاربندها در مقایسه با سیستم‌های با توزیع یکنواخت‌تر آسیب‌ها در ارتفاع سازه می‌باشد. تمرکز خرابی می‌تواند اثرات  $P - \Delta$  را تشدید کند که به نوبه‌ی خود می‌تواند تغییر مکان‌های جانبی را در طبقه‌ی نرم افزایش دهد. طبقه‌های نرم نیز به راحتی منجر به تغییر مکان‌های پسماند قابل توجهی می‌شوند که می‌توانند

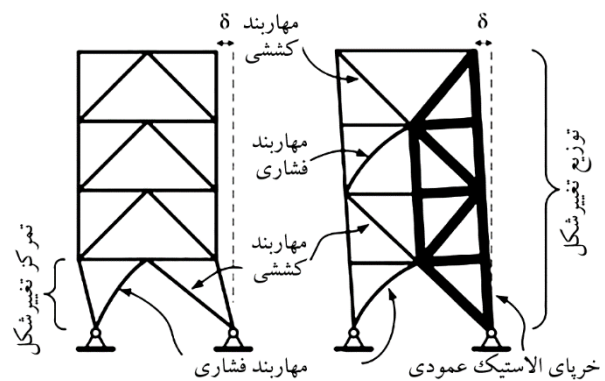
متعارف به ابعاد خیلی بزرگی برای جلوگیری از تسلیم نیاز دارد. تسلیم شدن ستون‌وار عمودی و اثرات مود بالاتر برای رسیدن به توزیع یکنواخت تغییر مکان نسبی طبقه مورد نظر دشوار است. محققان زیادی متوجه شده‌اند که سیستم قاب زیپر برای سازه‌های واقع در مناطق لرزه‌خیزی نزدیک گسل و سازه‌های بیش از چهار طبقه مناسب نیست [۳].

در طی سالیان گذشته، محققان برای رفتار سیستم‌های قاب مهاربندی‌شده، ایده‌ی مهاربند‌های کمانش‌ناپذیر را مورد بررسی قرار داده‌اند. این نوع مهاربند به‌طور قابل توجه رفتار هیستریزیس و ظرفیت اتلاف انرژی را در سطح اجزا بهبود می‌بخشد [۴]. اگرچه کل رفتار سیستم، از ظرفیت انعطاف‌پذیری بالای مهاربند بهره‌مند می‌شود، تمرکز تغییر شکل و تغییر شکل دائمی سیستم‌ها به‌طور کلی بهبود نیافته، حتی ممکن است بزرگ‌تر از قاب مهاربند هم‌محور شود.

برای چندین سال آیین‌نامه‌های ساختمان در آمریکا استفاده از سیستم‌های دو گانه را تشویق کردند که در آن یک سیستم با قابلیت انعطاف‌پذیری محدود با سیستم پشتیبان تهیه می‌شود. محققان در سال ۲۰۰۶ دریافتند که با استفاده از قاب خمشی و BRB، تقاضای انعطاف‌پذیری و حداکثر دررفت طبقه حدود ۱۰-۱۲ درصد کاهش می‌یابد. نتایج، کاهش قابل ملاحظه در تغییر مکان نسبی پسماند را نشان می‌دهد. با این حال هنگامی که دررفت‌های بزرگ میان دو طبقه اتفاق می‌افتد و قاب خمشی و BRB هر دو تسلیم شده باشند، انتظار می‌رفت که تمایلات تمرکز دررفت به‌طور قابل توجه کاهش یابد [۵].

یکی دیگر از استراتژی‌ها، المان‌های مهاربند خودمحور مهندسی شده می‌باشد [۶-۷]. این دستگاه‌ها حلقه‌های هیستریزیس پرچمی شکل را نشان می‌دهد که دارای قابلیت‌های اتلاف انرژی قابل توجه در مقایسه با مهاربند‌های کمانش‌ناپذیر با قابلیت‌های مشابه مقاومت و تغییر شکل، اما به‌صورت کاهش یافته دارند. این حلقه‌های هیستریزیس، ویژگی بازگشت مرکز قابل توجه در مهاربند‌ها ایجاد می‌کند که تغییر شکل‌های دائمی در کل سیستم را به حداقل می‌رساند. با این حال سیستم‌ها

سیستم ستون فقراتی مختلط که متشکل از قاب‌های زیپر و قاب‌های مهاربندی‌شده برون‌محور و یک سیستم خربای الاستیک است را بررسی کردند. سیستم ارائه شده تیر پیوند قائم قرار داده شده در طول ارتفاع دهانه دو طبقه ضربدری را معرفی می‌کند که در محل تقاطع مهاربند‌های قطری در طول دهانه‌ی تیرها متصل می‌شوند. همان‌طور که در شکل (۱) نشان داده شده است، بخش‌های تکمیل‌شده‌ی دهانه‌ی مهاربندی‌شده متناسب برای ارائه‌ی یک خربای عمودی مداوم هستند که اساساً برای الاستیک ماندن در طول سطح تحریک، جایی که احتمال رخ دادن مکانیسم‌های طبقه نرم زیاد است، طراحی شده است.



شکل (۱): مقایسه‌ی تغییر مکان‌های نسبی قاب مهاربندی‌شده هم‌محور [۲].

آنها در مجموع شش پیکربندی مختلف سیستم‌های نیرو مقاوم لرزه‌ای انتخاب کردند. مهاربند شورون و مهاربند دو طبقه ضربدری به‌عنوان نماینده‌ای از پیکربندی‌های رایج انتخاب شد. اساس مبدل هندسی مدل سوم شبیه به مدل دو طبقه ضربدری اما تقاطع مهاربند‌ها از یک‌دوم به یک‌سوم تیر تغییر پیدا کرد. سه مدل دیگر سیستم ستون فقراتی بوده که در نوع مهاربند‌های با طول بلندتر با یکدیگر تفاوت داشته‌اند. مدل چهارم مهاربند متعارف، مدل پنجم مهاربند کمانش‌ناپذیر و مدل ششم مهاربند کمانش‌ناپذیر با مقاومت تسلیم کم بوده است.

محققان، مطالعاتی را در رابطه با سیستم قاب زیپر برای بهبود عملکرد این سیستم و توصیه‌های طراحی آن انجام داده‌اند. در بیشتر این مطالعات، نشان داده شده که ستون‌وار عمودی در ترکیب قاب مهاربندی‌شده‌ی زیپر با مهاربند‌های کمانشی

ستون فقراتی و قاب با حل معادلات تعادل استاتیکی، رفتار برشی برای قاب در نظر گرفته‌اند. سیستم خرپای عمودی دارای عملکرد تحمیل تغییر شکل جانبی به قاب اصلی در هنگام باربری جانبی است. نتایج نشان داده که در حالت اتصال مفصلی تیر به ستون مشخصات واقعی از اقدامات متقابل به‌طور قابل توجهی متفاوت از نتایج تحلیلی به‌دست آمده از حالت قاب‌های برشی است. برای این مورد، یک اقدام متقابل دو طرفه در طبقه اول، بین قاب و ستون فقرات مبادله شده است [۱۱].

پژوهشگران دیگری در سال ۲۰۱۸، مطالعات آزمایشگاهی و عددی بر روی سیستم ستون فقراتی انجام داده‌اند. آزمایش چرخه‌ای بر روی نمونه‌ی دو طبقه تقریباً با مقیاس کامل انجام شده است که در آن خرپای ستون فقراتی به‌عنوان یک تکمیل‌کننده‌ی لرزه‌ای از قاب مهاربندی شده‌ی هم‌محور موجود معرفی شده است. طراحی مدرن از دو قسمت تشکیل شده است: یک خرپای غیر الاستیک با استفاده از مهاربند کمانش‌ناپذیر برای اتلاف انرژی و ورودی لرزه‌ای و یک خرپای عمودی الاستیک برای کنترل رفتار طبقه‌ی ضعیف طراحی شده است. نتایج آزمایش نشان داده است که سیستم ستون فقراتی می‌تواند یک روش موفق برای کاهش رفتار طبقه‌ی ضعیف باشد [۱۲].

در این مقاله برای بررسی رفتار لرزه‌ای سیستم سازه‌ای مهاربند ستون فقراتی، تحت زلزله‌های حوزه‌ی دور و نزدیک، در ابتدا مدل‌های سازه‌ای با تعداد طبقات و پیکربندی‌های مختلف انتخاب شده و بر اساس آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ [۱۳] و مبانی طراحی ارائه شده، با نرم‌افزار ETABS 9.7 طراحی شده‌اند و سپس هر یک از مدل‌ها به‌طور جداگانه در محیط نرم‌افزار المان محدود آباکوس مدل‌سازی شده و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی تحت هفت شتاب‌نگاشت حوزه‌ی نزدیک و هفت شتاب‌نگاشت حوزه‌ی دور بر روی آنها انجام شده است.

نوآوری این مطالعه به این صورت است که در نتایج تحقیقات گذشته‌ی محققان به‌خصوص پژوهش‌لی و ماهین [۲]، که مرجع اصلی این مطالعه نیز می‌باشد، ارائه‌ی یک مبانی طراحی جامع جهت الاستیک ماندن اعضای ستون فقرات در

هنوز هم آسیب‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای را در یک یا چند طبقه متمرکز می‌کنند.

محققان در سال ۲۰۱۰ مطالعاتی در اثربخشی تبدیل قاب مهاربندی هم‌محور به سازه‌ی سخت در مدت پاسخ لرزه‌ای انجام داده‌اند. در این موارد قاب مهاربندی شده اساساً الاستیک باقی می‌ماند و اتلاف انرژی توسط دستگاه‌های اتلاف انرژی نصب شده ایجاد می‌شود. این سیستم‌ها برای مؤثر بودن در کاهش رفتار طبقه نرم و رفتار باز مرکز معرفی شده است. روش‌های طراحی برای تناسب اعضا و برای انتخاب مقدار مناسب میرایی مکمل هنوز بخش‌های فعال تحقیقاتی هستند [۸].

محققان در سال ۲۰۱۴ مفهوم دیوار برشی فولادی با استفاده از دستگاه‌های اتلاف انرژی را توسعه دادند. این دستگاه‌ها دو سوم انرژی را برای به حداقل رساندن آسیب‌های سازه‌ای از بین می‌برند به‌طوری‌که اجزای دیوار الاستیک باقی می‌مانند و همچنین دستگاه‌ها برای کاهش تغییر شکل‌های پسماند خودمحوری ایجاد می‌کنند. این سیستم یکی از راه‌حل‌های طراحی کم آسیب می‌باشد [۹].

در سال ۲۰۱۵ محققان مطالعاتی را بر روی سیستم قاب صلب ستون فقراتی مهاربندی شده‌ی کمانش‌ناپذیر انجام داده‌اند. این سیستم شامل مهاربندهای کمانش‌ناپذیر به همراه قاب ستون فقراتی بال پهن صلب می‌باشد. این خرپای صلب نیروهای مهاربند را بین طبقات توزیع می‌کند. اساساً تغییر سینماتیک سیستم، ایجاد توزیع یکنواخت‌تر تغییر مکان‌های نسبی و از بین بردن امکان ایجاد مکانیسم طبقه‌ی ضعیف می‌باشد. این سیستم به‌طور ذاتی تعداد قاب‌های مورد نیاز را کاهش می‌دهد و عملکرد لرزه‌ای بهبود یافته و سازگاری بهتر معماری را با هزینه‌ی کمتر نسبت به سیستم‌های مهاربندی شده‌ی متعارف فراهم می‌کند [۱۰].

مطالعات دیگری در سال ۲۰۱۷، در رابطه با رفتار دو جانبه سیستم‌های قاب مقاوم خمشی با یک خرپای الاستیک عمودی، با توجه به تغییر شکل جانبی، مورد بررسی قرار گرفته است. محققان با توجه به اقدامات متقابل مبادله شده توسط خرپای

زلزله دریافت تمام طبقات کاملاً برابر و یکنواخت نخواهد بود، لیکن می‌توان با اتخاذ تدابیری سازه را به نحوی طراحی نمود که توزیع دریافت‌ها تقریباً در تمام طبقات یکنواخت گردد.

جهت یکنواخت شدن دریافت طبقات و جلوگیری از طبقه‌ی نرم، در طراحی این سیستم کنترل کمتر از  $0/5$  بودن نسبت تنش اجزا کافی نیست. علاوه بر این، بررسی‌های انجام شده توسط لی و ماهین [۲] نشان می‌دهد که استراتژی طراحی استفاده شده، برای اعضای قسمت بالایی سیستم‌های ستون فقراتی کافی نیست و محدوده‌ی تسلیم خرابی ستون فقرات در این ترازاها اتفاق می‌افتد.

لذا برای رسیدن به مبنای طراحی دقیق‌تر این سیستم، بررسی‌های لازم انجام شد تا رابطه‌ای بین مهاربندهای معمولی و اجزای ستون فقرات حاصل شود. با توجه به نسبت طول مهاربندها و ابعاد مقاطع آنها، در حالتی که نسبت تنش اجزا در ستون فقرات می‌بایست کمتر از  $0/5$  باشد، این نتیجه به دست آمد که محدودیت‌هایی را در نسبت سختی مهاربندهای معمولی و اجزای ستون فقرات در نظر گرفته شود. لذا در همین راستا، با در نظر گرفتن موضوع الاستیک ماندن اجزای ستون فقرات در زلزله، مهاربندهای معمولی برای نیروی زلزله‌ی به‌دست آمده از ضوابط آیین‌نامه، طراحی شده‌اند و نسبت سختی مهاربند ستون فقرات به مهاربند معمولی در هر طبقه بزرگ‌تر مساوی با  $2/5$  و مقطع عضو زیر ستون فقرات برابر با همان مقطع عضو مهاربند ستون فقرات به‌دست آمده‌ی آن طبقه در نظر گرفته شده است. در این سیستم تیرها برای بار ثقلی و ستون‌ها برای حداکثر نیروی قابل اعمال مهاربند، طراحی می‌شوند. نسبت سختی مهاربند الاستیک به مهاربند معمولی در جدول (۱) نشان داده شده است.

طی این بررسی‌ها که به روش آزمون و خطا انجام شد زلزله‌های مختلفی تحت تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی قرار گرفته و اعداد و ارقام مختلفی برای نسبت سختی مهاربندهای الاستیک به مهاربندهای متعارف در نظر گرفته شد و مورد ارزیابی قرار گرفت که در نهایت نسبت سختی  $2/5$  موجب توزیع یکنواخت‌تر دریافت در ارتفاع سازه شد و به‌عنوان مبنای طراحی مهاربندهای این سیستم قرار گرفت.

تحلیل غیرخطی و بهینه‌سازی این اعضا در دستور کار مطالعات آینده قرار گرفته و اشاره شده که تئوری پیشنهادی آنها برای طبقات بالایی سیستم ستون فقراتی کافی نیست. همچنین مبنای مطالعه‌ی پژوهشگران در سال ۲۰۱۸ [۱۲]، بر روی مهاربندهای کمانش‌ناپذیر بوده و روش طراحی خاصی در آن مطالعه نیز ارائه نشده است. لذا در این مقاله ابتدا مطالعاتی در رابطه با پیدا کردن مبانی جامع و مناسب جهت طراحی این سیستم برای الاستیک ماندن خرابی ستون فقرات در سه نوع پیکربندی مختلف و در نهایت ایجاد توزیع دریافت یکنواخت در سازه انجام شد که اصلی‌ترین قسمت نوآوری این مقاله می‌باشد. صحت این مبانی با نتیجه‌گیری از میانگین هفت زلزله‌ی حوزه‌ی دور و هفت زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی مشخص شد. طی مطالعات انجام شده فرمولی در قالب رابطه (۱) ارائه شد که شاخصی برای درصد خطای توزیع یکنواختی دریافت طبقات می‌باشد و همچنین مقایسه‌ی زلزله‌های حوزه‌ی دور و نزدیک در طبقات مختلف سازه به‌عنوان دیگر نوآوری این مطالعه ارائه شده است.

## ۲- مبانی طراحی سیستم ستون فقراتی

روش طراحی مهاربند ستون فقراتی، جهت یکنواخت شدن دریافت طبقات و کاهش رفتار طبقه‌ی نرم در سازه می‌باشد و روش طراحی ارائه شده لی و ماهین [۲] به این صورت است که اجزای ستون فقرات به‌صورت الاستیک بمانند و نسبت تنش در این اجزا کمتر از  $0/5$  باشد.

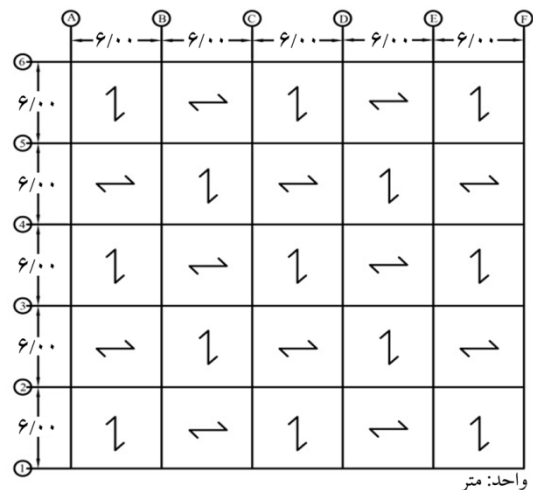
بر اساس طراحی‌های متداول، طراح به شکل سیستماتیک کنترلی بر روی نحوه‌ی توزیع دریافت طبقات نداشته و ممکن است جزئیات به‌دست آمده منجر به تمرکز دریافت (تقاضای تغییر مکانی) در یک یا چند طبقه‌ی خاص گردد. اگرچه آیین‌نامه‌های لرزه‌ای محدودیت‌هایی در مورد نسبت سختی و مقاومت طبقات اعمال نموده‌اند، لیکن چنین محدودیت‌هایی تضمینی بر عدم تمرکز دریافت در طبقات نیست. لازم به ذکر است که مفهوم یکنواخت بودن، مفهومی نسبی است و هرگز در یک سازه تحت

جدول (۱): نسبت سختی مهاربند الاستیک به مهاربند معمولی.

طبقه	SBS (الف)	SBS (ب)	SBS (پ)	SBS (ت)	SBS (ث)	SBS (ج)	SBS (چ)	SBS (ح)	SBS (خ)
	$3 - \frac{5L}{12}$	$3 - \frac{L}{3}$	$3 - \frac{L}{4}$	$6 - \frac{5L}{12}$	$6 - \frac{L}{3}$	$6 - \frac{L}{4}$	$12 - \frac{5L}{12}$	$12 - \frac{L}{3}$	$12 - \frac{L}{4}$
۱	۲/۶۶	۲/۶۵	۲/۷	۲/۶۹	۲/۸۲	۳/۴۸	۲/۸۹	۳/۹۶	۴/۴۶
۲	۲/۶۲	۲/۶۹	۲/۶۱	۲/۶۶	۲/۷۶	۲/۹۴	۲/۸	۳/۴۷	۳/۶۴
۳	۲/۵۸	۲/۵۴	۲/۶۱	۲/۶۶	۳/۰۹	۲/۹۴	۲/۸	۳/۴۷	۳/۶۴
۴				۲/۶۲	۲/۶۳	۲/۶۱	۲/۷۸	۳/۴۷	۳/۴۹
۵				۲/۶۲	۳/۵۳	۲/۹۷	۲/۷۸	۳/۴۷	۳/۴۹
۶				۲/۵۸	۲/۶۸	۲/۶۱	۲/۵	۲/۷۱	۳/۰۲
۷							۲/۵	۲/۷۱	۳/۰۲
۸							۲/۵۲	۲/۵۵	۲/۶۱
۹							۲/۵۲	۲/۸۶	۳/۱۵
۱۰							۲/۵۹	۲/۶۱	۲/۵۴
۱۱							۳/۰۶	۳/۰۱	۳/۴۶
۱۲							۲/۸۱	۲/۸۸	۲/۷۱

### ۳- مدل‌های سازه‌ای انتخاب شده

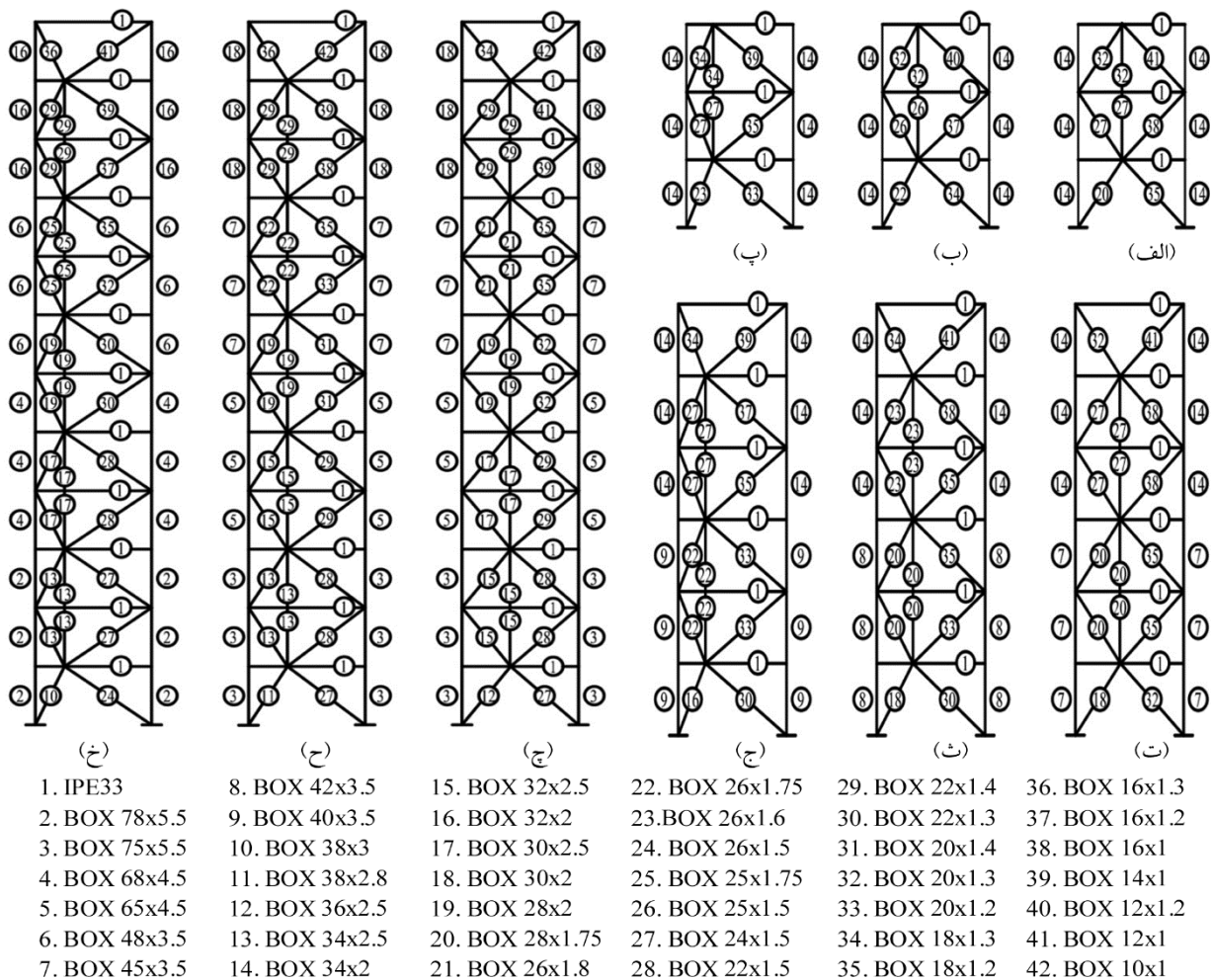
در این تحقیق، پلان مربع شکلی با دهانه‌های ۶ متری و ۵ دهانه در هر جهت در نظر گرفته شد که در شکل (۲) مشاهده می‌شود. مدل‌های مورد مطالعه شامل ۹ قاب سیستم ستون فقراتی با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۱۲ با سه نمونه سیستم نیرو-مقاوم لرزه‌ای دارای پیکربندی مختلف در محل تقاطع مهاربندها به تیر با سیستم مهاربند ستون فقراتی می‌باشد. تقاطع مهاربندها با تیر، به ترتیب در  $\frac{1}{4}$ ،  $\frac{1}{3}$  و  $\frac{5}{12}$  طول تیر می‌باشد.



شکل (۲): پلان سازه‌های طراحی شده در این تحقیق.

ارتفاع طبقات، ۳/۲ متر بوده، کاربری ساختمان‌ها، مسکونی و شدت بار مرده طبقات، بار پارتیشن، بار مرده بام، بار زنده طبقات و بار زنده بام به ترتیب، ۵۵۰، ۱۲۰، ۶۱۰، ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شد. طراحی سازه‌ها برای خاک تیپ دو، بر اساس طبقه‌بندی استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران ویرایش چهارم [۱۳]، شتاب مبنای طرح ۰/۳۵، ضریب اهمیت ۱ انجام شد. جنس مقاطع فولادی از فولاد ST37 با تنش تسلیم ۲۴۰ و تنش نهایی ۳۷۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. مدول الاستیسیته ۲۱۰۰۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۳ در نظر گرفته شده است. ضریب رفتار سازه با توجه به متن مقاله‌ی لی و ماهین [۲]، ۶ در نظر گرفته شده است. پس از بارگذاری، سازه‌ها بر اساس آیین‌نامه AISC [۱۴]، طراحی و با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۵] (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی) کنترل شدند. تمامی اتصالات تیر به ستون، اتصالات مهاربندها و ستون وار زیر به تیر و همچنین اتصالات پای ستون‌ها به صورت مفصلی می‌باشد. مشخصات مقاطع طراحی شده‌ی سیستم ستون فقراتی در شکل (۳) نشان داده شده است.



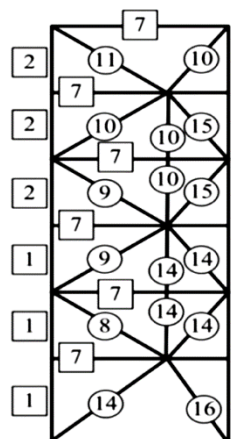


شکل (۳): مشخصات مقاطع طراحی شده سیستم ستون فقراتی.

دارای سه درجه آزادی انتقالی، سه درجه آزادی دورانی و تابع شکل خطی می‌باشد. در این مدل نقص اولیه‌ای برابر با ۰/۰۰۱ طول مهاربندهای با طول بزرگ تر جهت کماتش در نظر گرفته شده است. ضمن اینکه نرم‌افزار آباکوس برخلاف نرم‌افزار اپنسیس

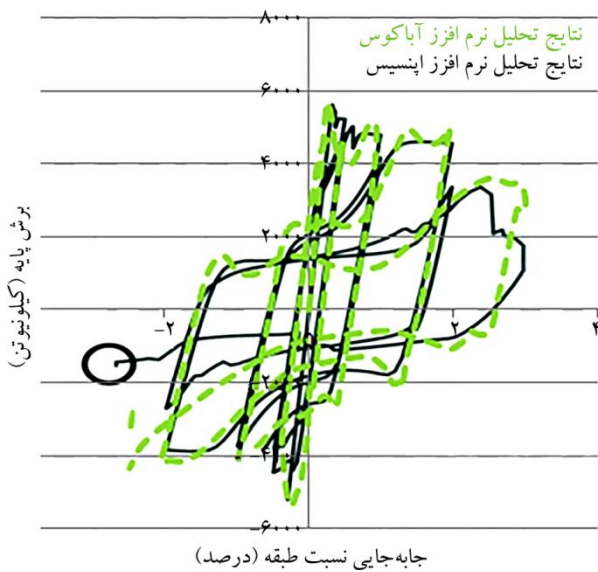
#### ۴- مدل سازی در آباکوس

مشخصات مدل مهاربند ستون فقراتی شش طبقه که توسط لی و ماهین [۲]، در سال ۲۰۱۴، به وسیله نرم‌افزار اپنسیس انجام شده بود، انتخاب شده است. در این مدل از دو نوع فولاد استفاده شده است: (۱) فولاد مقاطع قوطی شکل، و (۲) فولاد مقاطع I شکل که به ترتیب دارای تنش تسلیم ۳۱۷ و ۳۴۵ مگاپاسکال می‌باشند. در تمامی این فولادها مقدار مدول الاستیسیته برابر ۲۰۰ گیگاپاسکال بوده و ضریب پواسون هم ۰/۳ در نظر گرفته شده است. همچنین وزن مخصوص فولاد برابر با ۷۸۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب می‌باشد. در شکل (۴) ابعاد مقاطع استفاده شده در مدل سازی مهاربند ستون فقراتی نشان داده شده است.



شکل (۴): مشخصات مقاطع استفاده شده در مدل OpenSees [۲].

در این تحقیق، مدل سازی المان‌های قاب مهاربندی ستون فقراتی، از المان Beam از نوع B31 استفاده شده است که



شکل (۵): مقایسه نتایج عددی نرم‌افزار آباکوس با داده‌های نرم‌افزار مرجع صحت‌سنجی اپنسیس.

#### ۵- تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی

در این مقاله برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی با توجه به موارد ذکر شده در استاندارد ۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران [۱۳]، هفت شتاب‌نگاشت برای حوزه نزدیک و هفت شتاب‌نگاشت نیز برای حوزه دور از گسل انتخاب شد، که مشخصات آنها در جدول (۳) ذکر شده است. در این تحقیق زلزله‌های دور از گسل در فاصله بیش از ۲۰ کیلومتر در نظر گرفته شده است. این شتاب‌نگاشت‌ها بر اساس روش ذکر شده در استاندارد ۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران [۱۳]، برای شهر تهران و خاک نوع II مقیاس‌سازی گردید و طیف میانگین آنها با طیف استاندارد آیین‌نامه مقایسه شد (شکل ۶).

همچنین، رکوردهای مورد استفاده به صورت توالی لرزه‌ای از زلزله‌های حوزه دور و نزدیک به سازه‌ها اعمال می‌شود. به منظور دستیابی به نتایج منطقی و مقایسه آنها و همچنین استخراج روابط کاربردی از تحلیل‌های انجام شده، رکوردهای مورد استفاده ردیف ۲، ۶، ۷، ۹، ۱۰ و ۱۴ از جدول (۳) به حداکثر شتاب  $g/0.3$ ،  $g/0.6$  و  $g/0.9$  مقیاس شده و در سناریوهای مختلف توالی لرزه‌ای در هم ترکیب شده است.

حتی بدون اعمال نقص اولیه هم تحت تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی کماتش مهاربندها را نشان می‌دهد. ولی به جهت صحت‌سنجی مدل لی و ماهین [۲] در این مدل‌ها نیز نقص اولیه جهت کماتش مهاربندها در تمامی مدل‌ها اعمال شده است. از طرف دیگر جهت کالیبره کردن مدل، تحلیل استاتیکی غیرخطی چرخه‌ای با توزیع مثلثی نیرو و انجام می‌گیرد، این روش بار اعمالی به قاب، به تدریج افزایش می‌یابد تا آنجا که تغییر مکان نقطه کنترل (بام)، به مقدار تغییر مکان تاریخچه بارگذاری ارائه شده در متن مقاله برسد (جدول ۲).

جدول (۲): الگوی بارگذاری قاب در مدل لی و ماهین [۲].

شماره	تعداد چرخه	تغییر مکان هدف بام (میلی‌متر)	نسبت تغییر مکان نسبی بام (%)
۱	۲	$\pm 75/9$	$\pm 0/3$
۲	۲	$\pm 126/5$	$\pm 0/5$
۳	۲	$\pm 253$	$\pm 1$
۴	۲	$\pm 506$	$\pm 2$
۵	۲	$\pm 759$	$\pm 3$
۶	۲	$\pm 1012$	$\pm 4$
۷	۲	$\pm 1265$	$\pm 5$

الگوی بارگذاری ارائه شده برای مدل‌سازی عددی دقیقاً مطابق با الگوی ارائه شده در مقاله‌ی لی و ماهین [۲] می‌باشد که تنها سیکل‌های تکراری از آن حذف شده است. از آنجا که نمودارهای چرخه‌ای هیستریزس، جابه‌جایی طبقه بام به عنوان مبنا قرار گرفته بود، جابه‌جایی این طبقه به همراه برش پایه ایجاد شده، از نرم‌افزار استخراج و به صورت نمودار برش پایه - تغییر مکان ترسیم گردید و با منحنی چرخه‌ای هیستریزس مدل نرم‌افزار OpenSees [۲]، که مرجع این صحت‌سنجی می‌باشد، مقایسه گردید (شکل ۵).

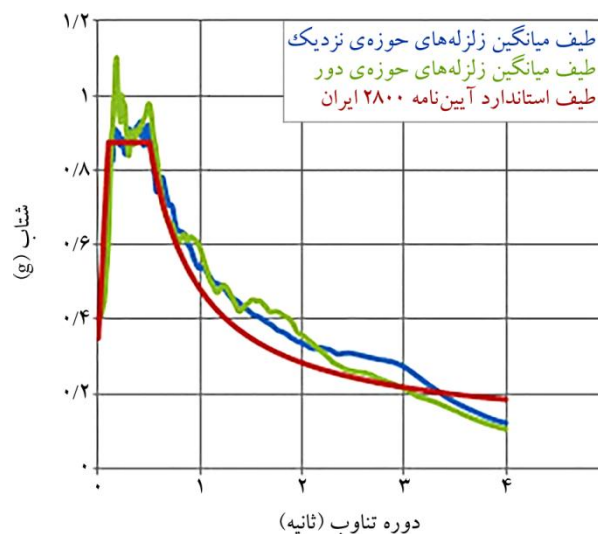
همان‌طور که از شکل (۵) مشاهده می‌شود، نمودارها به لحاظ پارامترهایی از قبیل سختی اولیه، تغییر مکان نهایی، بار تسلیم، بار نهایی و همچنین افت مقاومت با یکدیگر مطابقت خوبی داشته و اختلاف آنها کمتر از ۸ درصد می‌باشد.

جدول (۳): شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک و دور انتخاب شده.

ردیف	نام زلزله	نام ایستگاه ثبت	فاصله از گسل (کیلومتر)	مدت زمان زلزله (ثانیه)	مدت زمان مؤثر (ثانیه)	PGA مقیاس نشده
۱	کوجائیلی	Izmit	۴/۸	۱۹/۸۹	۱۰/۴۵	۰/۲۲
۲	نورثریج	24087 Arleta	۹/۲	۳۰/۰۴	۲۰/۰۲	۰/۳۴۴
۳	دوزچه	lamont 1061	۱۵/۶	۴۲/۲۸	۱۱/۹	۰/۱۰۷
۴	امپریال ولی	5054 Bonds corner	۲/۵	۳۷/۵۹	۱۲/۳۵۵	۰/۵۸۸
۵	طبس	Tabas	۲/۰۵	۳۲/۹۶	۲۰/۷۶	۰/۸۵۴
۶	پار کفیلد	Cholame #5	۵/۳	۳۰/۰۲	۱۰/۴۸	۰/۴۴۲
۷	کوبه	KJMA	۰/۶	۳۰/۰۴	۱۵/۴۴	۰/۸۲۱
۸	کاپ‌مندوسینو	Fortuna	۲۳/۶	۴۴	۱۴/۲۲	۰/۱۱۶
۹	نورثریج	Hollywood stor	۲۵/۵	۳۹/۹۶	۱۰/۶۸	۰/۳۵۸
۱۰	لاندرز	Yermo fire station	۲۴/۹	۴۴	۱۷/۲۶	۰/۲۴۵
۱۱	امپریال ولی	Delta	۴۳/۶	۴۹/۹۲	۳۵/۱۸	۰/۳۵۱
۱۲	طبس	Boshrooyeh	۲۸/۷۹	۳۴/۹۴	۱۹/۴۸	۰/۱۰۶
۱۳	سان‌فرانسدو	Lake hughes#12	۲۰/۳	۲۵/۰۳	۱۰/۸۹	۰/۳۶۶
۱۴	کوبه	Kakogawa	۲۲/۵	۴۰/۹۳	۱۲/۹۱	۰/۳۲۴

مشاهده می‌شود، محاسبه شده است. لازم به توضیح است که NF مخفف زلزله نزدیک گسل و FF مخفف زلزله دور از گسل می‌باشد. با توجه به بررسی‌های انجام شده مقدار حداکثر برش پایه و حداکثر تغییر مکان بام سازه‌ها در میانگین زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از میانگین زلزله‌های دور از گسل می‌باشد. حداکثر نیروهای برش پایه در سازه‌های ۳ طبقه بین ۵۱۹۱ و ۵۶۳۷ کیلو نیوتن، در سازه‌های ۶ طبقه ۶۷۵۵ و ۸۰۹۷ کیلو نیوتن و در سازه‌های ۱۲ طبقه بین ۹۷۴۰ و ۱۱۹۰۴ کیلو نیوتن بوده است.

بر اساس نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی، مقادیر بیشینه نسبت تغییر مکان نسبی طبقه و تغییر مکان نسبی پسماند طبقه در سیستم ستون فقراتی، به صورت مقایسه‌ای تحت میانگین زلزله‌های دور و نزدیک گسل و نحوه توزیع نواحی پلاستیک مطابق نمودارهای شکل‌های (۷)، (۸) و (۹) ارائه شده است و علاوه بر این شاخص درصد خطای توزیع یکنواختی دریافت طبقات در ارتفاع سازه برای میانگین زلزله‌ها، از رابطه‌ی زیر محاسبه شده است و درصد خطای توزیع یکنواختی دریافت طبقات در ارتفاع سازه در جدول (۵) نشان داده شده است.



شکل (۶): مقایسه‌ی طیف میانگین زلزله‌های دور و نزدیک گسل با طیف استاندارد آیین‌نامه ۲۸۰۰.

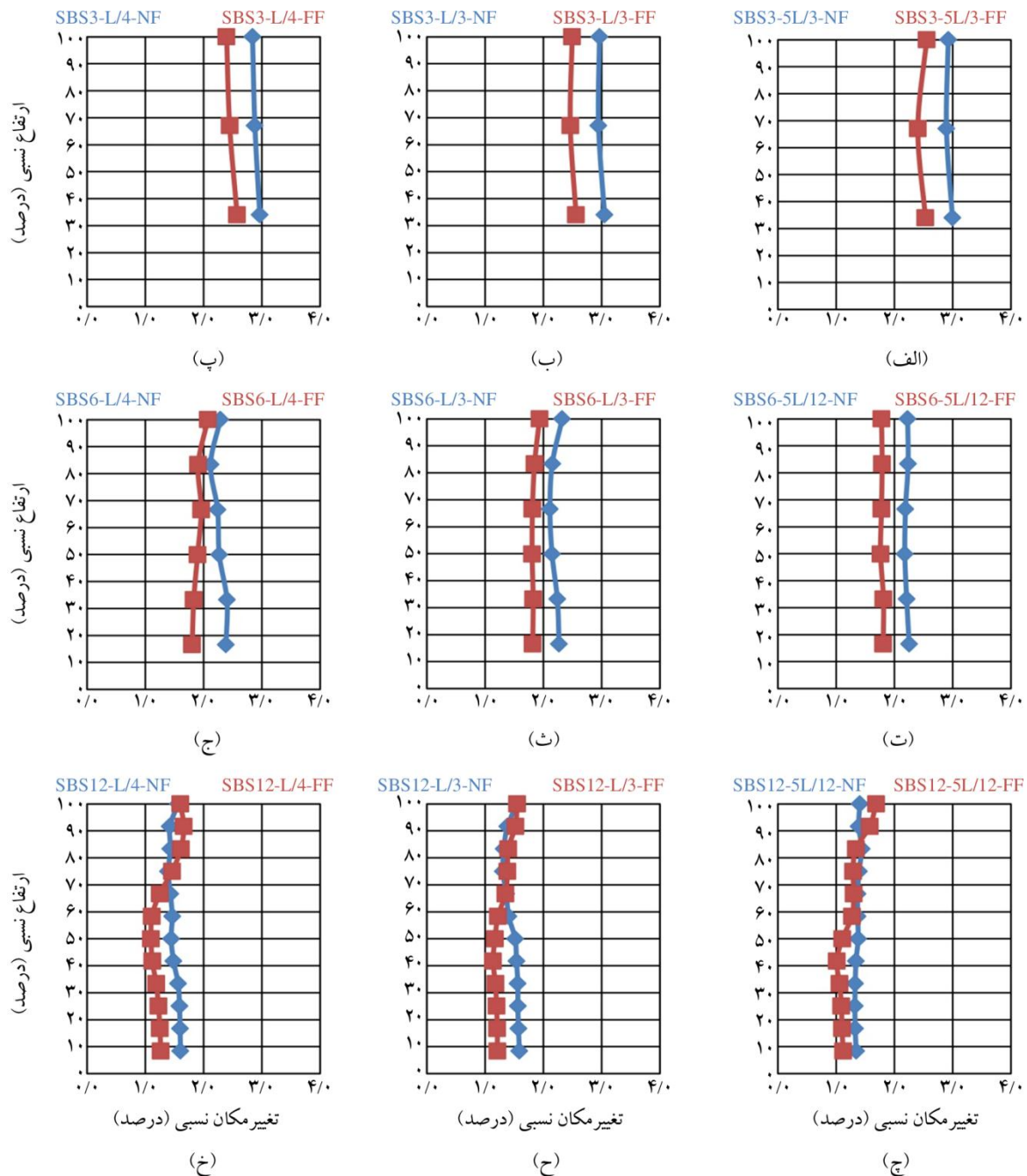
## ۶- نتایج و بحث

به منظور ارزیابی لرزه‌ای رفتار سیستم مهاربند ستون فقراتی طراحی شده بر اساس روش تحلیل دینامیکی غیرخطی در ابتدا مقدار حداکثر برش پایه و حداکثر تغییر مکان بام سازه‌ها تحت میانگین زلزله‌های حوزه دور و نزدیک همان‌طور که در جدول (۴)

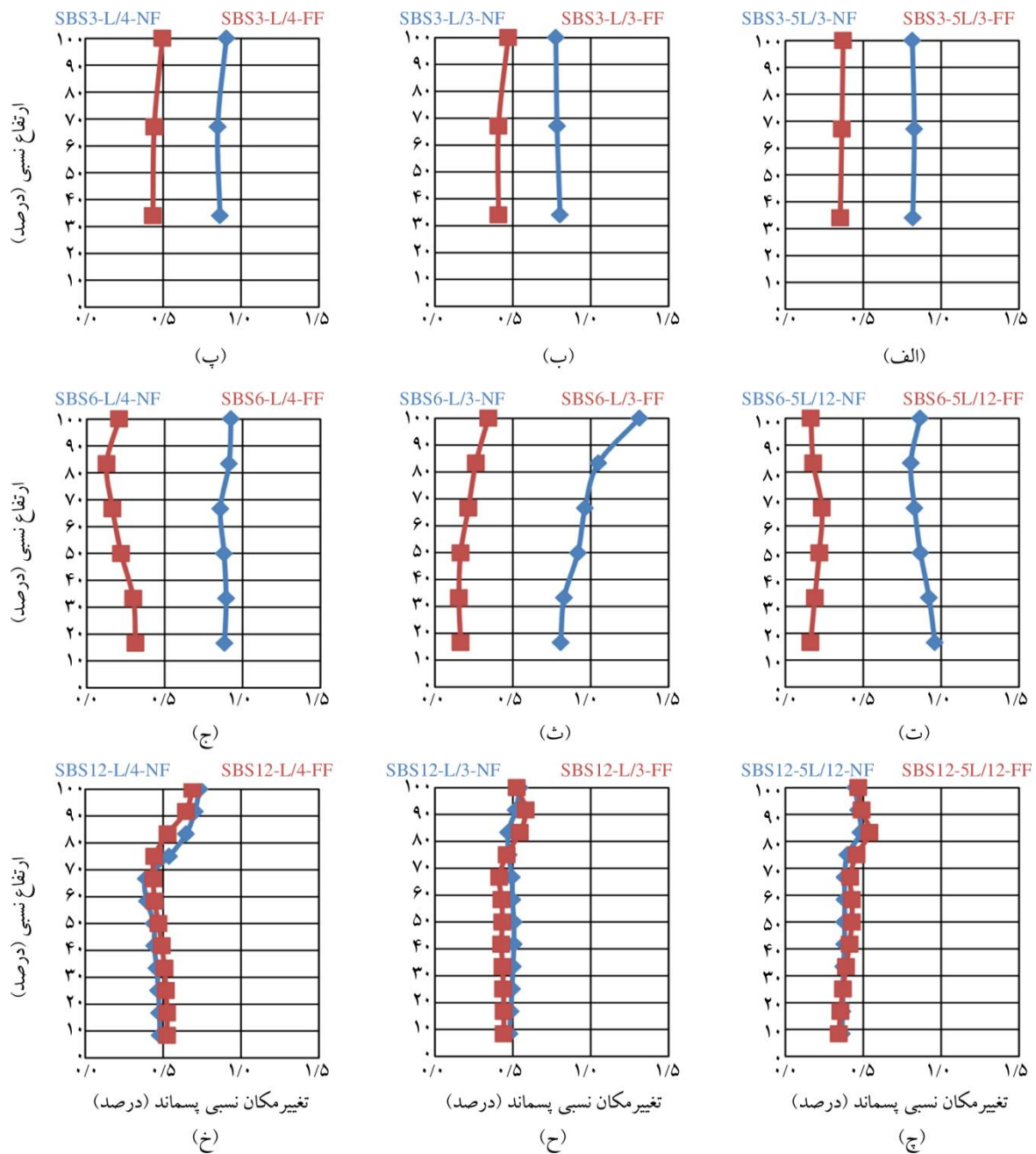


جدول (۴): میانگین پاسخ‌های هر مدل تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل.

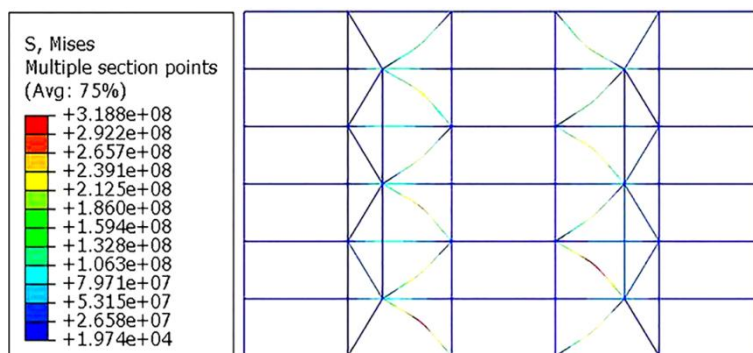
(خ)	(ح)	(چ)	(ج)	(ث)	(ت)	(پ)	(ب)	(الف)	حوزه زلزله	میانگین پاسخ‌ها
SBS $12 - \frac{L}{4}$	SBS $12 - \frac{L}{3}$	SBS $12 - \frac{5L}{12}$	SBS $6 - \frac{L}{4}$	SBS $6 - \frac{L}{3}$	SBS $6 - \frac{5L}{12}$	SBS $3 - \frac{L}{4}$	SBS $3 - \frac{L}{3}$	SBS $3 - \frac{5L}{12}$	نزدیک گسل	حداکثر برش پایه (کیلو نیوتن)
۱۰۲۸۴	۱۰۸۱۷	۱۱۹۰۴	۶۸۰۱	۷۵۸۹	۸۰۹۷	۵۳۵۶	۵۵۶۱	۵۶۳۷	دور از گسل	حداکثر برش پایه (کیلو نیوتن)
۹۷۴۰	۹۹۲۶	۱۱۰۷۱	۶۷۵۵	۷۴۸۷	۷۷۹۶	۵۱۹۱	۵۴۴۸	۵۶۰۰	نزدیک گسل	حداکثر تغییر مکان بام (میلی متر)
۵۷۵	۵۶۵	۵۲۵	۴۳۹	۴۲۴	۴۲۵	۲۷۸	۲۸۷	۲۸۲	دور از گسل	حداکثر تغییر مکان بام (میلی متر)



شکل (۷): مقادیر میانگین حداکثر دریفت طبقات تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل.



شکل (۸): مقادیر میانگین در بخت پسماند طبقات تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل.



شکل (۹): نحوه‌ی توزیع و گسترش نواحی پلاستیک سیستم ستون فقراتی مدل (ث) تحت زلزله‌ی لاندروز.

جدول (۵): درصد خطای توزیع یکنواختی دررفت طبقات در ارتفاع سازه.

میانگین پاسخ‌ها (درصد)	حوزه زلزله	(الف) SBS $3 - \frac{5L}{12}$	(ب) SBS $3 - \frac{L}{3}$	(پ) SBS $3 - \frac{L}{4}$	(ت) SBS $6 - \frac{5L}{12}$	(ث) SBS $6 - \frac{L}{3}$	(ج) SBS $6 - \frac{L}{4}$	(چ) SBS $12 - \frac{5L}{12}$	(ح) SBS $12 - \frac{L}{3}$	(خ) SBS $12 - \frac{L}{4}$
حد اکثر دررفت طبقات	نزدیک گسل	۳/۴۷	۳/۴۳	۲/۱۶	۱/۶۹	۴/۷۶	۴/۱	۱/۲۲	۲/۴	۱/۷۶
حد اکثر دررفت طبقات	دور از گسل	۶/۰۲	۳/۹۵	۳/۶۶	۲/۸۱	۲/۳	۲/۷	۷/۷۴	۴/۵۶	۸/۶۴
دررفت پسماند طبقات	نزدیک گسل	۰/۴۲	۰/۴۵	۱/۸۹	۱/۷۴	۴/۵۸	۱/۴۸	۰/۹۶	۲/۵۹	۵/۷۲
دررفت پسماند طبقات	دور از گسل	۰/۳۷	۱/۰۷	۱/۰۵	۱/۳۵	۲/۵۷	۲/۳۳	۱/۷۵	۴/۳۵	۴/۸۴

که نشان از اثر مودهای بالاتر بر روی سازه‌های ۱۲ طبقه دارد. اختلاف بین بیشترین و کمترین دررفت در سازه‌های ۳ و ۶ طبقه کمتر از ۰/۵ درصد و در سازه‌های ۱۲ طبقه طی زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک کمتر از ۰/۵ درصد و زلزله‌های حوزه‌ی دور کمتر از ۰/۷ مشاهده می‌شود که نشان از یکنواختی دررفت طبقات این سیستم دارد. نکته جالب توجه این است که دررفت طبقات سازه‌های ۱۲ طبقه تمایل دارند در طبقات بالایی بیشتر از طبقات پایینی رخ دهد. همچنین در نیمه‌ی پایینی سازه‌های ۱۲ طبقه، توزیع خیلی یکنواختی مشاهده می‌شود.

همان‌طور که از شکل (۸) مشاهده می‌شود، همه دررفت‌های پسماند سازه‌های ۳ طبقه کمتر از ۱ درصد، سازه‌های ۶ طبقه کمتر از ۱/۳ درصد و سازه‌های ۱۲ طبقه کمتر از ۰/۷ درصد می‌باشد. مقادیر نسبت دررفت پسماند طبقات در سازه‌های ۳ و ۶ طبقه در میانگین زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از زلزله‌های دور از گسل می‌باشد ولی در سازه‌های ۱۲ طبقه دررفت‌های پسماند دور و نزدیک گسل نزدیک به یکدیگر می‌باشد. نکته‌ی جالب توجه این است که اختلاف بین بیشترین و کمترین دررفت پسماند همه مدل‌ها کمتر از ۰/۵ مشاهده می‌شود. با توجه به نتایج به‌دست آمده، به‌طور کلی مدلی که تقاطع مهاربندها با تیر در آن  $\frac{1}{3}$  طول تیر می‌باشد، عملکرد بهتری نسبت به دو مدل دیگر داشته و توزیع یکنواخت‌تری را در ارتفاع سازه نشان می‌دهد.

در شکل (۹) نحوه‌ی توزیع و گسترش نواحی پلاستیک در تحلیل غیرخطی مدل (ث) تحت زلزله‌ی لاندروز به‌عنوان نمونه ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود مهاربندهایی که

$$E = \left( \frac{\delta_{\max} - \delta_{\min}}{\Delta h} \right) / \left( \frac{d_{r,\max}}{H} \right) \quad (1)$$

در رابطه‌ی فوق،  $E$  خطای توزیع یکنواختی،  $\delta_{\max}$  حداکثر دررفت سازه،  $\delta_{\min}$  حداقل دررفت سازه،  $\Delta h$  اختلاف ارتفاع بیشترین و کمترین دررفت سازه،  $d_{r,\max}$  حداکثر تغییر مکان بام سازه و  $H$  ارتفاع کل سازه می‌باشد. طبق رابطه‌ی فوق سازه‌ای که طی آن در طبقه‌ای تمرکز تغییر شکل به وجود آید و نیز بیشترین و کمترین دررفت در دو طبقه‌ی متوالی رخ دهد با توجه به میزان تغییر مکان نسبی، بیشترین درصد شاخص خطای یکنواختی را خواهد داشت که مفهوم عدم یکنواختی تغییر مکان‌های نسبی طبقات را نشان می‌دهد. همچنین سازه‌ای که تغییر مکان نسبی آن در طبقات مختلف با یکدیگر برابر باشد دارای کمترین درصد شاخص خطای یکنواختی یعنی صفر درصد خواهد بود که مفهوم یکنواخت بودن را نشان می‌دهد. البته مفهوم یکنواخت بودن، مفهومی نسبی است و هرگز در یک سازه تحت زلزله دررفت تمام طبقات کاملاً برابر و یکنواخت نخواهد بود و درصد شاخص خطای یکنواختی طبق رابطه (۱) نیز هیچ‌گاه صفر نخواهد شد.

با توجه به نتایج به‌دست آمده از شکل (۷)، مشاهده می‌شود که مقادیر بیشینه نسبت دررفت طبقات در سازه‌های ۳ و ۶ طبقه در میانگین زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از زلزله‌های دور از گسل می‌باشد ولی در سازه‌های ۱۲ طبقه در طبقات پایینی میانگین زلزله‌های نزدیک گسل و در طبقات بالایی زلزله‌های دور از گسل دررفت‌های بیشتری دارند. سازه‌های ۳ و ۶ طبقه توزیع دررفت یکنواخت‌تری نسبت به سازه‌های ۱۲ طبقه دارند

زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از میانگین زلزله‌های دور از گسل و در مدل (ب) این مقدار در میانگین زلزله‌های نزدیک گسل کمتر از میانگین زلزله‌های دور از گسل می‌باشد و اختلاف آنها در مدل‌های (الف)، (ب) و (پ) به ترتیب برابر با ۱۳/۵، ۱۳۸ و ۸۰ درصد می‌باشد. همچنین در سازه‌های ۶ طبقه در مدل‌های (ت) و (ث) درصد خطای توزیع یکنواختی در یافت طبقات در میانگین زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از میانگین زلزله‌های دور از گسل و در مدل (ج) این مقدار طی میانگین زلزله‌های نزدیک گسل کمتر از میانگین زلزله‌های دور از گسل است و اختلاف آنها به ترتیب برابر با ۲۹، ۷۸ و ۵۷ درصد می‌باشد.

همچنین، در سازه‌های ۱۲ طبقه، در مدل‌های (چ) و (ح) درصد خطای توزیع یکنواختی در یافت پسماند طبقات در میانگین زلزله‌های نزدیک گسل کمتر از میانگین زلزله‌های دور از گسل و این مقدار در مدل (خ) طی میانگین زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از میانگین زلزله‌های دور از گسل می‌باشد و اختلاف آنها به ترتیب برابر با ۸۲، ۶۸ و ۱۸ درصد می‌باشد. به جهت بررسی دقیق‌تر رابطه (۱) درصد شاخص خطای توزیع یکنواختی حداکثر در یافت در سه مدل غیر ستون فقراتی مقاله‌ی لی و ماهین [۲] محاسبه شده است. شکل (۱۰) نمودارهای میانگین حداکثر در یافت در مطالعه‌ی لی و ماهین را نشان می‌دهد. همان‌طور که از شکل (۱۰) مشاهده می‌شود، در نمودار مدل ۷۶ (مهاربند شورون هشتی شکل)، در طبقه‌ی اول و در مدل X6 (مهاربند دو طبقه ضربدری) در طبقه‌ی سوم تمرکز تغییر شکل رخ داده است. در مدل 3-X6 که تفاوت آن با مدل دوم در محل تقاطع مهاربندها با تیر می‌باشد تغییر شکل‌های موضعی در طبقات بالایی مشاهده شده است. در نمودار اول از سمت راست درصد شاخص خطای یکنواختی به ترتیب در مدل اول تا سوم ۸۷، ۳۶/۳ و ۲۸/۶ درصد، در نمودار دوم ۷۹/۷، ۳۱ و ۲۶/۸ درصد، در نمودار سوم ۷۲، ۳۱/۳ و ۲۷/۴ درصد و در نمودار چهارم ۷۳/۷، ۲۹/۳ و ۲۵/۲ درصد می‌باشد.

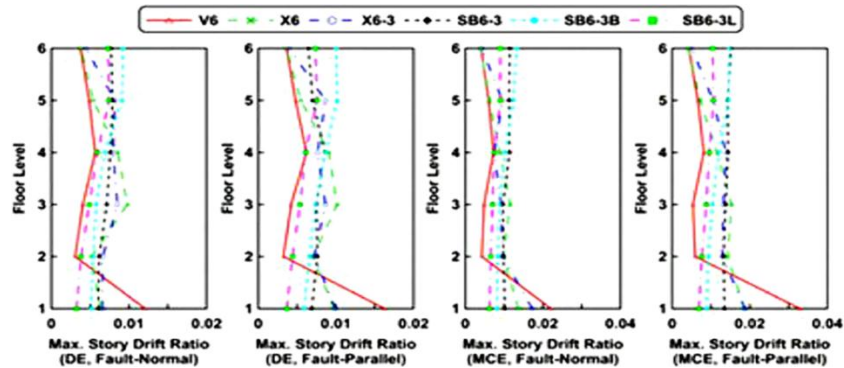
## ۷- نتایج زلزله‌های متوالی

بر اساس نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی، مقادیر

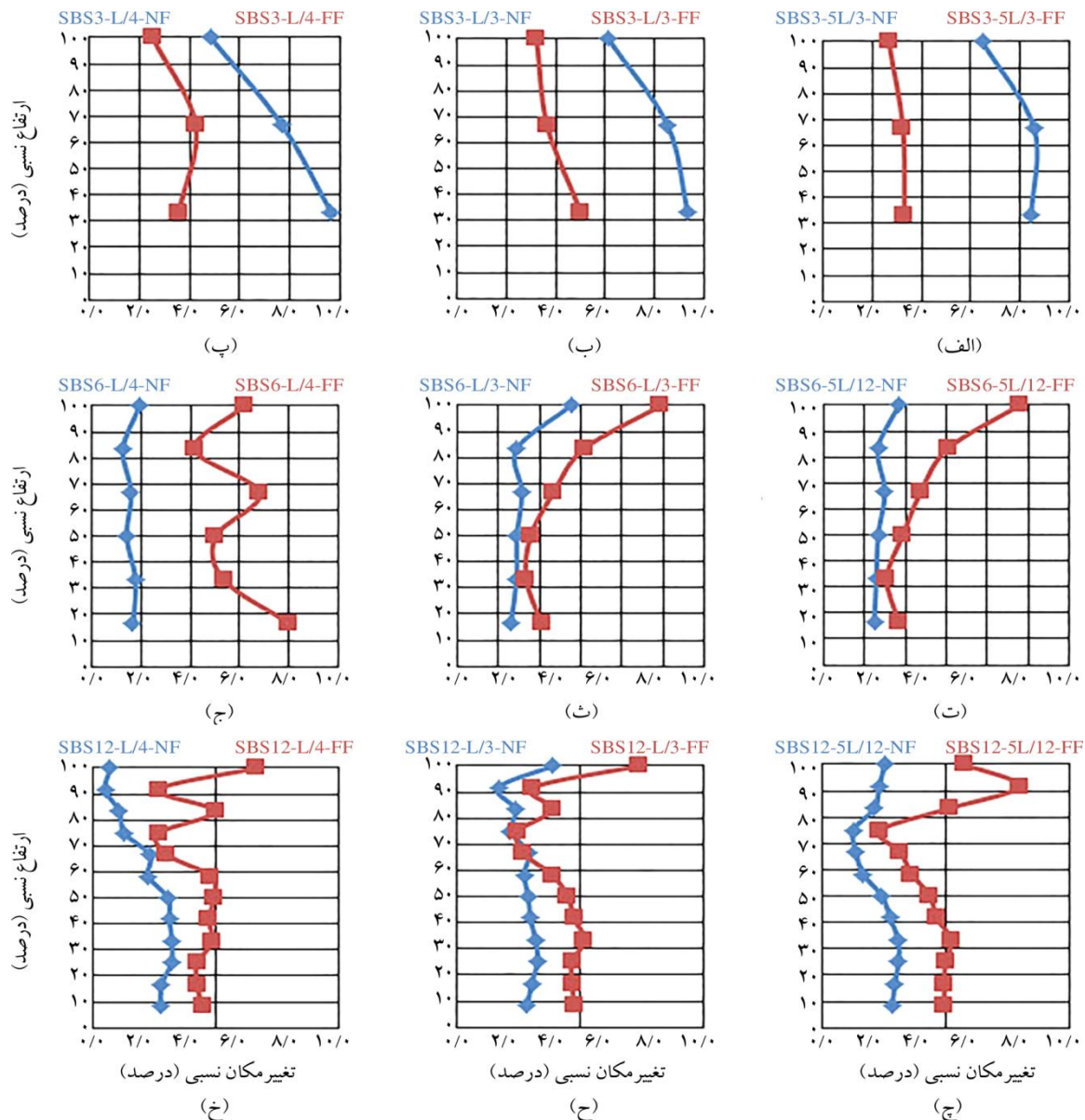
طول بزرگ تری در این سیستم دارند، تحت فشار کمانش کرده و تحت کشش نیز جاری می‌شوند و مهاربندهای با طول کوچک تر، اعضای زیر، تیرها و ستون‌ها در تحلیل غیرخطی الاستیک باقی می‌مانند. الاستیک ماندن خرپای ستون فقراتی سبب کنترل سازه در تغییر شکل‌ها شده و در نهایت از تمرکز تغییر شکل در طبقات مختلف جلوگیری می‌کند.

همان‌گونه که از جدول (۵) مشاهده می‌شود، خطای توزیع یکنواختی حداکثر در یافت طبقات در میانگین زلزله‌های حوزه‌ی دور و نزدیک، سازه‌های ۳ طبقه بین ۲/۱۶ و ۶/۰۲ درصد، سازه‌های ۶ طبقه بین ۱/۶۹ و ۴/۷۶ درصد و سازه‌های ۱۲ طبقه بین ۱/۲۲ و ۸/۶۴ درصد می‌باشد. درصد خطای توزیع یکنواختی حداکثر در یافت طبقات میانگین زلزله‌های سازه‌های ۳ طبقه، در زلزله‌های نزدیک گسل کمتر از میانگین زلزله‌های دور از گسل می‌باشد و اختلاف آنها در مدل‌های (الف)، (ب) و (پ) به ترتیب برابر با ۷۳، ۱۵ و ۶۹ درصد می‌باشد. همچنین در سازه‌های ۶ طبقه در مدل (ت) درصد خطای توزیع یکنواختی حداکثر در یافت طبقات میانگین زلزله‌ها در میانگین زلزله‌های نزدیک گسل کمتر از میانگین زلزله‌های دور از گسل و در مدل‌های (ث) و (ج)، این مقدار در زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از میانگین زلزله‌های دور از گسل می‌باشد و اختلاف آنها به ترتیب برابر با ۱۶۶، ۱۰۷ و ۵۲ درصد می‌باشد. همچنین، در سازه‌های ۱۲ طبقه، درصد خطای توزیع یکنواختی در یافت طبقات میانگین زلزله‌ها در زلزله‌های نزدیک گسل کمتر از میانگین زلزله‌های دور از گسل می‌باشد و اختلاف آنها در مدل‌های (چ)، (ح) و (خ) به ترتیب برابر با ۵۳۴، ۹۰ و ۳۹۱ درصد می‌باشد. با توجه به نتایج به دست آمده از جدول (۵)، مشاهده می‌شود که خطای توزیع یکنواختی در یافت پسماند طبقات در میانگین زلزله‌های حوزه‌ی دور و نزدیک، سازه‌های ۳ طبقه بین ۰/۳۷ و ۱/۸۹ درصد، سازه‌های ۶ طبقه بین ۱/۳۵ و ۴/۵۸ درصد و سازه‌های ۱۲ طبقه بین ۰/۹۶ و ۵/۷۲ درصد می‌باشد. در سازه‌های ۳ طبقه، در مدل‌های (الف) و (پ) درصد خطای توزیع یکنواختی در یافت پسماند طبقات میانگین

بیشینه نسبت تغییر مکان نسبی طبقه و تغییر مکان نسبی پسماند  
 واریانس سناریوهای لرزه‌ای میانگین زلزله‌های دور و نزدیک  
 گسل مطابق نمودارهای شکل‌های (۱۱) و (۱۲) ارائه شده است.  
 طبقه در سیستم ستون فقراتی، به صورت مقایسه‌ای تحت

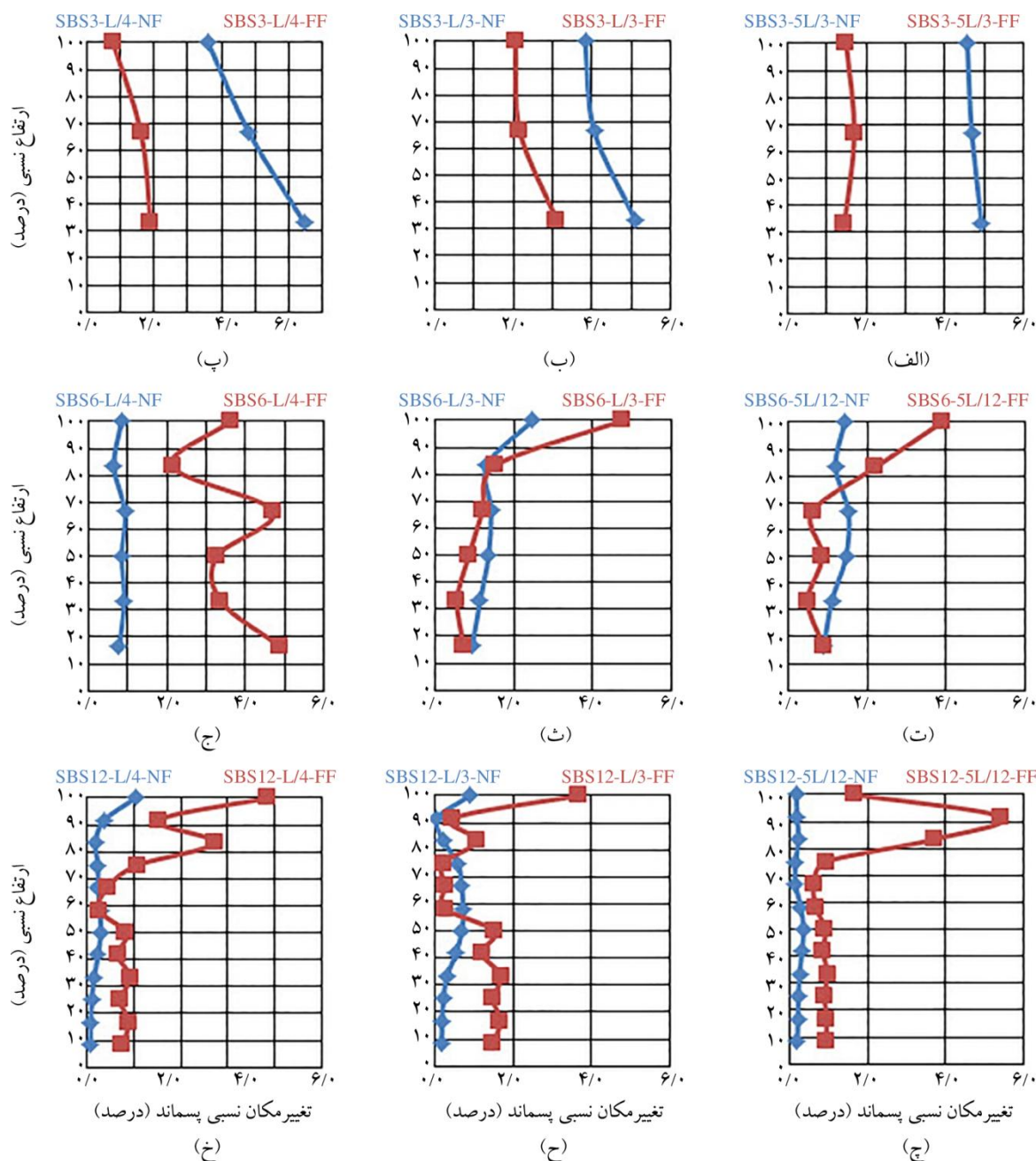


شکل (۱۰): مقادیر میانگین حداکثر دررفت طبقات در مطالعه‌ی لی و ماهین [۲].



شکل (۱۱): مقادیر واریانس سناریوهای میانگین حداکثر دررفت طبقات تحت توالی لرزه‌ای.





شکل (۱۲): مقادیر واریانس سناریوهای میانگین دریافت پسماند طبقات تحت توالی لرزه‌ای.

۱۲ طبقه طی واریانس زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک اختلاف بین کمترین و بیشترین دریافت کمتر از ۵٪ درصد مشاهده می‌شود و توزیع یکنواختی را در ارتفاع سازه نشان می‌دهد. همان‌طور که از شکل (۱۲) مشاهده می‌شود مقادیر نسبت دریافت پسماند طبقات واریانس سناریوهای لرزه‌ای در سازه‌های ۳ طبقه، میانگین زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از زلزله‌های دور از گسل می‌باشد ولی در سازه‌های ۶ طبقه، در مدل (ج) میانگین

با توجه به نتایج به‌دست آمده از شکل (۱۱)، مشاهده می‌شود که مقادیر بیشینه نسبت دریافت طبقات واریانس سناریوهای لرزه‌ای در سازه‌های ۳ طبقه، میانگین زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از زلزله‌های دور از گسل می‌باشد ولی در سازه‌های ۶ و ۱۲ طبقه، میانگین زلزله‌های دور از گسل بیشتر از زلزله‌های نزدیک گسل می‌باشد. در سازه‌های ۳ طبقه اختلاف دریافت‌ها زیاد می‌باشد که نشان از تقاضای بیشتر تغییر مکان در سازه دارد. در سازه‌های ۶ و

محل تقاطع مهاربندها نیز رابطه‌ی ارائه شده عملکرد مناسبی داشته است.

۴. بررسی‌های حاضر در رابطه با حداکثر نسبت دریافت طبقات سازه سیستم ستون فقراتی مورد مطالعه، نشان می‌دهد که این سیستم در حفظ توزیع یکنواختی حداکثر دریافت طبقات میانگین زلزله‌ها به‌طور کلی در سازه‌های ۳ و ۱۲ طبقه، در مواجهه با زلزله‌های نزدیک گسل به ترتیب ۰/۵ تا ۲/۵ و ۲/۱۵ تا ۶/۹ درصد و سازه‌های ۶ طبقه در مواجهه با زلزله‌های دور از گسل ۱/۴ تا ۲/۵ درصد عملکرد بهتری داشته است.

۵. بررسی‌ها در رابطه با نسبت دریافت پسماند طبقات سازه سیستم ستون فقراتی مورد مطالعه، نشان می‌دهد که این سیستم در حفظ توزیع یکنواختی دریافت پسماند طبقات میانگین زلزله‌ها به‌طور کلی در سازه‌های ۳ و ۶ طبقه، در مواجهه با زلزله‌های دور از گسل ۰/۵ تا ۰/۸۵ و ۰/۴ تا ۲ درصد و همچنین سازه‌های ۱۲ طبقه در مواجهه با زلزله‌های نزدیک گسل ۰/۸ تا ۱/۸ درصد عملکرد بهتری داشته است.

۶. شاخص درصد خطای توزیع یکنواختی دریافت طبقات طبق رابطه‌ی ارائه شده در تمامی مدل‌های این سیستم کمتر از ۱۰ درصد می‌باشد که این شاخص به‌خوبی نشان‌دهنده‌ی ایجاد توزیع یکنواختی در ارتفاع سازه می‌باشد.

۷. نتایج نشان می‌دهد که سیستم ستون فقراتی مورد مطالعه، در حفظ توزیع یکنواختی حداکثر دریافت طبقات و اریانس سناریوهای میانگین زلزله‌ها به‌طور کلی در سازه‌های ۳ طبقه، در مواجهه با زلزله‌های دور از گسل و سازه‌های ۶ و ۱۲ طبقه در مواجهه با زلزله‌های نزدیک گسل عملکرد بهتری داشته است.

۸. نتایج نسبت دریافت پسماند طبقات سیستم ستون فقراتی مورد مطالعه، نشان می‌دهد که این سیستم در حفظ توزیع یکنواختی دریافت پسماند و اریانس سناریوهای طبقات میانگین زلزله‌ها به‌طور کلی در سازه‌های ۳ طبقه، در مواجهه با زلزله‌های دور از گسل و سازه‌های ۶ و ۱۲ طبقه در مواجهه با زلزله‌های نزدیک گسل عملکرد بهتری داشته است.

۹. بررسی‌ها نشان می‌دهد که اثر توالی لرزه‌ای نسبت به زلزله‌های

زلزله‌های دور از گسل بیشتر از زلزله‌های نزدیک گسل می‌باشد و در مدل‌های (ت) و (ث) زلزله‌های دور و نزدیک گسل دریافت‌های نزدیک به یکدیگر دارند. همچنین در سازه‌های ۱۲ طبقه، میانگین زلزله‌های دور از گسل بیشتر از زلزله‌های نزدیک گسل می‌باشد. در سازه‌های ۳ طبقه اختلاف دریافت‌ها زیاد می‌باشد که نشان از تقاضای بیشتر تغییر مکان ماندگار در سازه دارد.

با توجه به شکل (۱۲)، در سازه‌های ۶ و ۱۲ طبقه طی واریانس زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک اختلاف بین کمترین و بیشترین دریافت پسماند طبقات کمتر از ۰/۵ درصد مشاهده می‌شود و توزیع یکنواختی را در ارتفاع سازه نشان می‌دهد که بیانگر این موضوع است که سیستم ستون فقراتی تحت زلزله‌های نزدیک گسل عملکرد قابل قبولی داشته است.

## ۸- نتیجه‌گیری

در این مقاله، مبانی طراحی سیستم ستون فقراتی و رابطه‌ی شاخص درصد خطای توزیع یکنواختی دریافت طبقات برای رسیدن به الگوی توزیع یکنواخت دریافت طبقات در ارتفاع سازه ارائه شد و سازه‌های ۳، ۶ و ۱۲ طبقه با سه نمونه پیکربندی مختلف در محل تقاطع مهاربندها به تیر در نرم‌افزار ETABS 9.7، طراحی شد. در مرحله‌ی بعد، هفت شتاب‌نگاشت حوزه دور و هفت شتاب‌نگاشت حوزه نزدیک بر اساس معیارهای ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران انتخاب و مقیاس‌سازی شد. سازه‌های طراحی شده مورد تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی قرار گرفت و نتایج زیر به دست آمد:

۱. سیستم ستون فقراتی پیشنهاد شده به‌طور مؤثر از مکانیسم طبقه نرم در سیستم‌های قاب مهاربندی شده جلوگیری کرده است.
۲. استراتژی مبانی طراحی پیشنهاد شده که متناسب با رابطه‌ی بین سختی مهاربندهای معمولی و مهاربند الاستیک ستون فقراتی بود به هدف اصلی عملکرد که توزیع یکنواخت دریافت طبقات در ارتفاع سازه می‌باشد، دست یافت.
۳. سیستم ستون فقراتی در هر سه پیکربندی ارائه شده توانست دریافت طبقات را به‌صورت یکنواخت حفظ کند و با تغییر در

6. Christopoulos, C., Tremblay, R., Kim, H.J., and Lacerte, M. (2008) Self-centering energy dissipative bracing system for the seismic resistance of structures: development and validation. *J. Struct. Eng.*, **134**(1), 96-107.
  7. Yang, C.S., DesRoches, R., and Leon, R.T. (2010) Design and analysis of braced frames with shape memory alloy and energy-absorbing hybrid devices. *Eng. Struct.*, **32**, 498-507.
  8. Midorikawa, M., Takeuchi, T., Hikino, T., Kasai, K., Deierlein, G., Ohbayashi, M., Yamazaki, R., and Kishiki, S. (2010) Seismic performance of controlled rocking frames with shear fuse and pt wire anchorage- shaking table tests on controlled rocking steel frames using multipurpose inertial mass system: Part I. *Journal of Structural and Construction Engineering*, Architectural Institute of Japan, **75**(654), 1547-1556 (in Japanese).
  9. Djojo, G.S., Clifton, G.C., and Henry, R.S. (2014) Rocking steel shear walls with energy dissipation devices. *Proc., New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference*, NZSEE, Wellington, New Zealand.
  10. Panian, L., Bucci, N., and Janhunnen, B. (2015) BRBM frames: An improved approach to seismic-resistant design using buckling-restrained braces. *2<sup>nd</sup> ATC & SEI Conf. on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures*, Reston, VA, 632-643.
  11. Laghi, V., Palermo, M., Gasparini, G., and Trombetti, T. (2017) Strong-back system coupled with framed structure to control the building seismic response. *J. Civil Environ. Eng.*, **7**(2), DOI: 10.4172/2165-784X.1000274.
  12. Simpson, B.G. and Mahin, S.A. (2018) Experimental and numerical investigation of strongback braced frame system to mitigate weak story behavior. *J. Struct. Eng.*, **144**(2), 04017211.
  13. Seismic Standard of Iran (4<sup>th</sup> revision) (2014) Institute of Standards and Industrial Research of Iran.
  14. AISC (American Institute of Steel Construction) (2005) Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago.
  15. Iranian National Building Code (2013) Part 10, Design of Steel Building.
- منفرد معادل با آیین نامه ۲۸۰۰، در سازه‌ی ۳ طبقه تحت حوزه‌ی نزدیک در طبقات پایینی و در سازه‌های ۶ و ۱۲ طبقه تحت حوزه‌ی دور در طبقات فوقانی حداکثر تغییر مکان‌های نسبی بیشتری را ایجاد کرده و همچنین به همین ترتیب اثر تغییر مکان‌های پسماند بیشتر در نمودارهای تحت زلزله‌های متوالی نسبت به زلزله‌های منفرد نیز به خوبی مشهود است.
۱۰. سیستم ستون فقراتی به خوبی توانسته در زلزله‌های منفرد از ایجاد تمرکز تغییر شکل در سازه‌ها جلوگیری کند و همچنین در سناریوهای مختلف توالی لرزه‌ای در حوزه‌ی نزدیک گسل به خصوص در سازه‌های ۶ و ۱۲ طبقه نه تنها به طور کلی از تمرکز تغییر شکل ممانعت کرده بلکه دریفت‌های حداکثر و پسماند مناسبی را در سازه ایجاد کرده ولی تحت زلزله‌های حوزه‌ی دور در طبقات بالایی سازه‌ها اثرات موضعی تمرکز تغییر شکل مشاهده شده است.

#### مراجع

1. Khatib, I.F., Mahin, S.A., and Pister, K.S. (1988) *Seismic Behavior of Concentrically Braced Frames*, Rept. No. UCB/EERC-88/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
2. Lai, J. and Mahin, S. (2014) Strongback system: a way to reduce damage concentration in steel-braced frames. *J. Struct. Eng.*, 10.1061/(ASCE) ST.1943-541X.0001198, 04014223.
3. Tremblay, R. and Tirca, L. (2003) Behavior and Design of multi-story zipper concentrically braced steel frames for the mitigation of soft-story response. *Proceedings of the Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas*, P.471-477.
4. Lai, J.W., Tsai, K.C., Lin, S.L., and Hsiao, P.C. (2004) Large scale buckling restrained brace research in Taiwan. *Proceedings of the 1<sup>st</sup> Asia Conference on Earthquake Engineering*, Manila, Philippines.
5. Kiggins, S. and Uang, C.M. (2006) Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames as a dual system. *Eng. Struct.*, **28**, 1525-1532.