

# تأثیر نوع سیستم باربر جانبی در عملکرد لرزه‌یی قاب‌های فولادی ویژه تحت خرابی پیش‌رونده

حمیدرضا توکلی\* (استادیار)

علی رشیدی آلاشتی (کارشناس ارشد)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل

سوده اکبرپور (دانشجوی دکتری)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه کردستان

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۴ (۱۳۹۴)  
دوری ۲ - ۳۱، شماره ۲/۴، ص. ۱۰۸-۱۰۱ (پادداست نشی)

خرابی پیش‌رونده وضعیتی است که در آن بروز یک خرابی موضعی در یک عضو سازه‌یی منجر به شکست اعضا مجاور آن و فروریزش‌های اضافی در ساختمان می‌شود. هرگونه ضعف در طراحی و یا اجرای المان‌های سازه‌یی ممکن است باعث به‌وجود آمدن پدیده خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها حین بارگذاری انفجاری و یا لرزه‌یی شود. لذا مدل‌کردن پاسخ ساختمان‌ها در برابر خرابی پیش‌رونده، نظر پژوهشگران بسیاری را در دو دهه‌ی گذشته به خود جلب کرده است و تلاش‌هایی برای توسعه‌ی روش‌های تحلیل و طراحی در برابر این پدیده صورت گرفته است. در این نوشتار به منظور تخمین ایمنی لرزه‌یی، با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی، تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، چرخش و روند توزیع مفاصل خمیری در تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی فولادی سالم و آسیب‌دیده با سیستم‌های باربر جانبی گوناگون تحت خرابی پیش‌رونده مورد ارزیابی قرار گرفته است. با بررسی پاسخ سازه ملاحظه می‌شود عملکرد لرزه‌یی سازه‌ها اساساً وابسته به موقعیت حذف ستون و نوع سیستم باربر جانبی است و نشان از برتری سیستم قاب خمشی ویژه به همراه مهاربند برون‌محور دارد. نتایج حاصل بینش بهتری را برای درک تأثیر نوع سیستم باربر جانبی در پاسخ دینامیکی و ایمنی لرزه‌یی قاب‌های فولادی ویژه تحت خرابی پیش‌رونده به دست می‌دهد و بیان می‌کند که در هنگام ایجاد خرابی موضعی در طبقه‌ی پایینی سیستم‌های فولادی طراحی شده براساس الزامات ویژه‌ی لرزه‌یی، پتانسیل ایجاد خرابی پیش‌رونده وجود ندارد.

**واژگان کلیدی:** خرابی پیش‌رونده، قاب فولادی ویژه، سیستم باربر جانبی، ایمنی لرزه‌یی، تحلیل دینامیکی غیرخطی.

## ۱. مقدمه

باربر منجر می‌شود و ممکن است که باعث خرابی اعضا سازه‌یی بیشتری شود. مشاهده‌ی خسارت‌های زلزله در زمین‌لرزه‌های گذشته نشان می‌دهد که بارگذاری لرزه‌یی می‌تواند سبب خسارت‌هایی در المان‌های سازه‌یی شود و متعاقب آن، خرابی اولیه‌ی المان‌های سازه‌یی می‌تواند منجر به گسترش خسارت به دیگر اعضا باربر شود.<sup>[۱]</sup> در آیین‌نامه‌های موجود ساختمانی، طراحی سازه‌ها برای بارهای قابل قبولی است که ممکن است در طول عمر سازه بر آن وارد شود و سازه‌ها را معمولاً برای حوادث غیرطبیعی، که می‌توانند موجب خرابی‌های فراگیر شوند، طراحی نمی‌کنند. بیشتر آیین‌نامه‌های رایج فقط توصیه‌های کلی برای تعدیل تأثیر گسیختگی پیش‌رونده در سازه‌هایی را دارند که فراتر از بارهای طراحی‌شان بارگذاری می‌شوند. بنابراین، این پدیده می‌تواند برای سازه‌های طراحی‌شده براساس آیین‌نامه‌های جاری، حین رخداد زلزله‌های شدید مشکلاتی را به‌وجود آورد و حتی منجر به ویرانی کل سازه

ایمنی سازه همواره تمایل کلیدی برای مهندسان طراح پروژه‌های مهندسی بوده است. یکی از مکانیزم‌های خرابی سازه که توجه زیادی را در دهه‌های اخیر به خود اختصاص داده است، خرابی پیش‌رونده است. یک یا چند عضو سازه‌یی به دلیل تصادف یا انفجار ناگهان خراب می‌شوند و هر بار توزیع باری باعث خرابی دیگر المان‌های سازه‌یی می‌شود و ساختمان به‌طور پیش‌رونده منهدم می‌شود.<sup>[۱]</sup> خرابی پیش‌رونده می‌تواند به دلیل خطراتی مانند: انفجار، ضربه‌ی اتومبیل، آتش‌سوزی، و... و یا خطرات طبیعی چون زلزله باشد. نیروی زلزله می‌تواند نیروهای جانبی و تنش‌های قابل توجهی را در سازه ایجاد کند. تأثیر این بار می‌تواند اعضا سازه‌یی را بیش از حد بارگذاری کند، که در نهایت به از دست رفتن یک یا چند عضو

\* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۲/۷/۱۲، اصلاحیه ۱۳۹۲/۱۱/۲۱، پذیرش: ۱۳۹۳/۲/۲۲.

tavakoli@nit.ac.ir  
a.rashidi@stu.nit.ac.ir  
sudeh.omran84@yahoo.com

جانبی مطالعه و سپس با بررسی معیارهای پذیرش مشخص شد که سیستم قاب خمشی فولادی طراحی شده براساس آیین‌نامه‌ی لرزه‌یی، سیستمی مقاوم در برابر خرابی پیش‌رونده است.<sup>[۹]</sup> امروزه در ساختمان‌های فولادی جهت مقابله با نیروهای جانبی استفاده از سیستم‌های باربر لرزه‌یی امری اجتناب‌ناپذیر است. به‌طور کلی در سیستم‌های باربر استفاده از مهاربندها جهت تأمین پایداری جانبی و سختی مناسب، امری الزامی است. بدین منظور در این پژوهش عملکرد لرزه‌یی ساختمان‌های فولادی با سیستم‌های مختلف باربر جانبی تحت خرابی پیش‌رونده مورد بررسی قرار گرفته است. این ارزیابی از طریق تحلیل دینامیکی غیرخطی و با استفاده از نرم‌افزار ۳D PERFORM در مدل‌های سه بعدی تحت حالات با خرابی موضعی و بدون خرابی موضعی انجام شده است. نتایج استخراج شده از این تحلیل‌ها شامل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، دوران، و نحوه‌ی تشکیل مفاصل خمیری اعضاء است. این نتایج با معیارهای پذیرش مقایسه شده و تأثیر سیستم مهاربندی مختلف در حفظ سطح عملکرد قاب‌های آسیب‌دیده تحت خرابی پیش‌رونده مورد ارزیابی قرار گرفته است.

## ۲. مشخصات سازه

ساختمان‌های مورد مطالعه در این پژوهش، ۵ و ۱۵ طبقه با ۴ دهانه‌ی ۵ متری در نظر گرفته شده‌اند. این سازه‌ها دارای اسکلت فلزی، با ۳ سیستم باربر جانبی از نوع قاب خمشی ویژه، سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی ویژه با مهاربند ضربدری و سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی ویژه با مهاربند برون‌محور بوده‌اند. طراحی کشسان سازه‌ها براساس روش تنش مجاز مبحث دهم مقررات ملی انجام شده است.<sup>[۱۰]</sup> ساختمان‌ها از نوع مسکونی با اهمیت متوسط فرض شده و منطقه‌ی مورد مطالعه با لرزه‌خیزی زیاد و خاک از نوع III در نظر گرفته شده است.<sup>[۱۱]</sup> ارتفاع طبقات یکسان و برابر ۳/۳ متر، و تمامی اتصالات و تکیه‌گاه‌ها صلب فرض شده و سیستم سقف از نوع دال بتنی با عملکرد دو طرفه بوده است. بارگذاری ثقلی براساس مبحث ششم مقررات ملی ایران انجام شده است. بار مرده‌ی ناشی از سقف و پارتیشن داخلی برای طبقات  $(\text{Kg/cm}^2)$  ۵۰۰ و بار زنده‌ی وارد بر سطح برای طبقات برابر با  $(\text{Kg/cm}^2)$  ۲۰۰ در نظر گرفته شده است. برای محاسبه‌ی وزن هر طبقه در هنگام زلزله، کل بار مرده و ۲۰٪ از بار زنده لحاظ شده است. مقاطع مورد استفاده در تیرها از نوع مقاطع آمریکایی W و ستون‌ها از نوع Box بوده است. برای تیر و ستون از فولاد ST۳۷ با کمینگی تنش تسلیم  $(\text{Kg/cm}^2)$  ۲۴۰۰  $F_y =$  استفاده شده است. پلان ساختمان، موقعیت قرارگیری بادبندها و مشخصات اجزاء سازه‌یی در پیوست ارائه شده و کلیه‌ی بررسی‌های انجام‌شده در حالت سه بعدی بوده است.

## ۳. معرفی نرم‌افزار ۳D PERFORM

این نرم‌افزار اجازه‌ی طراحی براساس تغییرشکل را می‌دهد و توانایی زیادی برای تحلیل‌های غیرکشسان دارد، اما تمایلی به طراحی از طریق تحلیل ندارد. همچنین ابزاری توانمند به‌منظور ارزیابی عملکرد یک سازه است. راهبرد تحلیل غیرخطی در این نرم‌افزار بسیار قابل اعتماد است، و حتی وقتی که مؤلفه‌های غیرکشسان سختی منفی داشته باشند، اثرات  $P - \Delta$  سبب ناپایداری سازه می‌شوند.<sup>[۱۲]</sup> در نرم‌افزار ۳D PERFORM برای مدل‌سازی تیرها، ستون‌ها و

شود. به‌عبارت دیگر، هر نوع ضعف در طراحی و با اجرای المان‌های سازه‌یی ممکن است باعث به‌وجودآمدن پدیده‌ی خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها حین بارگذاری لرزه‌یی نیز شود. لذا مطالعه و بررسی تأثیر این پدیده در سازه‌ها ضروری به‌نظر می‌رسد. هدف اصلی این نوشتار کنترل عملکرد سازه‌های فولادی طراحی شده براساس استانداردهای معتبر و الزامات لرزه‌یی برای مقابله با خرابی پیش‌رونده در اثر بار زلزله است. در پژوهشی در سال ۲۰۰۸، ظرفیت مقاوم در برابر خرابی پیش‌رونده در قاب‌های خمشی فولادی مورد بررسی قرار گرفته و روش‌های تحلیلی استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی بر طبق آیین‌نامه‌های ۲۰۰۳ GSA و ۲۰۰۵ DOD برای مقایسه ارائه شده است. با مقایسه‌ی نتایج تحلیل‌ها، این نتیجه به‌دست آمد که تحلیل دینامیکی غیرخطی، ابزاری دقیق برای ارزیابی پتانسیل خرابی پیش‌رونده در سازه‌های ساختمانی است.<sup>[۱۳]</sup> همچنین در پژوهش دیگری در سال ۲۰۰۹، به مطالعه‌ی عملکرد لرزه‌یی و خرابی پیش‌رونده‌ی قاب‌های فولادی با ۳ نوع اتصال لرزه‌یی پرداخته شده است. براساس نتایج تحلیل لرزه‌یی، تفاوت کمی در نوع اتصالات مشاهده شده است، ولی پتانسیل خرابی پیش‌رونده‌ی سازه‌های طراحی شده برای لرزه‌خیزی متوسط به‌طور قابل توجهی با نوع اتصال تغییر کرده و سازه‌های طراحی شده برای لرزه‌خیزی بالا در مقابل خرابی پیش‌رونده ایمن‌تر بودند.<sup>[۱۴]</sup> پژوهشگران دیگری نیز در همان سال، اثر عملکرد زنجیره‌وار در پتانسیل خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های فولادی با قاب خمشی را بررسی کردند و تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی غیرخطی در مدل‌های ۳ و ۶ طبقه با مهاربند و بدون مهاربند با استفاده از روش APM پیشنهاد شده توسط راهنمای ۲۰۰۳ GSA را انجام دادند، و اثرات زنجیره‌وار همانند تعداد طبقات، دهانه‌ها و مهاربندهای اضافی حرکات جانبی را کاهش دادند.<sup>[۱۵]</sup> همچنین در پژوهش دیگری در سال ۲۰۱۰، اثرات راهبردهای مختلف بهسازی در کاهش خرابی پیش‌رونده در قاب‌های فولادی طراحی شده برای بار ثقلی با استفاده از روش APM پیشنهاد شده توسط GSA و DOD مورد بررسی قرار گرفت و مشخص شد که نوع بارگذاری در پتانسیل ایجاد خرابی پیش‌رونده تأثیرگذار است، به‌طوری که همه‌ی سناریوهای حذف ستون با بارگذاری براساس DOD منتج به انهدام ساختمان شده است، ولی برای بارگذاری براساس GSA چنین اتفاقی نیفتاده است.<sup>[۱۶]</sup> در پژوهش دیگری در سال ۲۰۱۱ نیز به طراحی قاب‌های فولادی باربر لرزه‌یی در برابر خرابی پیش‌رونده با استفاده از روش APM و راهنمای ۲۰۰۹ UFC پرداخته شده است. تحلیل‌های استاتیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی انجام و مشخص شده است که استفاده از روش استاتیکی خطی منجر به پاسخ‌های محافظه‌کارانه می‌شود. ولی بیان شده است که اگرچه استفاده از روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی منجر به پاسخ‌های اقتصادی‌تری می‌شوند، محاسبات پیچیده‌تری دارند. این پژوهش برای قاب‌های دو بعدی انجام شده است، ولی بنا به نظر پژوهشگر برای رسیدن به نتایج واقعی‌تر باید از مدل‌های سه بعدی استفاده کرد.<sup>[۱۷]</sup> برخی پژوهشگران نیز در پژوهش خود در سال ۲۰۱۳، روشی جدید برای شبیه‌سازی حذف دینامیکی ستون در سیستم‌های قابی ارائه کردند و با استفاده از روش مذکور پاسخ سازه‌یی یک قاب ساختمانی فولادی در سناریوهای گوناگون حذف ستون سنجیده شده است. تأثیرات غیرخطی مصالح و هندسی در تحلیل‌ها لحاظ و تمرکز ویژه‌یی برای تخمین تغییرمکان قائم نقطه‌ی حذف ستون صورت گرفته و مشخص شده است که پتانسیل خرابی پیش‌رونده اساساً بستگی به موقعیت حذف ستون دارد. روش پیشنهادی مذکور، امکاناتی چون سهولت محاسباتی و عملی بودن را برای شبیه‌سازی حذف دینامیکی ستون در سازه‌های قابی ارائه داده است.<sup>[۱۸]</sup> همچنین در پژوهش دیگری در همان سال، پتانسیل خرابی پیش‌رونده در قاب‌های خمشی فولادی تحت بارهای

جدول ۱. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده.

شماره	نام شتاب‌نگاشت	نوع خاک	فاصله از گسل (Km)	نام ایستگاه	PGA(x).g	PGA(y).g
۱	Imperial Valley	D	۳٫۸	El Centro	۰٫۳۱۳	۰٫۲۱۵
۲	Northridge	D	۱۳	Canyon	۰٫۴۱	۰٫۴۸۲
۳	Tabas	C	۳	Tabas	۰٫۸۳۶	۰٫۸۵۲

تجاوز کرده باشند. بنابراین تحلیل دینامیکی غیرخطی به‌عنوان روشی دقیق مد نظر قرار گرفته است.

#### ۱.۴. معرفی شتاب‌نگاشت‌ها

در این پژوهش جهت انجام تحلیل‌ها از ۳ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل به‌عنوان رکورد زلزله‌های مورد نیاز در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی استفاده شده است. شتاب‌نگاشت‌ها طبق روش مندرج در استاندارد ۲۸۰۰<sup>[۱۱]</sup> مقیاس شده و نتایج تحلیل‌ها با استفاده از بیشینه‌ی مقدار ۳ شتاب‌نگاشت مقیاس شده در جدول ۱ ارائه شده است.<sup>[۱۲]</sup>

#### ۲.۴. نحوه‌ی اعمال بارگذاری جهت تحلیل دینامیکی سازه تحت

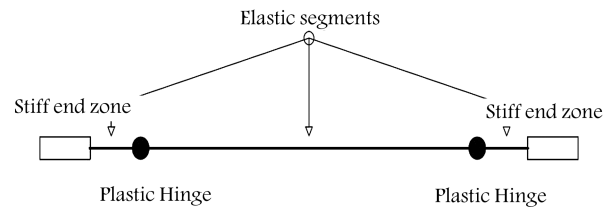
##### خرابی پیش‌رونده

در تحلیل دینامیکی غیرخطی ابتدا ترکیب بار  $DL + 0.75LL$  طبق آیین‌نامه‌ی GSA به کل دهانه‌های سازه و در مرحله‌ی بعد، با حذف یکی از ستون‌های دلخواه در طبقه‌ی همکف براساس روش APM با ثابت نگه‌داشتن ترکیب بار نقلی  $DL + 0.75LL$ ، شتاب‌نگاشت مقیاس شده به سازه اعمال شده است. نسبت میرایی در نظر گرفته شده در این بررسی ۰٫۰۵ بوده است.<sup>[۱۵]</sup>

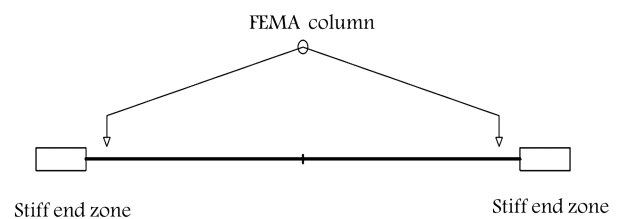
#### ۵. ارزیابی لرزه‌یی

##### ۱.۵. طراحی براساس سطح عملکرد

مبحث جدیدی که از چند سال گذشته به‌طور جدی در نقاط مختلف دنیا آغاز شده و به سرعت در حال تکامل است، طراحی لرزه‌یی براساس عملکرد سازه است. طراحی بر پایه‌ی عملکرد، یک فلسفه‌ی طراحی عمومی‌تر دارد، به نحوی که معیارهای طراحی بر حسب پارامترهایی مطرح می‌شود که بیان‌گر عملکرد سازه در برابر زلزله هستند. در این روش سعی بر آن است که سازه‌ی طراحی شده در یک منطقه با سطح لرزه‌خیزی خاص، قابلیت رسیدن به عملکرد مورد انتظار طراح را در زلزله‌ی طرح داشته باشد. در این نوشتار از دستورالعمل FEMA ۳۵۶ در زمینه‌ی طراحی لرزه‌یی براساس عملکرد استفاده شده است. در بسیاری از روش‌های طراحی عملکردی سازه‌ها تلاش شده است تا خرابی ایجاد شده در سازه‌ها مستقیماً در روند طراحی کنترل شوند. یک سطح عملکردی نشان‌دهنده‌ی بیشینه‌ی خرابی مورد انتظار سازه است، به طوری که اگر خرابی از این حد افزایش پیدا کند، سطح عملکرد سازه تغییر پیدا خواهد کرد. در این راستا به بررسی تأثیر خرابی پیش‌رونده در ایمنی لرزه‌یی سازه‌ها براساس سطح عملکرد پرداخته شده است. معیارهای عملکردی سازه می‌توانند از طریق ایجاد محدودیت بر روی بیشینه‌ی تغییرمکان نقاط مختلف سازه و یا بیشینه‌ی میزان خرابی ایجاد شده در اجزاء سازه‌یی و وضعیت مفاصل تشکیل شده در اعضا مطرح شوند.<sup>[۱۳]</sup>



الف) المان تیر؛



ب) المان ستون.

شکل ۱. المان تیر و ستون به‌کاررفته در مدل‌سازی.

بادبندها از المان Frame استفاده می‌شود. هر المان متشکل از چندین مؤلفه است، و مؤلفه‌های تشکیل‌دهنده‌ی المان‌های تیر و ستون در شکل ۱ ارائه شده است.

مطابق شکل ۱، مؤلفه‌های FEMA در این پژوهش بخش کلیدی در مدل‌سازی المان ستون با طول محدود و خواص غیرخطی هستند. مدل دارای ۲ مؤلفه از این نوع است. مدل chord rotation محدودیت‌هایی دارد که فقط برای تیرها و ستون‌های متقارن با مقاومت یکسان و نقطه‌ی عطف در وسط دهانه به‌کار می‌روند. اما PERFORM به کاربران اجازه می‌دهد تا مقاومت‌های مختلف در دو مؤلفه داشته باشند و نیز برای حالتی که نقطه‌ی عطف در وسط نیست، طول‌های مختلف برای دو مؤلفه در نظر گرفته شود. در المان تیر نیز از مدل لولاهای غیرخطی متمرکز به فاصله‌ی  $0.75d$  از بر ستون به همراه قسمت‌های کشسان استفاده شده است. این لولاهای به‌صورت لولاهای صلب خمیری مدل شده‌اند. جهت مدل‌سازی بادبندها نیز از المان Simple Bar استفاده شده است، که فقط قادر به تحمل بارهای محوری است. مشخصات این مفاصل با استفاده از جدول ۵-۶، FEMA ۳۵۶ تعریف شده‌اند.<sup>[۱۳]</sup>

#### ۴. تحلیل به روش دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی

زمانی که یک سازه تحت خرابی موضعی در معرض زلزله قرار می‌گیرد، پاسخ سازه از طریق اثرات دینامیکی تأثیر می‌پذیرد. بنابراین لازم است که رفتار دینامیکی سازه در تحلیل سازه و احتمال ایجاد خرابی پیش‌رونده در نظر گرفته شود. همچنین انتظار می‌رود که رفتار غیرخطی سازه به‌طور قابل ملاحظه‌یی رفتار سازه را تحت تأثیر قرار دهد، زیرا قبل از رسیدن به شرایط انهدام، یک سازه و مؤلفه‌هایش باید از حد کشسان

### ۲.۵. تغییرمکان جانبی نسبی

کنترل تغییرمکان نسبی طبقات به‌عنوان روشی جهت بررسی عملکرد سازه‌ها تحت بار جانبی همواره مورد توجه بوده است. برای کنترل تغییرشکل‌های جانبی، از مفهوم تغییرمکان جانبی نسبی طبقه استفاده شده است. بدین منظور تغییرمکان نسبی طبقه‌ی سازه‌ها در لحظه‌ی رویداد بیشینه‌ی جابه‌جایی بام محاسبه و با مقادیر حدی مقایسه شده است (رابطه‌ی ۱). مقادیر حدی مجاز براساس سطوح عملکرد در FEMA ۳۵۶ در جدول ۲ ارائه شده است. این مقادیر فقط برای ارزیابی کیفی رفتار تقریبی سازه‌ها در سطح عملکرد موردنظر بوده است.

$$\text{story Drift} = \frac{\Delta_{n+1} - \Delta_n}{h} \quad (1)$$

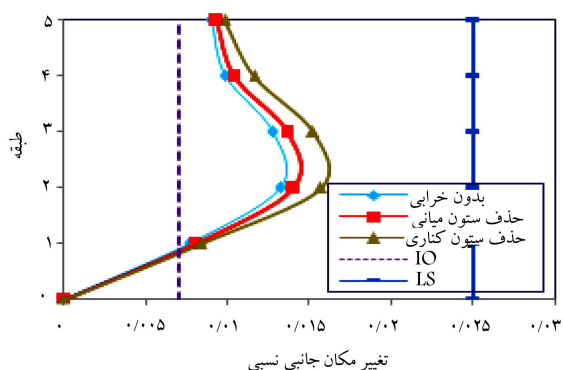
که در آن، Drift تغییرمکان نسبی جانبی؛  $\Delta_n$  تغییرمکان طبقه‌ی  $n$ م در نقطه‌ی عملکرد (لحظه‌ی رویداد بیشینه‌ی جابه‌جایی بام)؛  $h$  ارتفاع طبقه است. در این بخش نمودارهای تغییرمکان جانبی نسبی طبقات برای قاب ۵ طبقه در حالات بدون خرابی موضعی و با خرابی موضعی (خرابی ستون میانی و خرابی ستون گوشه) نشان داده شده است (شکل ۲). این تذکر لازم است که طراحی قاب‌های مورد بررسی در این نوشتار براساس سطح عملکرد ایمنی جانبی (LS) بوده است. مطابق شکل ۲ مشاهده می‌شود که در سازه با سیستم قاب خمشی ویژه، حذف ستون کناری تأثیر بیشتری در افزایش تغییرمکان نسبی طبقات نسبت به حذف ستون میانی دارد. در حالی که در سازه‌های ۵ طبقه با مهاربند برون‌محور و هم‌محور مشاهده می‌شود که حذف ستون میانی با مهاربندهای متصل به آن باعث افزایش زیادی در تغییرمکان نسبی در طبقات پایین شده است، که این افزایش در سازه‌های آسیب‌دیده با مهاربند هم‌محور چشم‌گیرتر است. اما در طبقات بالایی تفاوت چندانی با سازه‌ی سالم مشاهده نمی‌شود و حتی مقدار ناچیزی کاهش مشاهده می‌شود. بنابراین در سازه با مهاربند ضربدری، حذف ستون میانی و مهاربندهای مجاور تأثیر شدیدی در افزایش تغییرمکان نسبی طبقه‌ی اول دارد و سناریوی کاهش تغییرمکان نسبی در طبقات بعدی همچنان ادامه دارد. بنابراین نتایج حاکی از آن است که سیستم با مهاربند برون‌محور رفتار مناسب‌تری را نسبت به سیستم با مهاربند هم‌محوری در هنگام ایجاد خسارت به‌خصوص در ستون‌های متصل به مهاربند از خود نشان می‌دهند. مشخص است که حذف ستون متصل به مهاربند، که منجر به حذف المان‌های قطری بادبندی می‌شود، تأثیر قابل‌ملاحظه‌ی در ایجاد ضعف در سازه دارد، که در مورد سازه‌های با مهاربند ضربدری این امر بارزتر است.

### ۳.۵. بررسی وضعیت مفاصل

یکی دیگر از معیارهای عملکردی سازه می‌تواند توسط وضعیت مفاصل تشکیل‌شده در اعضاء سازه‌ی مطرح شود. همچنین معیارهای پذیرش متفاوتی نیز جهت حالت

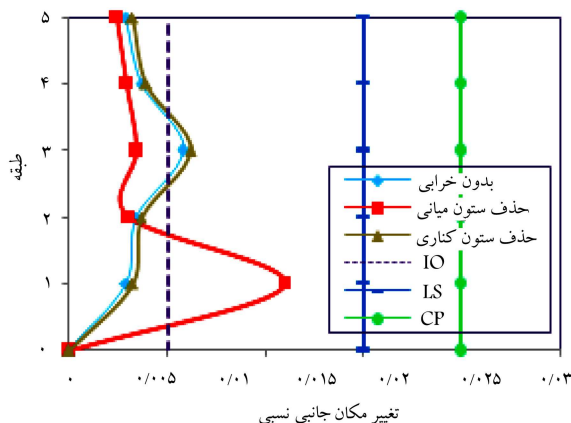
جدول ۲. مقادیر مجاز تغییرمکان نسبی در سطوح مختلف عملکرد. [۱۳]

سطح عملکرد	استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)	ایمنی جانبی (LS)	آستانه‌ی فروریزش (CP)
قاب‌بستی	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۴
قاب فولادی	۰/۰۰۷	۰/۰۲۵	۰/۰۵
قاب فولادی مهاربندی‌شده	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲



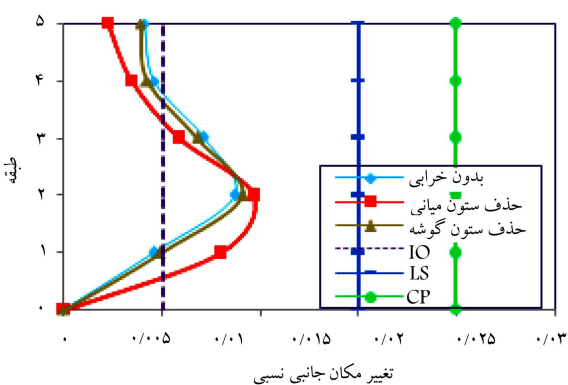
تغییر مکان جانبی نسبی

الف) قاب خمشی ویژه؛



تغییر مکان جانبی نسبی

ب) قاب خمشی ویژه با مهاربند هم‌محور؛



تغییر مکان جانبی نسبی

ج) قاب خمشی ویژه با مهاربند برون‌محور.

شکل ۲. بیشینه‌ی تغییرمکان جانبی نسبی تراز طبقات قاب فولادی ۵ طبقه با سیستم‌های باربر جانبی مختلف.

حدی ایجاد خرابی پیش‌رونده ارائه شده است، که مهم‌ترین آنها بیشینه‌ی دوران مفاصل خمیری است. جدول ۳، این معیارهای پذیرش تحلیل غیرخطی را براساس راهنمای ۲۰۰۳ GSA و ۲۰۰۹ UFC نشان می‌دهد. زمانی که تمام تیرها و یا ستون‌های واقع در دهانه‌ی که ستون زیر آن حذف شده است، از معیارهای فوق تجاوز کند، سازه موردنظر به‌عنوان سازه‌ی با پتانسیل ایجاد خرابی پیش‌رونده شناخته خواهد شد و باید در طراحی تجدیدنظر کرد.

همان‌طور که اشاره شده است، راهنمای ۲۰۰۹ UFC سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش (CP) را برای تیرها در دهانه‌هایی که المان قائم آن از دست رفته است، به‌عنوان حالت حدی دوران لولا استفاده می‌کند، اگر این المان‌ها از این حد

بیشینهی دوران‌ها، به ارائه‌ی تغییرات سطوح عملکرد در المان‌ها در اثر ایجاد یک خرابی موضعی و دامنه‌ی تأثیرگذاری آن در کل سازه منجر خواهد شد. بررسی شکل‌گیری لولاها نشان از آن دارد که پس از حذف ستون میانی به تعداد لولاهای با سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) در تیرها افزوده می‌شود. لکن هیچ لولایی با سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش شکل نمی‌گیرد، که این امر بیان‌گر مقاومت بالای سازه‌های فولادی با سیستم قاب خمشی ویژه در مقابله با اثرات سوء ایجاد یک خرابی موضعی و گسترش آن در هنگام وقوع زلزله است. همچنین مشخص است که هیچ لولایی در ستون‌ها شکل نگرفته است.

شکل ۴ نشان می‌دهد که افزایش تعداد لولاهای با سطح عملکرد LS در دهانه‌ی که ستون زیر آن برداشته شده است، در مدل‌های کوتاه‌تر نسبت به تعداد لولاهایی که در حالت بدون خرابی موضعی شکل گرفته است، بیشتر است. بنابراین می‌توان نتیجه‌گیری کرد که با افزایش تعداد طبقات، حساسیت سازه به از دست رفتن یک عضو کاهش یافته و سازه در برابر ایجاد خرابی پیش‌رونده مقاوم‌تر شده است. شکل ۵، درصد لولاهای شکل‌گرفته با سطح عملکرد IO و LS در تیر و ستون قاب پیرامونی مدل‌های سه بعدی را نشان می‌دهد. مشخص است که با افزایش

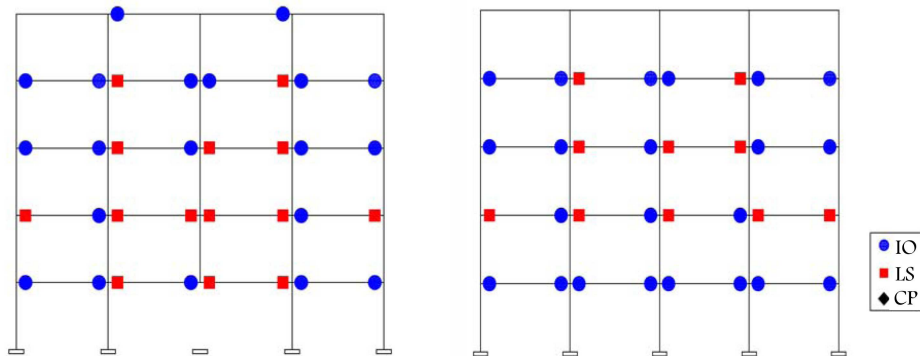
تجاوز کنند و یک مکانیزم خرابی را در این دهانه شکل دهند، سازه پتانسیل بالایی برای ایجاد خرابی پیش‌رونده دارد. به همین دلیل عملکرد لولاها در بیشینه‌ی تغییرمکان جانبی بررسی و با معیار پذیرش خرابی پیش‌رونده مقایسه شده است.

### ۱.۳.۵. مقایسه‌ی سطح عملکرد لولاهای خمیری

در این قسمت بیشینه‌ی دورانی را که لولاهای پلاستیک قاب پیرامونی مدل‌های سه بعدی در طول تاریخچه‌ی زمانی اعمال بار لرزه‌یی تجربه می‌کنند، در شکل ۳ نمایش داده شده است. گرچه برای قضاوت در مورد ایجاد خرابی پیش‌رونده نیاز به در نظر گرفتن دوران کلیه‌ی لولاها در یک زمان واحد است، اما نشان دادن

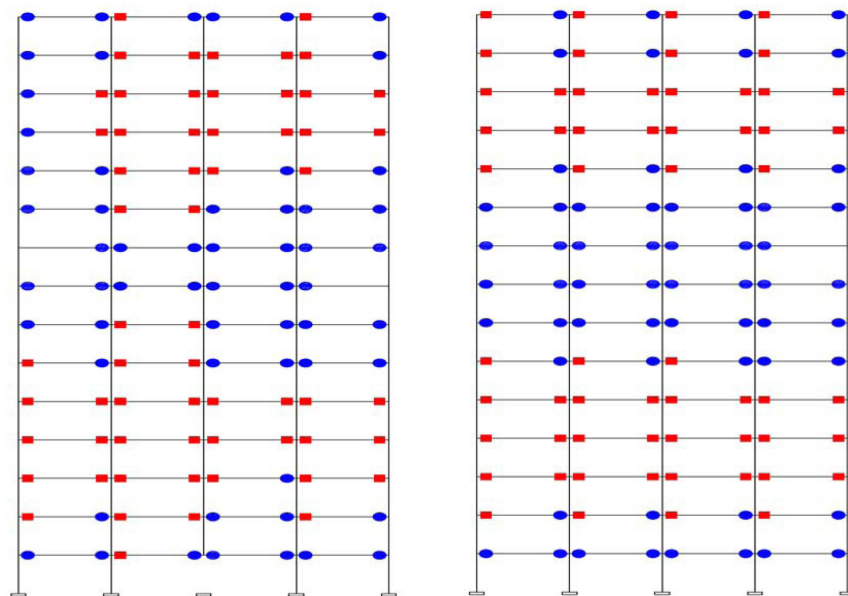
جدول ۳. معیار پذیرش خرابی پیش‌رونده براساس (GSA ۲۰۰۳) و (UFC ۲۰۰۹) [۱۶،۱۵]

مؤلفه	دوران (رادیان) (GSA ۲۰۰۳)	دوران (سطح عملکرد) (UFC ۲۰۰۹)
تیر فولادی	۰/۲۱	(آستانه‌ی فروریزش) CP
ستون فولادی	۰/۲۱	(ایمنی جانی) LS



ب) سازه ۵ طبقه، حذف ستون میانی؟

الف) سازه ۵ طبقه، بدون خرابی؟



د) سازه ۱۵ طبقه، حذف ستون میانی.

ج) سازه ۱۵ طبقه، بدون خرابی؟

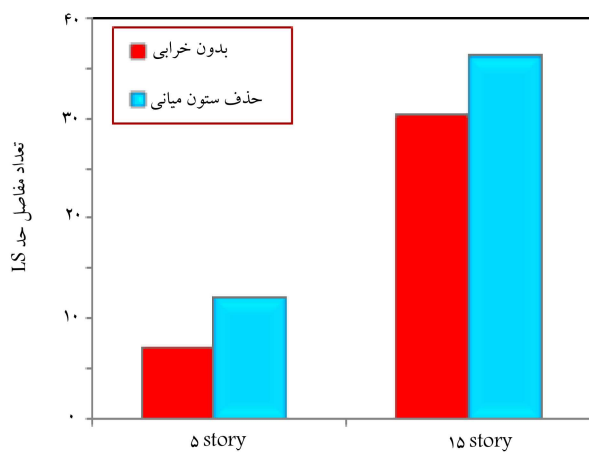
شکل ۳. روند شکل‌گیری لولاها در سازه‌ی سالم و آسیب‌دیده با قاب خمشی ویژه تحت اثر زلزله‌های مقیاس شده.

تعداد طبقات، اختلاف لولاهای شکل‌گرفته با سطح عملکرد ایمنی جانی در حالت سالم و خسارت‌دیده کم شده است. به‌عنوان مثال در حالی که در اثر حذف ستون میانی در مدل ۵ طبقه، ۵٪ به لولاهای با سطح عملکرد ایمنی جانی اضافه شده است، این مقدار برای مدل ۱۵ طبقه با همین تعداد دهانه فقط ۱٪ است.

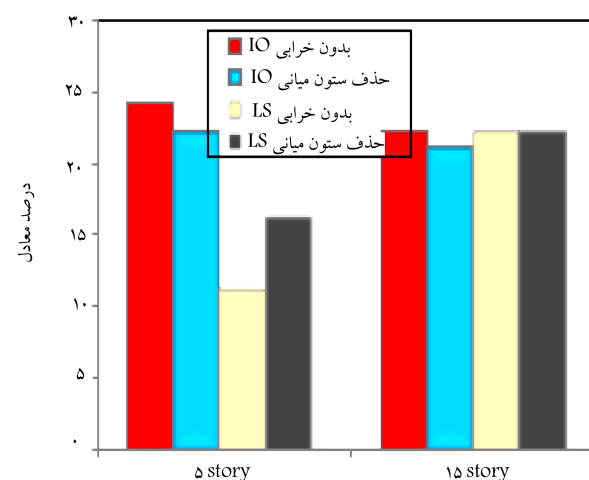
شکل ۶، نحوه‌ی شکل‌گیری این لولاها در حالت سازه‌ی سالم و سازه با حذف ستون میانی و مهاربندهای مجاور را به ترتیب در سیستم‌های قاب خمشی ویژه به همراه مهاربند هم‌محور ضربدری و قاب خمشی ویژه به همراه مهاربند برون‌محور در سازه‌ی ۱۵ طبقه نشان می‌دهند. از شکل‌گیری لولاها در سازه‌های با مهاربند ضربدری ملاحظه می‌شود که در دهانه‌ی مهاربندی شده که ستون آن حذف شده است، سطح عملکرد تغییری نکرده و در عوض، افزایش دوران‌ها به دهانه‌ی مجاور منتقل شده است. در سازه‌های مهاربند برون‌محور نیز سطح عملکرد از حد ایمنی جانی تجاوز نکرده است. بنابراین هیچ نگرانی در برابر ایجاد خرابی پیش‌رونده وجود نخواهد داشت. ملاحظه می‌شود در سازه‌های آسیب‌دیده با مهاربند ضربدری عموماً با افزایش تعداد لولاهای با سطح عملکرد ایمنی جانی مواجه هستیم، در حالی که در سیستم با مهاربند برون‌محور شاهد کاهش تعداد لولاها با سطح عملکرد ایمنی جانی هستیم. هم‌چنین در سیستم با مهاربند هم‌محور، مفاصل بیشتری در ستون‌ها نسبت به سیستم با مهاربند برون‌محور شکل می‌گیرد. بنابراین برتری نسبی سیستم با مهاربند برون‌محور در برابر سیستم با مهاربند ضربدری مشهودتر می‌شود.

## ۶. نتیجه‌گیری

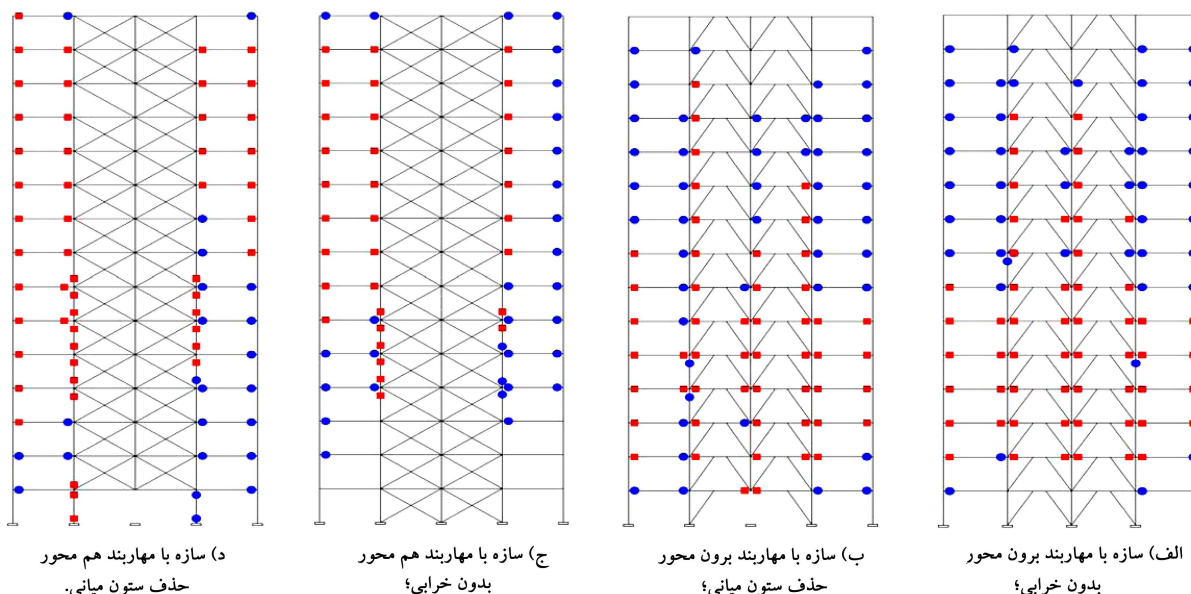
در این پژوهش تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی روی مدل‌های سه بُعدی در سازه‌های فولادی با سیستم قاب خمشی ویژه، قاب خمشی ویژه با مهاربند هم‌محور و قاب خمشی ویژه با مهاربند برون‌محور صورت گرفته است. در نتایج ارائه‌شده از پیشینه‌ی مقدار ۳ شتاب‌نگاشت مقیاس‌شده براساس استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است. نتایج به‌دست‌آمده به این شرح است:



شکل ۴. تعداد لولاهای با سطح عملکرد ایمنی جانی در دهانه‌یی که ستون زیر آن حذف شده است.



شکل ۵. درصد لولاهای شکل‌گرفته در تیر و ستون قاب پیرامونی سیستم قاب خمشی ویژه.



شکل ۶. روند شکل‌گیری مفاصل در قاب خمشی ویژه‌ی ۱۵ طبقه با مهاربند هم‌محور و برون‌محور تحت اثر زلزله‌های مقیاس‌شده.

سیستم‌های بادبندی نمی‌گذارد. بنابراین نتایجی که از مقایسه‌ی تغییرمکان نسبی طبقات سازه‌های سالم و آسیب‌دیده به دست می‌آید، نشان از برتری سیستم قاب خمشی ویژه به همراه مهاربند برون‌محور دارد.

• از شکل‌گیری لولاها در هنگام ایجاد خرابی موضعی می‌توان مشاهده کرد که هر چند تعداد لولاهای با سطح عملکرد ایمنی جانی در سازه‌های خسارت‌دیده افزایش می‌یابد، لکن از آنجایی که دوران لولاهای پلاستیک نسبت به حالت حدی ایجاد خرابی پیش‌رونده خیلی کوچک‌تر هستند، علی‌رغم کم‌بودن تعداد مدل‌ها می‌توان مطمئن شد که در هنگام ایجاد خرابی موضعی در طبقه‌ی پایینی در یک ستون و مهاربندهای مجاور در سیستم‌های فولادی طراحی شده براساس الزامات ویژه‌ی لرزه‌یی، پتانسیل ایجاد خرابی پیش‌رونده وجود ندارد.

• نتیجه‌ی کلی این است که سازه‌های طراحی شده با مشخصات ویژه براساس دستورالعمل‌ها و راهنماهای معتبر، در هنگام رویارویی با یک خسارت موضعی شامل حذف یک ستون و یا یک ستون به همراه مهاربندهای مجاور، از حاشیه‌ی امنیت مناسبی برخوردار هستند. همچنین برتری مدل‌های سازه‌یی با مهاربند برون‌محور در مقابله با خرابی پیش‌رونده مشهود است.

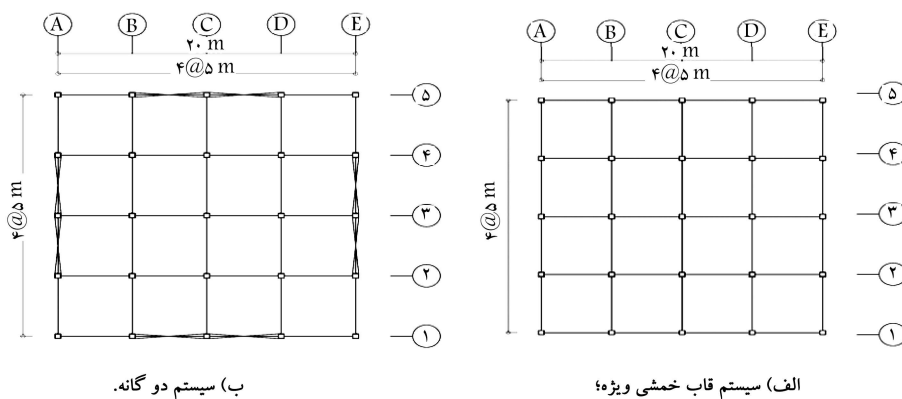
• موقعیت خسارت ایجادشده تأثیر قابل ملاحظه‌یی در عملکرد لرزه‌یی سازه‌ها می‌گذارد. نتایج تحلیل‌ها روی سیستم قاب‌های خمشی ویژه نشان می‌دهد که افزایش تغییرمکان نسبی بیشینه در موقعیت حذف ستون کناری ملموس‌تر است. بنابراین در سیستم قاب خمشی بدون مهاربند، حذف ستون کناری نامطلوب‌تر است؛ در حالی که در سیستم‌های دوگانه، حذف ستون‌های متصل به مهاربند، که سبب حذف مهاربندها می‌شود، نتایج مخرب‌تری را منجر می‌شوند.

• با افزایش تعداد طبقات، حساسیت سازه به از دست‌رفتن یک عضو کاهش می‌یابد و سازه در برابر ایجاد خرابی پیش‌رونده مقاوم‌تر می‌شود. زیرا در قاب‌ها با تعداد طبقات بیشتر به هنگام خرابی موضعی، المان‌های سازه‌یی بیشتری وجود دارد و این موضوع موجب تقویت کنش زنجیره‌یی اعضاء جهت حمل و انتقال بار و هم‌چنین تثبیت فوری وضعیت به‌وجودآمده می‌شود.

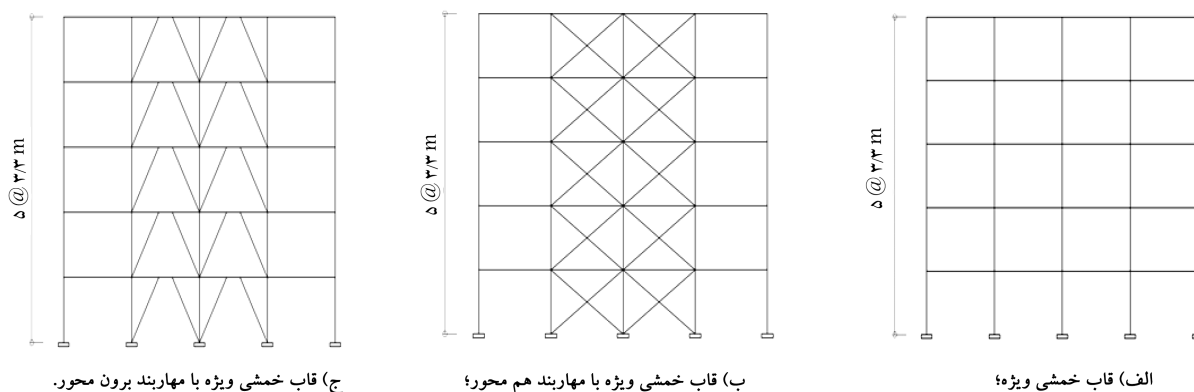
• با بررسی تغییرمکان نسبی به‌خصوص در طبقه‌ی اول روشن است که سیستم با مهاربند ضربدیری افت مقاومت شدیدی را در اثر حذف مهاربندها نشان می‌دهد و مشخص است که حذف ستون کناری به تنهایی تأثیر قابل ملاحظه‌یی را در

## منابع (References)

- Menchel, K. "Progressive collapse: Comparison of main standards, formulation and validation of new computational procedures", PhD. Thesis Universite Libre de Bruxelles, Belgium (2008).
- Wibowo, H. and Lau, D.T. "Seismic progressive collapse qualitative point of view", *Civil Engineering Dimension*, **11**(1), pp. 8-14 (2009).
- Kim, J. and Kim, T. "Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **65**(1), pp. 169-179 (2009).
- Kim, T. and Kim, J. "Collapse analysis of steel moment frames with various seismic connections", *Journal of Constructional Steel Research*, **65**(6), pp. 1316-1322 (2009).
- Kim, J. and An, D. "Evaluation of progressive collapse potential of steel moment frames considering catenary action", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **18**(4), pp. 455-465 (2009).
- Kapil, K. and El-Tawil, S. "Effect of retrofit strategies on mitigating progressive collapse of steel frame structures", *Journal of Constructional Steel Research*, **66**(4), pp. 520-531 (2010).
- Min, L. "Progressive collapse design of seismic steel frames using structural optimization", *Journal of Constructional Steel Research*, **67**(3), pp. 322-332 (2011).
- Tavakoli, H.R. and Kiakojoouri, F. "Numerical study of progressive collapse in framed structures: A new approach for dynamic column removal", *International Journal of Engineering*, **26**(7), pp. 685-692 (2013).
- Tavakoli, H.R. and Rashidi, A. "Evaluation of progressive collapse potential of multi-story moment resisting steel frame buildings under lateral loading", *Sharif University of Technology, Scientia Iranica*, **20**(1), pp. 77-86 (2013).
- Iranian Building Code (10th Code), *Design and Construction of Steel Buildings*, National Regulations, Iran (2008).
- Iranian Building Code (2800 Code), *Seismic Resistant Design of Buildings*, Iran (2008).
- [http:// www.Csiberkeley.com/perform3d/overview](http://www.Csiberkeley.com/perform3d/overview) (accessed: 15 March 2012).
- FEMA356, *Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington (DC) (1997).
- [http:// www.peer.berkeley.edu/smcat](http://www.peer.berkeley.edu/smcat) (accessed: 3 October 2011).
- GSA, *Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects*, The U.S. General Services Administration (2003).
- Unified Facilities Criteria (UFC), *Design of Buildings to Resist Progressive Collapse*, Department of Defense (2009).



شکل پ ۱. پلان مدل‌های سازه‌یی.



شکل پ ۲. نمای مدل‌های سازه‌یی.

جدول پ ۱. مشخصات اجزاء سازه‌یی با سیستم قاب خمشی ویژه.

مقطع ستون (cm)	مقطع تیرهای درونی	مقطع تیرهای پیرامونی	طبقه
سازه‌ی ۵ طبقه‌ی ۴ دهانه			
Box ۳۵ × ۳۵ × ۱	W۱۴ × ۲۶	W۱۲ × ۱۹	۴، ۳، ۲، ۱
Box ۲۵ × ۲۵ × ۱	W۱۲ × ۱۹	W۱۰ × ۱۷	۵
سازه‌ی ۱۵ طبقه‌ی ۴ دهانه			
Box ۵۵ × ۵۵ × ۲	W۲۱ × ۴۴	W۱۸ × ۳۵	۵ و ۴، ۳، ۲، ۱
Box ۴۵ × ۴۵ × ۱٫۵	W۲۱ × ۴۴	W۱۸ × ۳۵	۱۰ و ۹، ۸، ۷، ۶
Box ۴۰ × ۴۰ × ۱٫۵	W۱۶ × ۳۱	W۱۲ × ۱۹	۱۳ و ۱۲، ۱۱
Box ۳۵ × ۳۵ × ۱	W۱۴ × ۲۲	W۱۰ × ۱۷	۱۵ و ۱۴



جدول پ ۲. مشخصات اجزاء سازه‌یی با سیستم‌های دوگانه‌ی قاب خمشی ویژه و مهاربند.

طبقه	مقطع تیرهای پیرامونی در دهانه‌های بادبندی	مقطع تیرهای پیرامونی به غیر از دهانه‌های بادبندی	مقطع تیرهای درونی	مقطع ستون (cm)	مقطع بادبند
سازه‌ی ۱۵ طبقه‌ی ۴ دهانه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی ویژه و مهاربند ضربدری					
۳ و ۲، ۱	W۸ × ۱۵	W۱۴ × ۲۶	W۱۴ × ۲۶	Box ۴۰ × ۴۰ × ۱٫۵	۲UNP۲۴
۶ و ۵، ۴	W۸ × ۱۵	W۱۴ × ۲۶	W۱۴ × ۲۶	Box ۳۵ × ۳۵ × ۱٫۲	۲UNP۲۴
۸ و ۷	W۸ × ۱۵	W۱۴ × ۲۶	W۱۴ × ۲۶	Box ۳۵ × ۳۵ × ۱	۲UNP۱۸
۱۰ و ۹	W۸ × ۱۵	W۱۴ × ۲۶	W۱۴ × ۲۶	Box ۳۵ × ۳۵ × ۱	۲UNP۱۶
۱۲ و ۱۱	W۸ × ۱۵	W۱۴ × ۲۶	W۱۴ × ۲۶	Box ۳۵ × ۳۵ × ۱	۲UNP۱۲
۱۴ و ۱۳	W۸ × ۱۵	W۱۴ × ۲۶	W۱۴ × ۲۶	Box ۳۵ × ۳۵ × ۱	۲UNP۱۰
۱۵	W۸ × ۱۵	W۱۲ × ۱۹	W۱۲ × ۱۹	Box ۲۵ × ۲۵ × ۱	۲UNP۱۰
سازه‌ی ۱۵ طبقه‌ی ۴ دهانه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی ویژه و مهاربند برون‌محور					
۱	W۱۸ × ۳۵	W۱۴ × ۲۶	W۱۴ × ۲۶	Box ۴۵ × ۴۵ × ۱٫۵	۲UNP۱۲
۳ و ۲	W۱۸ × ۳۵	W۱۴ × ۲۶	W۱۴ × ۲۶	Box ۴۰ × ۴۰ × ۱٫۵	۲UNP۱۲
۵ و ۴	W۱۸ × ۳۵	W۱۴ × ۲۶	W۱۴ × ۲۶	Box ۳۵ × ۳۵ × ۱٫۲	۲UNP۱۲
۷ و ۶	W۱۶ × ۳۱	W۱۴ × ۲۶	W۱۴ × ۲۶	Box ۳۵ × ۳۵ × ۱٫۲	۲UNP۱۲
۹ و ۸	W۱۶ × ۳۱	W۱۴ × ۲۶	W۱۴ × ۲۶	Box ۳۵ × ۳۵ × ۱	۲UNP۱۲
۱۱ و ۱۰	W۱۶ × ۳۱	W۱۴ × ۲۶	W۱۴ × ۲۶	Box ۳۵ × ۳۵ × ۱	۲UNP۱۰
۱۲	W۱۲ × ۱۹	W۱۴ × ۲۶	W۱۴ × ۲۶	Box ۳۵ × ۳۵ × ۱	۲UNP۱۰
۱۳	W۱۲ × ۱۹	W۱۲ × ۱۹	W۱۲ × ۱۹	Box ۳۵ × ۳۵ × ۱	۲UNP۱۰
۱۵ و ۱۴	W۱۲ × ۱۹	W۱۲ × ۱۹	W۱۲ × ۱۹	Box ۳۰ × ۳۰ × ۱	۲UNP۱۰