

بررسی اثر انواع اتصال‌های گیردار در رفتار قاب خمشی فولادی تحت خرابی پیش‌رونده

غلامرضا نوری* (استادیار)

امیر قنوی رستگار (دانشجوی کارشناسی ارشد)

ابوالفضل یوسف‌پور اوندری (دانشجوی دکتری)

دانشکده مهندسی، دانشگاه خوارزمی

یکی از مکانیسم‌های خرابی که در دهه‌های اخیر توجه به آن افزایش پیدا کرده است، خرابی پیش‌رونده است. وقوع حوادث مختلفی، از قبیل: انفجار، آتش‌سوزی، برخورد وسائط نقلیه، خطا در محاسبات یا ساخت و ... می‌توانند باعث ایجاد خرابی موضعی در سازه شوند و در برخی موارد گسترش آن‌ها می‌تواند منجر به تخریب کل سازه و یا بخش بزرگی از آن شود، که پدیده مذکور را خرابی پیش‌رونده می‌نامند. در نوشتار حاضر، به بررسی رفتار قاب خمشی فلزی با اتصال گیردار با مقطع کاهش‌یافته، ورق کناری و ورق زیر سری و روسری با جان تقویت شده تحت اثر خرابی پیش‌رونده پرداخته شده است. جهت بررسی پتانسیل خرابی پیش‌رونده از ساختمان‌های ۶، ۹ و ۱۲ طبقه (بیانگر ساختمان‌های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلندمرتبه) با سیستم قاب خمشی فلزی متوسط استفاده شده است. آنالیزهای روش مسیر جایگزین خرابی پیش‌رونده انجام گرفته نشان می‌دهد که اتصال با مقطع کاهش‌یافته، مقاومت بالاتری نسبت به اتصال با ورق کناری و اتصال گیردار مستقیماً تقویت شده‌ی جوشی دارد، به‌گونه‌ای که مقدار جابه‌جایی آن تا ۲۰٪ کمتر است. از مجموع ۸۱ مدل تحلیل شده، در ۱۹ مدل شکست سازه اتفاق افتاده است، که در حدود ۳۰٪ آن‌ها مربوط به مدل‌های با اتصال کاهش‌یافته، ۲۳٪ مربوط به مدل‌های با اتصال با ورق کناری و ۲۷٪ شامل مدل‌های با اتصال گیردار مستقیماً تقویت شده‌ی جوشی هستند.

واژگان کلیدی: خرابی پیش‌رونده، اتصال‌های گیردار، اتصال مقطع کاهش‌یافته،

اتصال گیردار جوشی، اتصال با ورق کناری.

۱. مقدمه

پیش‌رونده در ساختمان‌های موجود بدون لحاظ کردن ضوابط طراحی در برابر خرابی پیش‌رونده است. در این راستا، مطالعات متنوعی در بررسی عوامل تأثیرگذار در خرابی پیش‌رونده‌ی ساختمان‌های موجود انجام شده است. سای و همکاران (۲۰۰۸)، براساس روش آنالیز خطی پیشنهادی مدیریت خدمات عمومی امریکا (GSA)^[۱]، پتانسیل وقوع خرابی پیش‌رونده را در ساختمان بتنی مسلح مقاوم در برابر زلزله بررسی کردند^[۲] و تحلیل صورت گرفته براساس روش استاتیکی خطی پیشنهادی GSA نشان داد که ساختمان مورد بررسی، پتانسیل کمی برای وقوع خرابی پیش‌رونده دارد. همچنین نتایج پژوهش اخیر نشان داده است که معیارهای متفاوتی برای تخمین مقاومت در برابر خرابی، در دو روش تحلیل غیرخطی باید در نظر گرفته شود. کردباغ و محمدی (۲۰۱۷) نیز نشان دادند که سازه‌های طراحی شده با برش پایه لرزه‌ی بالاتر، مقاومت خرابی پیش‌رونده‌ی بیشتری دارد و نتیجه گرفتند که حتی با کاربرد انواع اتصال‌های مختلف، تأثیر برش پایه طراحی قابل

یکی از مکانیسم‌هایی که در دهه‌های اخیر توجه به آن افزایش پیدا کرده است، خرابی پیش‌رونده است. وقوع حوادث مختلفی، از قبیل: انفجار، آتش‌سوزی، برخورد وسائط نقلیه، خطا در محاسبات و ساخت و ... می‌توانند باعث ایجاد خرابی موضعی در سازه شوند و در برخی موارد گسترش خرابی پیش‌آمده می‌تواند منجر به تخریب کل سازه و یا بخش بزرگی از آن شود که پدیده مذکور را خرابی پیش‌رونده می‌نامند. توجه به موضوع خرابی پیش‌رونده در جامعه‌ی مهندسان، اولین بار به دلیل خرابی موضعی ساختمان رونان پوینت (۱۹۶۸) به‌وجود آمد و حادثه‌ی ۱۱ سپتامبر (۲۰۰۱) به‌عنوان نیروی محرکی در جهت پژوهش‌های بیشتر در زمینه ذکر شده بود.^[۱] یکی از مسائل قابل توجه، پتانسیل خرابی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۸/۱۰/۱۳۹۶، اصلاحیه ۱۴/۱/۱۳۹۷، پذیرش ۲۸/۱/۱۳۹۷.

DOI:10.24200/J30.2018.5613.2273

Archive of SID

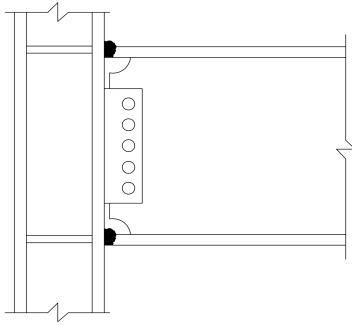
و التایل (۲۰۰۷) نشان داد که شکل پذیری و مقاومت اتصال با افزایش عمق تیر و افزایش نسبت مقاومت جاری شدن به مقاومت نهایی به شدت تحت تأثیر قرار می‌گیرد. همچنین جزئیات اتصال بال تیر به ستون نقش مؤثری دارد.^[۱۲]

فردی و همکاران (۲۰۱۶) نیز عملکرد یک اتصال جدید فولادی را در برابر بارگذاری لرزه‌یی و خرابی پیش‌رونده به صورت تجربی و عددی بررسی کردند و نتیجه گرفتند که اتصال جدید پیشنهاد شده قادر به دستیابی به ظرفیت چرخشی مناسب و توسعه‌ی ظرفیت کامل کشتان تیر اتصال است. علاوه بر این، رفتار عالی چرخشی توسط اتصال پیشنهادی موجب افزایش زاویه‌ی چرخش می‌شود.^[۱۳] همچنین مقاومت دو نوع اتصال خمشی استاندارد و اتصال تقویت شده با ورق جانبی در برابر خرابی پیش‌رونده تحت آزمایش انفجاری توسط کارنز (۲۰۰۶) و کارنز و همکاران (۲۰۰۷) ارزیابی شده است،^[۱۴] و نتایج مطالعات سان و همکاران (۲۰۱۲) نیز نشان داد که باید به نیروی محوری در طراحی اتصالات فولادی مقاوم در مقابل خرابی پیش‌رونده توجه شود و با استفاده از سیستم‌هایی که سختی جانبی سازه را افزایش می‌دهند، می‌توان ظرفیت باربری محوری اتصالات را افزایش داد.^[۱۵]

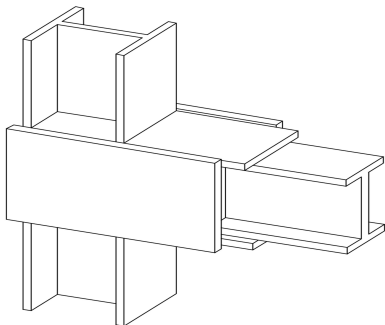
برای تحلیل و ارزیابی خرابی پیش‌رونده‌ی سازه‌ها نیز روش‌های مختلفی توسط آیین‌نامه‌ها و برخی پژوهشگران ارائه شده است که طی سال‌های گذشته برای نزدیک شدن نتایج روش‌های مذکور به واقعیت، پژوهش‌های مختلفی انجام شده است. برون و رایمن (۲۰۱۰) در ارزیابی مسیر بار جایگزین در طراحی مقاوم ستون فلزی در مقابل خرابی پیش‌رونده نتیجه گرفتند که روش مسیر بار جایگزین برای حذف یک ستون با جواب منطقی و برای تخریب بیش از یک ستون، نتایج دقیقی از روش مذکور ارائه نمی‌دهد.^[۱۶] در بررسی روش‌های موجود برای ارزیابی خرابی پیش‌رونده‌ی ساختمان‌های فولادی تحت آنالیزهای استاتیکی خطی و دینامیکی غیرخطی نشان داده شده است که جابه‌جایی‌های قائم به دست آمده از آنالیز دینامیکی تقریباً ۲ تا ۳ برابر جابه‌جایی‌های حاصل از آنالیز استاتیکی است. لذا توصیه می‌شود برای بررسی رفتار سازه در چنین مواردی، آنالیز دینامیکی انجام شود.^[۱۷] البته قابل توجه است که این نتایج مربوط به ویرایش قبلی GSA است که ضریب افزایش دینامیکی در برخی موارد صحیح نبوده است. تحلیل غیرخطی در قضاوت رفتار سازه در هنگام حذف یک عضو اصلی بهتر از تحلیل خطی است. در رفتار غیرکشتان، نتایج با دقت بالایی نحوه‌ی خرابی را تخمین می‌زنند و پروسه‌ی خرابی مشخص و احتمال فروپاشی کامل و ناقص دست‌یافتنی است.^[۱۸] البته روش‌های دیگری نیز در سال‌های اخیر توسط برخی پژوهشگران ارائه شده است. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی خرابی پیش‌رونده مبتنی بر انرژی با بررسی وضعیت توازن انرژی بین کار خارجی انجام شده توسط بارهای گرانشی نامتعادل و انرژی داخلی، که در قاب تغییرشکل یافته پس از حذف ستون ذخیره می‌شود یا از بین می‌رود، مشتق می‌شود.^[۱۹] در مقایسه با تحلیل دینامیکی غیرخطی پایین فشرده‌ی مستقیم، رویکرد ذکر شده با تحلیل استاتیکی غیرخطی، یک روش ساده و مؤثر است، زیرا مقدار محاسبات را به شدت کاهش می‌دهد.^[۲۰] بررسی اثر صلبیت دال‌های بتنی در جلوگیری از خرابی پیش‌رونده‌ی سازه‌های فولادی نشان داد که حذف ستون‌های مختلف همیشه منجر به ایجاد مفصل خمیری نمی‌شود. تشکیل شدن مفصل خمیری به شرایط حذف ستون‌های مختلف وابسته است و ترتیب و توالی حذف ستون‌های مختلف می‌تواند در تشکیل مفصل خمیری تأثیرگذار باشد.^[۲۱] در پژوهشی در سال ۲۰۱۷، در تحلیل حذف ترتیبی چند ستون نشان داده شده است که فاصله‌ی زمانی بین حذف ستون‌ها به‌طور قابل توجهی در بارگذاری بازتوزیع سه‌بعدی بارهای گرانشی تأثیر می‌گذارد و در نمونه‌های مورد بررسی، باید به آسیب شدید اولیه توجه کرد.^[۲۲] در نوشتار حاضر

توجه است.^[۲۳] عملکرد سازه‌ها در برابر خرابی پیش‌رونده اساساً وابسته به موقعیت حذف ستون و نوع سیستم باربر جانبی است. براساس مطالعه‌ی پیشین در بین سیستم‌های سازه‌یی از نوع مصالح فولادی، سیستم قاب خمشی ویژه به همراه مهاربند برون‌محور، برتری دارد.^[۲۴] همچنین صغیراوغلی و ساسانی (۲۰۱۴) بیان کردند که بازتوزیع بارها ناشی از آسیب موضعی تحمیل شده به سازه بستگی به مقاومت، پیوستگی، نامعینی، و ظرفیت تغییرشکل و استهلاک انرژی سازه دارد.^[۲۵] عباس‌نیا و یوسف پور (۲۰۱۶) نیز نشان دادند که ساختمان‌های بتنی با شکل‌پذیری زیاد علی‌رغم عملکرد بسیار مناسب لرزه‌یی در پدیده‌ی خرابی پیش‌رونده نسبت به سازه‌های با شکل‌پذیری کمتر ضعیف هستند.^[۲۶] همچنین پاچناری و همکاران (۲۰۱۰) به منظور بررسی خرابی پیش‌رونده با مطالعه بر روی سازه‌ی قاب خمشی متوسط و براساس معیارهای پذیرش دستورالعمل ۳-۲۳-۴-UFC، اثر حذف برخی از ستون‌های خارجی و گوشه را به وسیله‌ی روش‌های غیرخطی در تمام طبقات ارزیابی و مشاهده کردند که سازه‌ی موردنظر معیار پذیرش را در آنالیز دینامیکی غیرخطی برآورده می‌کند.^[۲۷] براساس مطالعات ونگ و همکاران (۲۰۱۷) نیز در قاب‌های خمشی فولادی با افزایش طول دهانه، پتانسیل خرابی پیش‌رونده به دلیل اینکه تأثیر بار انتقالی با افزایش طول دهانه با توان دوم آن رابطه‌ی مستقیم دارد، تشدید می‌شود.^[۲۸]

در صنعت ساختمان، سازه‌ها به روش‌ها و شکل‌های گوناگونی ساخته می‌شوند، که هر کدام نقاط قوت و ضعفی دارند. در راستای روشن نقاط قوت و ضعف ذکر شده در زمینه‌ی خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های فولادی با سیستم‌های مختلف سازه‌یی نیز مطالعاتی توسط پژوهشگران مختلف انجام شده است. جیانگ و همکاران (۲۰۱۵) به بررسی عملکرد سیستم قاب خمشی فولادی در مقابل خرابی پیش‌رونده پرداختند و عنوان کردند که در سناریوهای مورد بررسی، سیستم قاب خمشی جذب انرژی بیشتری نسبت به سیستم مهاربندی دارد و سیستم مهاربندی همگرا برخلاف قاب خمشی، در حذف ستون طبقه‌ی آخر عملکرد مطلوبی دارد، ولی در حذف ستون طبقه‌ی اول دچار ضعف است.^[۲۹] در پژوهشی در سال ۲۰۱۵، نشان داده شده است که عملکرد اتصال در حالت خرابی پیش‌رونده در مقایسه با بارگذاری عادی به‌طور قابل توجهی متفاوت است و اتصالات علاوه بر لنگر خمشی تحت تأثیر نیروی محوری قرار می‌گیرند که مکانیسم عملکردی مهمی همانند قوس فشاری و انحنای کششی را بسیج می‌کنند و نیز مدل‌های رفتاری برای اتصال فولادی و اتصال مرکب ارائه شده‌اند که شامل روابط صریحی برای پیش‌بینی تغییرشکل اتصال تحت خشم و نیروی محوری در مراحل خرابی پیش‌رونده هستند.^[۳۰] برای تحلیل تخریب قاب‌های فولادی، خاندلول و همکاران (۲۰۰۸) مدل‌های ماکرو برای نمایش رفتار اتصالات فولادی متداول ارائه کردند که در آن‌ها از سه نوع اتصال: مقطع کاهش یافته برای قاب خمشی ویژه، فلنجی برای قاب خمشی متوسط و ساده استفاده شده است. همچنین با استفاده از تحلیل مدل دوبعدی یک ساختمان فلزی ۱۰ طبقه با قاب خمشی ویژه، متوسط و معمولی نشان دادند که قاب خمشی فلزی ویژه که برای نیروهای لرزه‌یی بالاتری نسبت به قاب خمشی فلزی معمولی طراحی شده است، سطح آسیب‌پذیری کمتری در خرابی پیش‌رونده دارد. تقاضای شکل‌پذیری در هر دو سازه‌ی قاب خمشی فلزی ویژه و قاب خمشی فلزی معمولی در اثر حذف ستون نسبتاً کوچک است؛ بنابراین استفاده از جزئیات اجرایی جهت تأمین شکل‌پذیری با توجه به هزینه‌ی بالا، به بهبود رفتار سازه در مقابله با خرابی پیش‌رونده کمک نمی‌کند. استفاده از اتصال ساده نیز که بارهای ثقیلی را انتقال می‌دهد، در مقابله با خرابی پیش‌رونده توصیه نمی‌شود؛ زیرا توانایی لازم جهت بازتوزیع بارها و ایجاد رفتار زنجیره‌یی در اتصال ساده وجود ندارد.^[۳۱] همچنین نتایج مطالعات خاندلول



شکل ۲. اتصال گیردار مستقیم تقویت شده جوشی همراه با جان پیچ شدهی WUF-B.



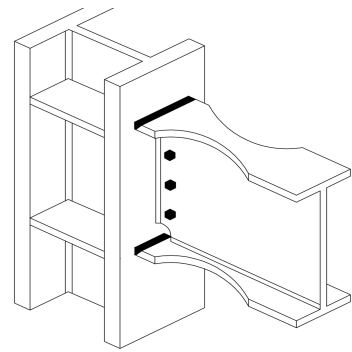
شکل ۳. اتصال گیردار با ورق کناری SP.

خمش از تیر به ستون توسط ورق‌های رابط انجام می‌گیرد. برش‌های تیر از طریق ورق‌های برشی قائم بین جان تیر و صفحات کناری منتقل می‌شوند. همچنین بین جان ستون و صفحات کناری، ورق‌های پیوستگی قرار می‌گیرند. کلیه اجزاء اتصال SP توسط جوش گوشه به یکدیگر متصل می‌شوند. در شکل ۳، نمای کلی از اتصال SP ارائه شده است.^[۲۷]

۲. صحت‌سنجی مدل‌سازی

برای صحت‌سنجی مدل‌سازی نرم‌افزاری از نتایج سانگ و سزن (۲۰۱۳) که به بررسی خرابی پیش‌رونده در ساختمان اوهایو اینون پرداخته بودند، استفاده شده است.^[۲۸] در پروژه مذکور، حس‌گرهایی جهت اندازه‌گیری جابه‌جایی قائم‌گره‌های بالای ستون در محل‌های مناسب ساختمان نصب شده است. پس از آن با حذف ستون از ساختمان واقعی، نتایج به‌دست آمده از ساختمان اصلی با نتایج تحلیل دوبعدی و سه‌بعدی در برنامه‌ی اجزاء محدود SAP۲۰۰۰،^[۲۹] مقایسه و نشان داده شد که جابه‌جایی قائم بالای ستون حذف شده در ساختمان واقعی و مدل نرم‌افزاری بر یکدیگر منطبق هستند. در نوشتار حاضر، جهت صحت‌سنجی از نتایج مطالعه‌ی سانگ و سزن (۲۰۱۳) در حالت تحلیل تاریخی‌زمانی غیرخطی به روش انتگرال‌گیری مستقیم استفاده شده است. مفاصل خمیری تیر و ستون براساس آیین‌نامه‌ی FEMA۳۵۶ تعیین شده است.^[۳۰]

مقایسه‌ی نمودار جابه‌جایی - زمان برای یکی از گره‌ها در شکل ۴ مشاهده می‌شود. همچنین بیشینه‌ی جابه‌جایی و جابه‌جایی ماندگار قائم‌گره‌های محذوف در مدل صحت‌سنجی و مدل سانگ و سزن (۲۰۱۳) در جدول ۱ ارائه شده است.^[۲۸] علت وجود اختلاف را می‌توان استفاده از نسخه‌ی بالاتر نرم‌افزار و تفاوت‌های جزئی بارگذاری به دلیل عدم دسترسی به بازسویهای دقیق دیوارها به دلیل ناخوانا بودن



شکل ۱. اتصال با مقطع کاهش‌یافته‌ی RBS.

به بررسی رفتار قاب خمشی فلزی با اتصال گیردار با مقطع کاهش‌یافته، ورق کناری و ورق زیرسری و روسری با جان تقویت شده تحت اثر خرابی پیش‌رونده پرداخته شده است. به این منظور از تحلیل دینامیکی غیرخطی برای بررسی سازه‌ها استفاده شده است که در آن تحلیل حذف ترتیبی چند ستون نیز انجام شده است.

۱.۱. انواع اتصال‌های گیردار

۱.۱.۱. اتصال با مقطع کاهش‌یافته (RBS)

پس از زلزله‌ی نورث‌ریج کالیفرنیا، مطالعات گسترده‌ی برای بهبود عملکرد لرزه‌ی اتصال‌ها و کاهش احتمال بروز شکست‌های ترد در اتصال‌های تیر به ستون صورت پذیرفت. اتصال تیر با مقطع کاهش‌یافته (RBS)^۲، به‌عنوان یک راه حل مناسب برای ایده‌ی تشکیل مفصل خمیری در نواحی دور از وجه ستون و به‌عنوان یک اتصال تأیید صلاحیت شده معرفی شد. مطالعات گسترده‌ی بر روی عملکرد اتصال RBS صورت گرفت، اما در تمامی مطالعات صورت گرفته از رفتار نیمه‌صلب اتصال RBS صرف‌نظر شده است. در مناطق زلزله‌خیز، وجود اتصال‌های نیمه‌گیردار بدون توجه به میزان گیرداری آن‌ها می‌تواند سبب افزایش تغییرمکان جانبی شود که کنترل آن فقط با تعیین میزان گیرداری اتصال و به‌کاربردن آن در تحلیل اولیه‌ی سازه امکان‌پذیر است. در شکل ۱، نمای کلی از اتصال RBS ارائه شده است.^[۲۴-۲۶]

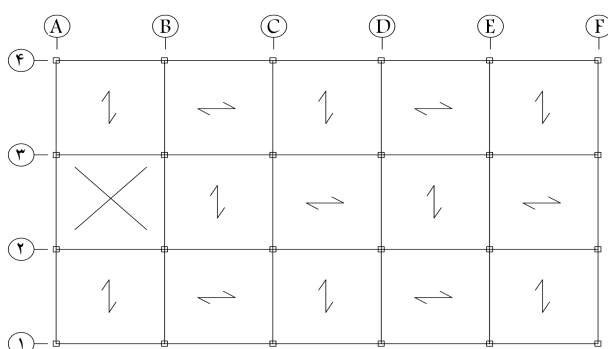
۱.۱.۲. اتصال گیردار مستقیم تقویت شده جوشی با جان پیچ شده (WUF-B)

در اتصال WUF-B^۳، امکان دوران و چرخش غیرکشسان از طریق تسلیم تیر در ناحیه‌ی مجاور بر ستون وجود دارد. به‌منظور کنترل گسیختگی اتصال، تمهیداتی در جوش‌های اتصال بال‌های تیر به ستون، جوش‌های اتصال جان تیر به بال ستون و نیز شکل سوراخ‌های دسترسی جوش ایجاد شده است. با رعایت ضوابط آیین‌نامه‌ی، مجموعه‌ی اتصال‌های خمشی (WUF-B) شرایط لازم را برای کاربرد در قاب‌های خمشی ویژه (SMF) و متوسط (IMF) خواهند داشت. در شکل ۲، نمای کلی از اتصال WUF-B ارائه شده است.^[۲۴-۲۶]

۱.۱.۳. اتصال گیردار با ورق کناری (SP)

اتصال با ورق کنار SP^۴ بعد از زلزله‌ی نورث‌ریج پیشنهاد شده است. در سال ۱۹۹۵، طراحی اولیه و آزمایش بارگذاری سیکیلی در مقیاس واقعی بر روی اتصال یک‌طرفه‌ی SP و در سال ۱۹۹۶ عملکرد دومحوره‌ی اتصال SP مطالعه و بررسی شده است و در سال ۲۰۰۰، اتصال SP در آیین‌نامه‌های FEMA۳۵۰ و FEMA۳۵۱ جهت استفاده در ساختمان‌های جدید معرفی شده است. در اتصال SP، بین تیر و ستون جدایی وجود دارد و صفحات کناری تمام عمق در طرفین ستون قرار می‌گیرند. انتقال

پارامترهای طراحی	KN/m^2
بار مرده	۶٫۵
بار زنده	۲
ارتفاع طبقات	۳٫۲
طول دهانه	۵
نوع خاک	III
بتن	C۲۵
فولاد	ST۳۷
ضریب زلزله ۶S	۰٫۱۳
ضریب زلزله ۹S	۰٫۰۹۷
ضریب زلزله ۱۲S	۰٫۰۷۸



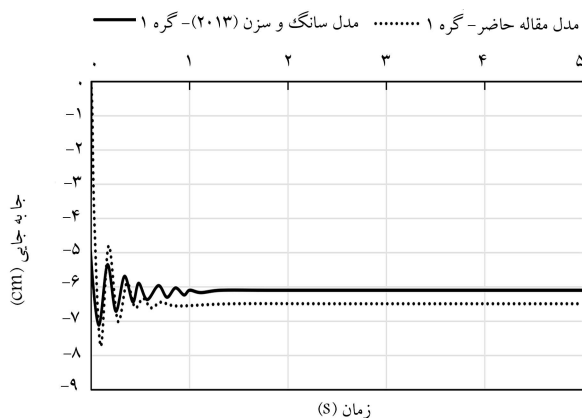
شکل ۵. پلان طبقات و جهت تیرچه‌های فرعی.

سازه توسط روش مسیر جایگزین بار به ۴ روش تحلیل می‌شود که شامل روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی و غیرخطی می‌شوند. در نوشتار حاضر، از روش دینامیکی غیرخطی استفاده شده است. تحلیل مذکور بر طبق آیین‌نامه‌ی GSA انجام شده است که بارگذاری مورد استفاده در مرحله‌ی تحلیل خرابی پیش‌رونده با مرحله‌ی طراحی متفاوت است. در مرحله‌ی تحلیل حذف ستون، بارهای ثقلی یک‌نواختی مطابق رابطه‌ی ۱ به کل سازه اعمال می‌شوند. بارهای ثقلی در روش‌های استاتیکی، شامل یک ضریب افزایش دینامیکی نیز می‌شوند.^[۲۵]

$$G_{ND} = 1.2D + (0.5Lor 0.7S) \quad (1)$$

خرابی پیش‌رونده عموماً با حذف ناگهانی یک یا چند عضو سازه‌ی آغاز می‌شود. برای تحلیل این مسئله، ابتدا نیروی تمام اعضاء محذوف با توجه به حالت اولیه از تحلیل استاتیکی خطی تعیین می‌شود. سپس سازه بدون در نظر گرفتن ستون محذوف و با نیروهای آن عضو به صورت متمرکز در شرایط معادل مدل‌سازی می‌شود. برای لحاظ کردن ناگهانی بودن اثر حذف ستون و معادل‌سازی شرایط موجود از یک تابع بارگذاری بر حسب زمان مطابق شکل ۶ استفاده می‌شود. سازه باید تا لحظه‌ی t_1 پایدار باشد و نیروی عضو در لحظه‌ی t_2 به‌طور ناگهانی برداشته شود، تا اثر حذف ناگهانی ستون معادل‌سازی و اثر دینامیکی پدیده‌ی مذکور در تحلیل وارد شود. مدت زمان حذف ستون در زمانی کمتر از 0.1 دوره‌ی تناوب قائم سازه صورت می‌پذیرد و نیروی‌های داخلی گره‌ی ستون محذوف در بازه‌ی زمانی اشاره شده به صفر می‌رسند. در کلیه‌ی تحلیل‌ها با بررسی دوره‌ی تناوب قائم سازه‌ها، زمان حذف نیروهای داخلی در مدت 0.1 ثانیه فرض شده است.

جهت بررسی پتانسیل خرابی پیش‌رونده در سازه‌های مورد بررسی، سناریوهای



شکل ۴. مقایسه‌ی نمودارهای جابه‌جایی بالای ستون حذف شده‌ی نوشتار حاضر با مدل صحت‌سنجی در نوشتار سانگ و سزن (۲۰۱۳)،^[۲۸] در گره ۱.

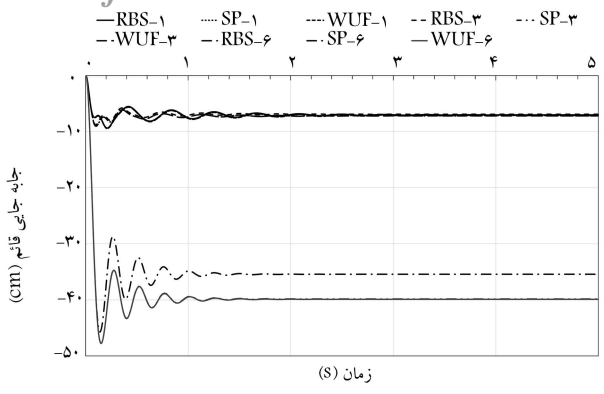
جدول ۱. مقایسه‌ی نتایج مدل صحت‌سنجی و مدل سانگ و سزن (۲۰۱۳)،^[۲۸] درصد اختلاف آن‌ها.

	جابه‌جایی (cm)			
	گره ۱	گره ۲	گره ۳	گره ۴
سانگ و سزن (۲۰۱۳)				
بیشینه	۷٫۱۱	۷٫۲۴	۲۰٫۴۷	۱۱٫۳۳
ثابت	۶٫۰۵	۶٫۱۲	۱۷٫۹۳	۹٫۹۸
	جابه‌جایی (cm)			
مدل نوشتار حاضر				
بیشینه	۷٫۷۳	۷٫۹۶	۲۱٫۰۷	۱۱٫۶۴
ثابت	۶٫۴۹	۶٫۳۹	۱۴٫۰۹	۸٫۹۹
	درصد تفاوت نتایج			
%	گره ۱	گره ۲	گره ۳	گره ۴
بیشینه	۸٫۷۲	۹٫۹۴	۲٫۹۳	۲٫۷۴
ثابت	۷٫۲۷	۴٫۴۱	۱۶٫۰۹	۹٫۹۲

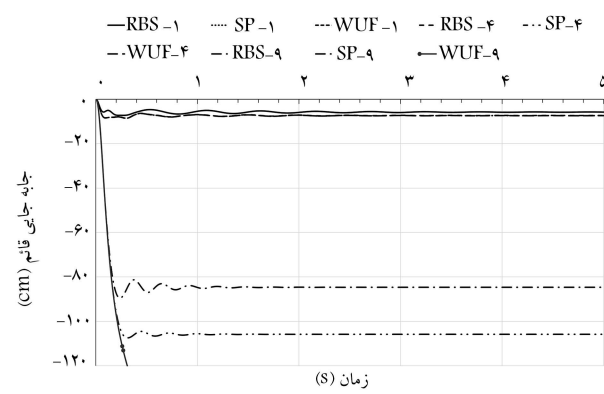
نقشه‌های قدیمی سازه و همچنین تقریب در قرائت داده‌ها از نمودارهای ترسیم شده در نوشتار حاضر دانست.

۳. روش پژوهش

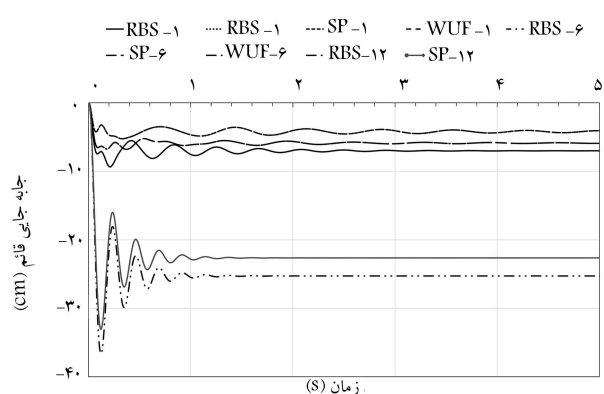
جهت بررسی اثر اتصال‌های گیردار تحت اثر خرابی پیش‌رونده، ساختمان‌های ۹٫۶ و ۱۲ طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی طراحی و به صورت سه‌بعدی مدل‌سازی شده‌اند، چرا که مدل سه‌بعدی، پیش‌بینی بهتری از خرابی پیش‌رونده را در سازه در دسترس قرار می‌دهد.^[۳۱] سیستم ساختمانی، قاب خمشی فولادی متوسط با دهانه‌های ۵ متری و کاربری ساختمان مسکونی در نظر گرفته شده است. در جدول ۲، به فرضیات اصلی طراحی ساختمان‌ها اشاره و در شکل ۵ پلان ساختمان‌ها نشان داده شده است. طراحی سازه براساس مبحث ششم و دهم مقررات ملی و ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۵۰ صورت گرفته است.^[۳۲-۳۴] موقعیت مفاصل خمیری مطابق دستورالعمل ۳-۲۳-۴-۰ UFC در محل اتصال تیر به ستون است. شیب قسمت سخت‌شدگی طبق آیین‌نامه‌ی FEMA۳۵۶ مقداری بین صفر تا ۱٪ لحاظ می‌شود که در مدل‌ها برای تمامی مفاصل شیب برابر ۳٪ در نظر گرفته شده است.



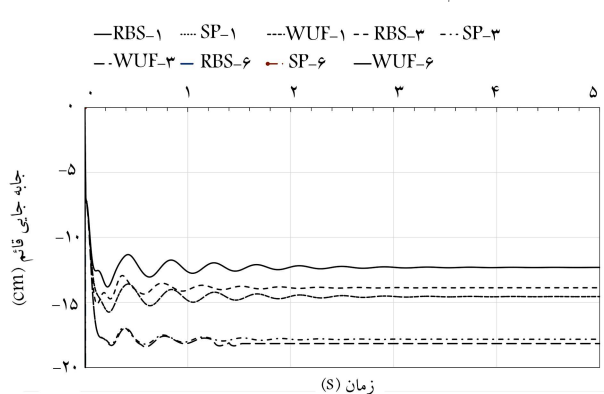
شکل ۷. جابه‌جایی قائم گره بالای ستون حذف شده A۴ ساختمان‌های ۶ طبقه.



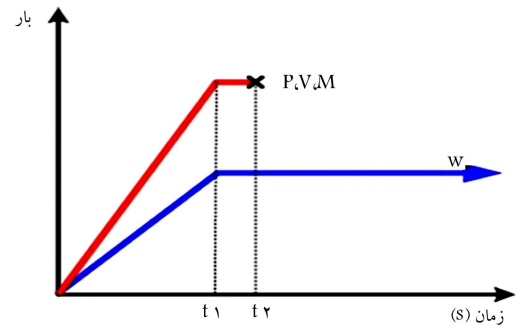
شکل ۸. جابه‌جایی قائم گره بالای ستون حذف شده A۴ ساختمان‌های ۹ طبقه.



شکل ۹. جابه‌جایی قائم گره بالای ستون حذف شده A۴ ساختمان‌های ۱۲ طبقه.



شکل ۱۰. جابه‌جایی قائم گره بالای ستون حذف شده A۳ در ساختمان‌های ۶ طبقه.



شکل ۶. معادل‌سازی بارگذاری برای حذف ناگهانی ستون. [۳۶]

متفاوت آنالیزهای حذف ناگهانی ستون مطابق با ضوابط آیین‌نامه‌ی UFC در نظر گرفته شده است. محل ستون‌های محذوف با توجه به تقارن ساختمان‌ها و ضوابط آیین‌نامه‌های خرابی پیش‌رونده، ستون گوشه‌ی A۴ و ستون‌های کناری آن A۳ و B۴ (شکل ۵) در سه تراز ارتفاعی پایین، وسط و بالای سازه است. تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی انجام شده برای بررسی سازه‌ها، شامل تحلیل حذف ترتیبی چند ستون نیز است. ترتیب حذف ستون‌ها به ترتیب: حذف ستون A۴ در ابتدا، حذف ستون A۳ در ادامه‌ی تحلیل غیرخطی مرحله‌ی قبل، و در نهایت حذف ستون B۴ در ادامه‌ی تحلیل‌های قبلی است. از تحلیل دینامیکی غیرخطی حذف ستون مدل‌های مورد بررسی، نمودارهای جابه‌جایی قائم گره‌های بالای ستون‌ها در مدت‌زمان تحلیل به‌دست می‌آید. معیار عملکرد، میزان دوران مفاصل خمیری تعریف شده خواهد بود.

۴. نتایج

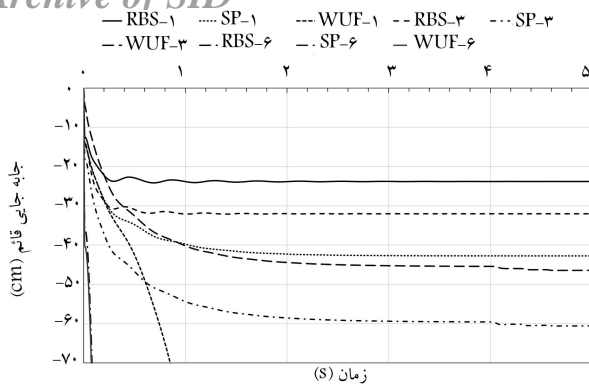
در بخش حاضر، به ارائه‌ی نتایج تحلیل‌های انجام شده پرداخته شده است. نتایج در ۳ زیربخش، شامل: نتایج حذف تک‌ستون گوشه‌ی A۴، حذف دو ستون A۴ و A۳ و در نهایت حذف ۳ ستون A۴، A۳ و B۴ بررسی شده است، که هر زیربخش شامل نمودارهای حالت‌های حذف ستون در ساختمان‌های ۶، ۹ و ۱۲ طبقه است. هر نمودار نیز در بردارنده‌ی نتایج حذف ستون در مدل‌های با اتصال‌های مختلف است. در کلیه‌ی نمودارها، هر منحنی با دو بخش حروفی و عدد نام‌گذاری شده است، که بخش اول نوع اتصال و بخش دوم بیانگر طبقه‌ی ستون محذوف است. به‌طور مثال RBS-۱ به معنی مدل با اتصال RBS و حذف ستون در طبقه‌ی اول است.

۱.۴. حذف تک‌ستون گوشه‌ی A۴

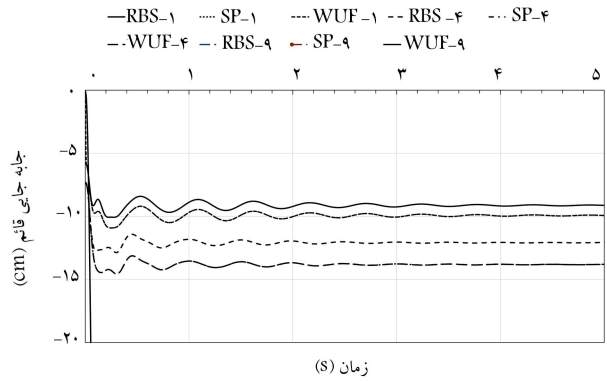
در شکل‌های ۷ الی ۹، نمودارهای جابه‌جایی قائم گره‌های بالای ستون‌ها حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی حذف ستون به ترتیب برای ساختمان‌های ۶، ۹ و ۱۲ طبقه مشاهده می‌شود که مطابق آن‌ها، جابه‌جایی قائم در سازه با اتصال RBS در مقایسه با سازه‌های با اتصال SP و WUF بیشتر است. همچنین با افزایش تعداد طبقات به دلیل رفتار زنجیره‌ی سازه، تغییرشکل‌های قائم کمتری در اثر حذف ستون ایجاد شده است.

۲.۴. حذف دو ستون A۴ و A۳

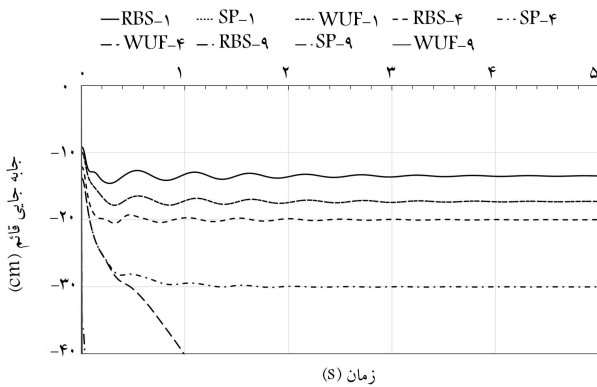
براساس شکل‌های ۱۰ الی ۱۲، از مقایسه‌ی تغییرشکل‌های بیشینه در تحلیل حذف ناگهانی ستون در قاب خمشی با اتصال‌های SP، WUF-B، RBS می‌توان



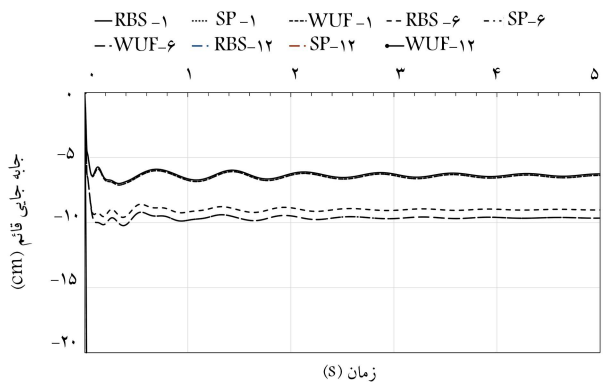
شکل ۱۳. جابه‌جایی قائم گره بالای ستون حذف شده‌ی B۴ ساختمان‌های ۶ طبقه.



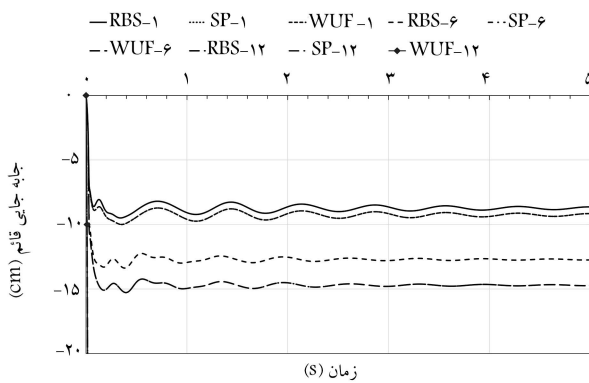
شکل ۱۱. جابه‌جایی قائم گره بالای ستون حذف شده‌ی A۳ ساختمان‌های ۹ طبقه.



شکل ۱۴. جابه‌جایی قائم گره بالای ستون حذف شده‌ی B۴ ساختمان‌های ۹ طبقه.



شکل ۱۲. جابه‌جایی قائم گره بالای ستون حذف شده‌ی A۳ ساختمان‌های ۱۲ طبقه.



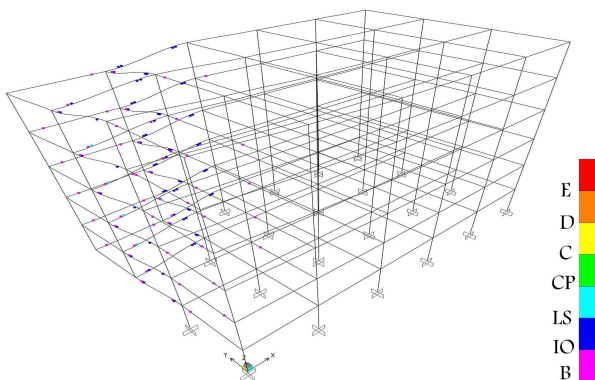
شکل ۱۵. جابه‌جایی قائم گره بالای ستون حذف شده‌ی B۴ ساختمان‌های ۱۲ طبقه.

ظرفیت بیشتر قاب خمشی با اتصال RBS را در مقابله با خرابی پیش‌رونده مشاهده کرد. دلیل ظرفیت بالاتر قاب خمشی با اتصال RBS را می‌توان شکل‌پذیری بالای اتصال RBS و در نتیجه اجازه‌ی تغییرشکل‌های خمیری زیاد و تقویت پدیده‌ی زنجیرگونه در سازه دانست.

۳.۴. حذف سه ستون

نتایج جابه‌جایی قائم گره بالای ستون حذف شده‌ی B۴ براساس تحلیل دینامیکی در سناریوی حذف سه ستون در شکل‌های ۱۳ الی ۱۵ مشاهده می‌شود. از مقایسه‌ی جابه‌جایی قائم گره بالایی ستون‌های محذوف در ساختمان‌های ۶، ۹ و ۱۲ طبقه مشاهده می‌شود که مقادیر جابه‌جایی قائم گره‌ها در ساختمان ۱۲ طبقه کمتر از ساختمان‌های ۹ و ۶ طبقه است. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت، ساختمان ۱۲ طبقه نسبت به ساختمان‌های ۶ و ۹ طبقه به دلیل درجات نامعینی بیشتر، مقادیر جابه‌جایی قائم کمتری از خود نشان می‌دهد. بررسی نمودارهای تحلیل نشان می‌دهد در سناریوی حذف ۳ ستون در طبقه‌ی آخر ساختمان‌های ۶ و ۹ طبقه، افزایش بارهای وارده به اعضاء مجاور باعث شده است تا مفاصل دچار تغییرشکل‌های بزرگ شوند و سازه دچار ریزش شود که نشان از اهمیت استفاده از اتصال مقاوم در مقابل خرابی پیش‌رونده در طبقات فوقانی دارد.

در شکل ۱۶، نیز به‌عنوان نمونه توزیع مفاصل خمیری تشکیل شده در ساختمان ۶ طبقه با اتصال‌های ورق کناری در سناریوی حذف ۳ ستون مشاهده می‌شود که مطابق آن تشکیل مفاصل خمیری در اطراف دهانه‌های ستون حذف شده تمرکز دارند.



شکل ۱۶. توزیع مفاصل خمیری ساختمان ۶ طبقه با اتصال‌های ورق کناری برای سناریوی حذف ۳ ستون.

۵. نتیجه گیری

در نوشتار حاضر، تأثیر ۳ نوع اتصال در عملکرد سیستم قاب خمشی در برابر خرابی پیش‌رونده به روش تحلیل دینامیکی غیرخطی بررسی شده و نتایج نشان داده است که اتصال با مقطع کاهش یافته، مقاومت بالاتری نسبت به اتصال با ورق کناری و اتصال با ورق زیرسری و روسری دارد، به گونه‌ای که مقدار جابه‌جایی آن تا ۲۰٪ کمتر است. در مجموع ۸۱ تحلیلی که انجام شده است، ۱۹ تحلیل منجر به شکست سازه شده است، که حدود ۳۰٪ آن‌ها مربوط به اتصال کاهش یافته، ۳۳٪ مربوط به اتصال با ورق کناری و ۳۷٪ مربوط به اتصال گیردار مستقیماً تقویت شده‌ی جوشی بوده است.

در حالت‌های متعدد، حذف ستون در سیستم قاب خمشی به همراه اتصال‌های SP، WUF-B، و RBS مشاهده می‌شود که در حالت حذف ستون گوشه، مدل‌هایی که اتصال با مقطع کاهش یافته دارند، تقاضای جابه‌جایی در آن‌ها کمتر از اتصال‌های SP، WUF-B است. با بررسی مقدار جابه‌جایی قائم گره بالایی

ستون‌های محذوف در ساختمان‌های ۶، ۹ و ۱۲ طبقه مشاهده می‌شود که حذف ستون در طبقات فوقانی سازه نسبت به حذف ستون طبقه‌ی میانی و طبقه‌ی میانی نسبت به طبقه‌ی اول، پتانسیل خرابی پیش‌رونده‌ی بیشتری دارد. به‌طور کلی می‌توان نتیجه گرفت که پتانسیل خرابی پیش‌رونده با ارتفاع ساختمان نسبت مستقیم دارد. کنترل گسترش خرابی در طبقات فوقانی سازه به جهت جلوگیری از سقوط طبقات تخریب شده و انتشار خرابی به سراسر سازه اهمیت دارد.

در مدل‌های مورد بررسی مشاهده می‌شود که قاب خمشی متوسط فلزی در سناریوی حذف ستون گوشه، مقاومت قابل قبولی در برابر خرابی پیش‌رونده دارد. با حذف ستون‌های مجاور ستون گوشه، سازه وارد مرحله‌ی خرابی پیش‌رونده خواهد شد. این خرابی به‌مراتب در طبقات فوقانی ساختمان بیشتر و اختلاف زیادی با طبقات زیرین ساختمان دارد. در آخر می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش تعداد طبقات ساختمان، مقاومت در مقابل خرابی پیش‌رونده در سازه بالا می‌رود.

پانویس‌ها

1. general services administratio
2. reduced beam section
3. improved WUF-Bolted web
4. side plate

منابع (References)

1. NIST, "Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings", U.S. Department of Commerce (2007).
2. Tsai, M.H. and Lin, B.H. "Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure", *Engineering Structures*, **30**(12), pp. 3628-3619 (2008).
3. Kordbagh, B. and Mohammadi, M. "Influence of seismicity level and height of the building on progressive collapse resistance of steel frames", *The Structural Design Of Tall and Special Buildings*, **26**(2), p. e1305 (2017).
4. Tavakoli, H.R., Rashidi, A. and Akbarpoor, S. "Effect of lateral force resisting system on seismic performance of special steel frames under progressive collapse", *Sharif Civil Engineering*, **31.2**(4.2), pp. 101-108 (In Persian) (2016).
5. Sagioglu, S. and Sasani, M. "Progressive collapse-resisting mechanisms of reinforced concrete structures and effects of initial damage locations", *Journal of Structural Engineering*, **140**(3), pp. 1-12 (2014).
6. Abbasnia, R. and Yoosefpoor, A. "Progressive collapse resistance of RC framed buildings with different ductilities", *Sharif Civil Engineering*, **32**(2), pp. 3-10 (In Persian) (2016).
7. Pachenari, A., Keramati, A. and Pachenari, Z. "Investigation of progressive collapse in intermediate RC frame structures", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **22**(2), pp. 116-125 (2013).
8. Li, L., Wang, W., Chen, Y. and et al. "A basis for comparing progressive collapse resistance of moment frames and connections", *Journal of Constructional Steel Research*, **139**, pp. 1-5 (2017).
9. Jiang, J., Li, G.Q. and Usmani, A. "Effect of bracing systems on fire-Induced progressive collapse of steel structures using opensees", *Fire Technology*, **51**(5), pp. 1249-1273 (2015).
10. Stylianidis, P.M. and Nethercot, D.A. "Modelling of connection behaviour for progressive collapse analysis", *Journal of Constructional Steel Research*, **113**, pp. 169-184 (2015).
11. Khandelwal, K., El-Tawil, S., Kunnath, K. and et al. "Macromodel-based simulation of progressive collapse steel frame structures", *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, **134**(7), pp. 1070-1078 (2008).
12. Khandelwal, K. and El-Tawil, S. "Collapse behavior of steel special moment resisting frame connections", *Journal of Structural Engineering*, **133**(3), pp. 646-655 (2007).
13. Faridmehr, I., Osman, M.H., Tahir, M.M. and et al. "Seismic and progressive collapse assessment of new proposed steel connection", *Advances in Structural Engineering*, **18**(3), pp. 439-452 (2016).
14. Karns, J.E. "Blast testing of steel frame assemblies to assess the implications of connection behavior on progressive collapse", *In Proceedings of ASCE 2006 Structures Congress*, St. Louis (2006).

15. Karns, J.E., Houghton, D.L., Hall, B.E. and et al. "Analytical verification of blast testing of steel frame moment connection assemblies", In Research Frontiers at Structures Congress, Long Beach, California, United States (2007).
16. Sun, R., Huang, Z. and Burgess, W. "Progressive collapse analysis of steel structures under fire conditions", *Engineering Structures*, **34**, pp. 400-413 (2012).
17. McConnell, J.R. and Brown, H. "Evaluation of progressive collapse alternate load path analyses in designing for blast resistance of steel columns", *Engineering Structures*, **33**(10), pp. 2899-2909 (2010).
18. Marjanishvili, S. and Agnew, E. "Comparison of various procedures for progressive collapse analysis", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, **20**(4), pp. 365-374 (2006).
19. Liu, M. and Pirmoz, A. "Energy-based pull-down analysis for assessing the progressive collapse potential of steel frame buildings", *Engineering Structures*, **123**, pp. 372-378 (2016).
20. Chen, C.H., Zhu, Y.F., Yao Yao, Y. and et al. "Progressive collapse analysis of steel frame structure based on the energy principle", *Steel and Composite Structures*, **21**(3), pp. 553-571 (2016).
21. Shi, F., Wang, L. and Dong, Sh. "Progressive collapse assessment of the steel moment-frame with composite floor slabs based on membrane action and energy equilibrium", *The Open Construction and Building Technology Journal*, **11**(1), pp. 200-215 (2017).
22. Jiang, J. and Li, G. "Progressive collapse analysis of 3D steel frames with concrete slabs exposed to localized fire", *Engineering Structures*, **149**, pp. 21-34 (2017).
23. Arshian, A.H. and Morgenthal, G. "Three-dimensional progressive collapse analysis of reinforced concrete frame structures subjected to sequential column removal", *Engineering Structures*, **132**, pp. 87-97 (2017).
24. FEMA 350, "Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings", Federal Emergency Management Agency (2000).
25. FEMA 351, "Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings", Federal Emergency Management Agency (2000).
26. FEMA 355D, "State of the art report on connection performance", Federal Emergency Management Agency (2000).
27. DOD, "Design of building to resist progressive collapse", Unified Facility Criteria, UFC 03-023-04, U.S, Department of Defense, Washington (2010).
28. Song, B.I. and Sezen, H. "Experimental and analytical progressive collapse assessment of a steel frame building", *Engineering Structures*, **56**, pp. 664-672 (2013).
29. SAP2000®Version 16.0. "Analysis reference manual", Computers and Structures Inc., Berkeley (CA, USA) (2013).
30. FEMA 356, "Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency (2000).
31. Alashker, Y., Li, H. and El-Tawil, S. "Approximations in progressive collapse modeling", *Journal of Engineering Structures*, **137**(9), pp. 914-924 (2011).
32. Ministry of Road & Urban Development, "National building regulations of Iran (Part 10)", Tehran (2013).
33. Ministry of Road & Urban Development, "Seismic resistant design of buildings code (Standard No. 2800)", Tehran: 4th Edition (2013).
34. Ministry of Road & Urban Development, "National building regulations of Iran (part 6)", Tehran (2013).
35. GSA, "Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization project", General Services Administration, Washington, D.C. (2013).
36. 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).