

ارزیابی پتانسیل خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های فولادی طرح‌شده براساس آیین‌نامه‌ی ایران

فرشاد مهرایی* (استادیار)

علی خیرالدین (دانشیار)

محسن گرامی (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهندسی عمران: شریف
دوره‌ی ۲-۲۸، شماره‌ی ۴، ص. ۶۵-۷۳

خرابی پیش‌رونده، عبارت از گسترش خرابی در سازه در اثر یک خرابی موضعی اولیه است، و اولین بار پس از واقعه‌ی ساختمان رونان پوینت^۱ در انگلیس مطرح شد، و از آن زمان تاکنون تحقیقات وسیعی در این خصوص انجام شده است و کشورهای مختلفی چون انگلیس، کانادا، کشورهای اروپایی، و آمریکا به آن پرداخته‌اند. بارهای غیرعادی، تغییرشکل‌های بزرگ ناشی از حرارت و... از عوامل خرابی موضعی‌اند. با توجه به مسکوت‌ماندن این بحث در ایران، در این مطالعه ۴۶ مدل سازه‌ی فولادی منطبق بر آیین‌نامه‌های ایران طرح، و پتانسیل خرابی پیش‌رونده در آن‌ها بررسی شد و نتایج نشان از وجود پتانسیل خرابی در این سازه‌ها و لزوم واردشدن این بحث در آیین‌نامه‌های ایران را دارد.

واژگان کلیدی: خرابی پیش‌رونده، سازه‌ی فولادی، مهاربند، تجزیه و تحلیل استاتیکی خطی، حذف ستون، بادبندی، ممان خمشی.

۱. مقدمه

مرگ‌ها در فروپاشی ساختمان‌هاست، مورد تأیید همگان است. با در نظر گرفتن این مسائل نیاز به یک فرآیند قابل اطمینان در طراحی برای جلوگیری از تخریب پیش‌رونده بدهی است.

بحث خرابی پیش‌رونده از دهه‌ی ۱۹۷۰ میلادی به دنبال حادثه‌ی رخ داده در ساختمان رونان پوینت در انگلستان (شکل ۱) شروع شد، این ساختمان یک ساختمان ۲۲ طبقه متشکل از قطعات پیش‌ساخته‌ی کف و دیوارهای غیرمسلح باربر بود که در اثر انفجار گاز در یک گوشه‌ی طبقه‌ی هجدهم آن (۱۶/۵/۱۹۶۸) دیوار باربر جلویی ساختمان در این طبقه منهدم شد و در نتیجه تکیه‌گاه طبقات بالایی حذف و به‌علت عدم وجود پیوستگی در بین اعضای باربر، این طبقات به روی طبقات زیرین افتادند و موجب خرابی مطابق شکل ۱ شدند.

بعد از خرابی ساختمان رونان، پژوهشگری به بررسی امکان ایجاد تغییرات در استانداردهای بریتانیا و کانادا در جهت ممانعت از بروز خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌ها پرداخت (۱۹۷۲).^[۱] معتقد بود که یک سازه‌ی مقاوم در مقابل زلزله می‌تواند در برابر توسعه‌ی خرابی نیز بعد از اینکه یکی از اعضای باربر خود را از دست دهد، مقاومت نشان دهد و تأمین شکل‌پذیری و پیوستگی کافی بین اعضا و گره‌ها را برای افزایش توانایی‌های سازه در این زمینه توصیه کرد. در سال ۱۹۷۷ فلسفه‌ی طراحی در مقابل خرابی پیش‌رونده با سه روش پیشنهاد شد:^[۲]

۱. روش کنترل واقعه: بارهای غیرمعمول در سازه از طریق پیشگیری‌های غیرمستقیم کنترل می‌شود.

تخریب پیش‌رونده معمولاً به گسترش یک آسیب موضعی اولیه در درون سازه اطلاق می‌شود. فقدان یک یا چند عضو حمال بار باعث خرابی موضعی می‌شود، و در ادامه به مانند یک واکنش شیمیایی زنجیره‌ی منجر به خرابی جزئی یا کلی سازه می‌شود. در پی حادثه‌ی آغازین، سازه برای انتقال بار (که در اصل به‌وسیله‌ی قسمت‌های صدمه‌دیده حمل می‌شده است) به قسمت‌های جانبی سالم به جستجوی مسیرهای جایگزین برای انتقال بار می‌پردازد. از آنجایی‌که احتمالاً قسمت‌های جانبی مقاومت کافی برای تحمل بار اضافه ندارند، خرابی در این اجزا که بار اضافه را تحمل می‌کنند، محتمل است و این رویداد به نوبه‌ی خود باعث انتشار مجدد و بیشتر بار می‌شود و تا زمانی‌که حالت تعادل حاصل شود، ادامه خواهد یافت. حال آنکه، به‌علت میزان بار و خاصیت دینامیکی فرآیند، حالت توازن ممکن است زمانی حاصل شود که بخش قابل توجهی از سازه تخریب شده باشد. به همین علت ویژگی اصلی تخریب پیش‌رونده آن است که آسیب نهایی بیش از آسیب اولیه‌ی ناشی از حادثه‌ی آغازین است.

یک تخریب پیش‌رونده می‌تواند به علل عدیده‌ی از جمله اشتباهات در طراحی و ساخت و همچنین حوادث مربوط به بار (که فراتر از مراحل تجزیه و تحلیل و طراحی است و کمتر مورد توجه مهندسان سازه قرار می‌گیرد) به‌وجود آید. از علل دیگری که ممکن است در طول احداث ساختمان به‌وجود آید، می‌توان به قدرت کم مواد، بار اضافه، و روش‌های نامناسب احداث بنا اشاره کرد. در هر حال این نکته که تخریب پیش‌رونده در سراسر دنیا (بدون در نظر گرفتن علت آن) دلیل عمده‌ی جراحات‌ها و

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۸۹/۶/۱۳، اصلاحیه ۱۳۹۰/۱/۳۱، پذیرش ۱۳۹۰/۶/۱۲.



شکل ۱. ساختمان رونان پوینت پس از خرابی.^[۱]

فولادی برای بررسی خرابی پیش‌رونده انجام شد و عوامل مؤثر در این پدیده در ضمن مدل‌سازی معرفی و بیان شد.^[۱۲]

در سال ۲۰۰۸، نیز در پژوهشی دیگر برای بررسی خرابی پیش‌رونده، از چند مقیاس متفاوت (Multi-Scale) استفاده شد.^[۱۳]

در تحقیقی بر روی ساختمان‌های فلزی برای بررسی ظرفیت خرابی پیش‌رونده با استفاده از ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی DoD و GSA نتیجه گرفته شد که هر چند این آیین‌نامه‌ها روش‌های تجزیه و تحلیل استاتیکی و دینامیکی (خطی و غیرخطی) را بیان کرده‌اند، ولی جواب‌های ناشی از تجزیه و تحلیل دینامیکی غیرخطی بیش از سایر روش‌هاست.^[۱۴]

پژوهشگر دیگری نیز با توجه به دستورالعمل DoD به بررسی پروسه‌ی خرابی در یک ساختمان بلند بتنی در اثر حذف ناگهانی یک ستون گوشه پرداخت و استفاده از مهاربندی‌های مختلف را جهت کاهش پتانسیل خرابی پیش‌رونده مقایسه کرد.^[۱۵]

۲. روش طراحی غیرمستقیم: سازه برای کمینه‌ی مقاومت، شکل‌پذیری و نامعینی طرح می‌شود و فرض می‌شود مقاومت موضعی تأمین شده است.

۳. روش طراحی مستقیم: اعضا جهت تحمل بارهای غیرمعمول طرح شده‌اند و همچنین می‌توانند بارهای ناشی از حذف احتمالی یک عضو باربر را تحمل کنند.

در اولین تحقیق روی سازه‌های فلزی برای بحث خرابی پیش‌رونده (۱۹۸۳)، رفتار یک قاب فلزی خمشی دوطبقه در اثر از دست دادن یکی از ستون‌ها و یا افزایش بار روی تیرها براساس آثار خرابی با روش عددی بررسی شد و نشان داده شد که عملکرد زنجیره‌ی نقش مهمی را ایفا می‌کند.

مطالعاتی نیز براساس توزیع بار دینامیکی در خرابی پیش‌رونده انجام شد.^[۱۶-۲] حمله‌ی تروریستی به ساختمان فدرال مورای^۲ (۱۹۹۵) که منجر به تخریب کلی در بخش وسیعی از ساختمان شد، موج دومی از گرایش به این موضوع به ویژه در امریکا را به وجود آورد و دوباره محققان نوشته‌هایی در مورد میزان خسارات وارد به ساختمان گردآوری و توصیه‌هایی برای ملاحظات آینده ارائه کردند. در پی ویرانی برج‌های دو قلوی مرکز تجارت جهانی و ساختمان تجارت جهانی هفت در نیویورک و همچنین بخشی از ساختمان پنتاگون در واشنگتن که همگی نتیجه‌ی حملات هم‌زمان تروریستی ۱۱ سپتامبر ۲۰۰۱ بودند، این بحث به اوج خود رسید. علاوه بر واکنش سریع چندین مؤسسه‌ی دولتی در امریکا که مطالعات دقیقی برای سنجش عملکرد این ساختمان‌ها انجام دادند، نشریات متعددی در خصوص خرابی پیش‌رونده و بار بیش از حد به چاپ رسیدند و نقش به‌سزایی در اعتلای دانش مربوط به آن ایفا کردند.

در ژوئن ۲۰۰۳، مرکز مدیریت ساختمان‌های دولتی ایالات متحده (GSA)^۳ دستورالعملی را برای کنترل ساختمان‌های دولتی امریکا در برابر خرابی پیش‌رونده ارائه کرد،^[۷] و در پی آن در سال ۲۰۰۵، دپارتمان دفاعی ایالات متحده (DoD)^۴ آیین‌نامه‌ی خویش را در این خصوص ارائه کرد.^[۸]

همچنین مقاومت یک سازه‌ی فولادی معمولی و سیستم کف آن در مقابل خرابی پیش‌رونده در اثر حذف یک ستون و مطالعه‌ی آزمایشگاهی برای بررسی توانایی یک سیستم با وجود کابل فولادی برای ممانعت از پروسه‌ی خرابی مطالعه شد.^[۱۷-۹] در پژوهش دیگری نیز یک فرمولاسیون المان تیری و روش حل آن برای بررسی پروسه‌ی دینامیکی در بحث توسعه‌ی خرابی سازه‌های قابی بیان شده که در آن المان تیر-ستون غیرارتجاعی با استفاده از انعطاف‌پذیری، بر پایه‌ی پلاستیسیته‌ی به‌دست‌آمده از رفتار غیرارتجاعی متمرکز شده در انتهای تیر مدل شد.^[۱۷] در سال ۲۰۰۷، تحقیقی در خصوص ساده‌سازی مدل‌کردن اتصالات و سازه‌های

۲. روش بررسی

سازه‌های مورد مطالعه براساس ضوابط آیین‌نامه‌ی (UFC ۴-۰۲۳-۲۳) DoD بررسی شدند و نتایج با حدود مشخص شده در این آیین‌نامه مقایسه شد.^[۸] بدین لحاظ در این قسمت به توضیح این آیین‌نامه پرداخته می‌شود.

۱.۲. طول مؤثر ستون

طبق آیین‌نامه‌ی (UFC ۴-۰۲۳-۲۳) در بند ۲-۲۱، در تمامی سطوح مورد بررسی باید تمامی اعضای باربر قائم سازه‌های چندطبقه در تمامی طبقات، توانایی تحمل بارهای قائم بعد از حذف تکیه‌گاه جانبی را داشته باشند. یعنی طول عضو قائم معادل دوطبقه گرفته شود. البته این افزایش طول را برای تجزیه و تحلیل یا طراحی بیان کرده‌اند، ولی حالت محافظه‌کارانه آن است که در هر دو مرحله این افزایش طول اعمال شود.

۲.۲. حدود کنترل

برطبق UFC ضریب اضافی مقاومت ۱/۱ به مقاومت حد جاری شدن و ۱/۰۵ به مقاومت حد نهایی فولاد اعمال می‌شود، و طراحی براساس ضوابط AISC LRFD۲۰۰۳ صورت می‌گیرد و حدود این آیین‌نامه مبنای حدود کنترلی است.^[۱۶]

در جدول ۲-۵ استاندارد UFC حدود تغییرشکل‌ها براساس بیشینه‌ی چرخش و شکل‌پذیری در ستون‌ها و تیرها آورده شده است. همچنین جدول ۱ حدود مقاومتی این استاندارد را نشان می‌دهد.^[۸]

۳.۲. روش‌های تجزیه و تحلیل

روش‌های متفاوتی که در استانداردهای کنترل تخریب پیش‌رونده آمده است عبارتند از: استاتیک خطی، استاتیک غیرخطی و دینامیک خطی. UFC استفاده از مدل سه‌بعدی را توصیه می‌کند، اما استفاده از مدل دوطبقه‌ی در نیز مجاز می‌داند. در این تحقیق از مدل سه‌بعدی و روش تجزیه و تحلیل استاتیکی خطی به دلیل متداول‌تر بودن آن در مقایسه با دیگر روش‌ها استفاده شده است. در اینجا روش تجزیه و تحلیل استاتیکی خطی توضیح داده شده است.

۱.۳.۲. تجزیه و تحلیل استاتیکی خطی

در این روش فرمول‌ها براساس تغییرشکل‌های کوچک و رفتار خطی کشسان مواد است. کل بار در یک لحظه و پس از حذف عضو باربر به سیستم اعمال می‌شود (شکل ۲). مراحل گام‌به‌گام در قسمت‌های بعد آورده شده است.

• گام اول

مرحله‌ی اول شامل حذف عضو حامل بار و اعمال ترکیب بارگذاری طبق رابطه‌ی ۱، روی کف‌های بالای عضو حذف‌شده است.

$$2W + [0.9D \text{ or } 1.2D] + [0.5L \text{ or } 0.2S] \quad (1)$$

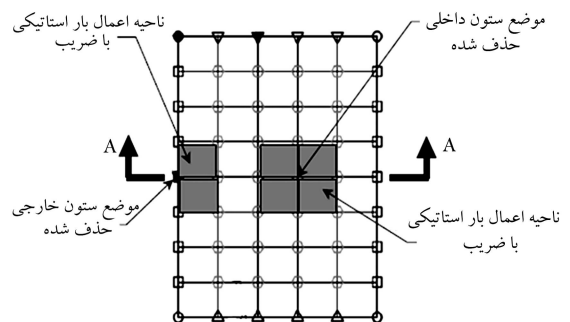
که در آن، D بار مرده، L بار زنده، S بار برف W بار باد. بقیه‌ی سازه تحت بارگذاری رابطه‌ی ۱، بدون ضریب افزایشدهی ۲ کنترل می‌شوند.

• گام دوم

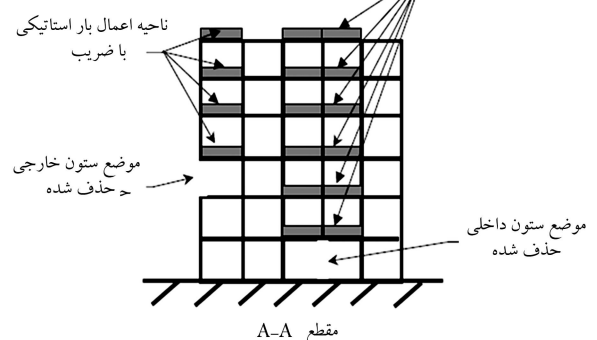
بعد از تجزیه و تحلیل المان‌ها و اتصالات با حدود تعیین‌شده در جدول ۱ مقایسه می‌شوند.

جدول ۱. حدود مقاومت تعیین‌شده در UFC و مراحل بعدی پروسه در صورت تجاوز از حدود. [۸]

معیار پذیرش	رفتار المان سازه‌یی
ϕM_n	خمشی
AISC LRFD ۲۰۰۳	ترکیب خمشی و محوری
ϕV_n	برشی
UFC ۴-۰۲۳-۰۳ Table ۵-۳	تغییر شکل‌ها



پلان ناحیه اعمال بار استاتیکی با ضریب



مقطع A-A

شکل ۲. دستورالعمل آیین‌نامه‌ی DoD در خصوص موضع حذف عضو باربر قائم و بارگذاری پس از آن.

• گام سوم

اگر تمام اعضا و اتصالات در حد مجاز بودند که روند بررسی کامل شده است و سازه در مقابل تخریب پیش‌رونده مقاوم است. ولی اگر هر کدام از مشخصه‌های آن از حد مجاز عدول کنند، باید مطابق ستون سوم جدول ۱ عمل کرد.

۴.۲. حد مجاز خرابی بر اثر حذف ستون خارجی

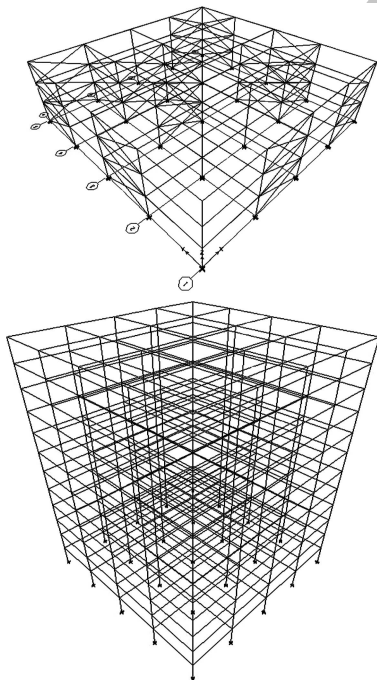
UFC حد مساحت مجاز خرابی برای سطح تخریب‌شده در اثر حذف ستون خارجی را کمتر از ۷۰ مترمربع یا ۱۵٪ کل سطح بالای ستون حذف‌شده بیان می‌کند.

۳. مدل‌سازی، خصوصیات مواد و بارگذاری

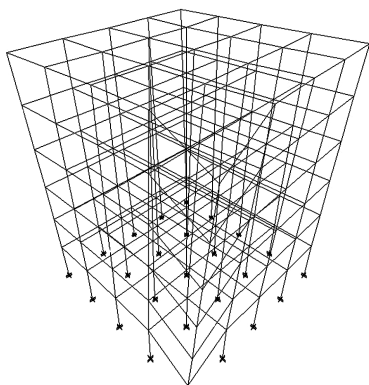
در این مطالعه ۴۲ مدل با نرم‌افزار ۲۰۰۰ ETABS تجزیه و تحلیل و کنترل شدند، [۱۷] که شامل: سه مدل اصلی ۳، ۶ و ۱۲ طبقه‌ی طرح‌شده براساس سیستم مهاربندی صلب؛ سه مدل اصلی دیگر ۳، ۶ و ۱۲ طبقه‌ی طرح‌شده براساس سیستم مهاربندی ترکیبی صلب و بادبندی که بیان‌گر هندسه‌ی اصلی سازه‌ها و بارگذاری آن‌ها بودند؛ و سایر مدل‌ها براساس مدل‌های مختلف خرابی (بر اساس دستورالعمل آیین‌نامه‌ی DoD) ساخته و بررسی شدند. (شکل ۳)

در تمامی سازه‌های مورد مطالعه، بارگذاری براساس آیین‌نامه‌های ایران [۱۸ و ۱۹] مطابق (جدول ۲) و طراحی براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران [۲۰] صورت گرفته است.

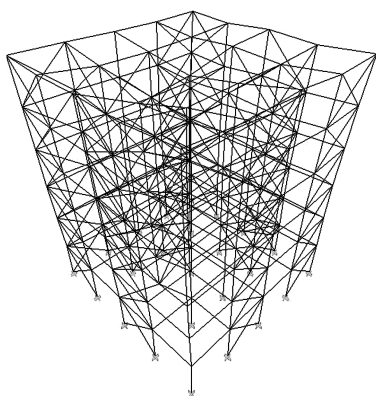
تمامی مدل‌ها در پلان در دو جهت عمود بر هم از چهار دهانه‌ی ۸ متری، و با فرض وجود در ناحیه‌ی ۴ لرزه‌خیزی ایران و با خاک تیپ یک طرح و کلیه‌ی کنترل‌ها در خصوص آن‌ها انجام شده است، که برای مثال مقاطع مدل ۱۲ طبقه مطابق جدول ۳ است.



شکل ۳. دو نمونه از مدل‌های مورد بررسی.



شکل ۴. تغییر شکل مدل ۶ طبقه‌ی صلب در اثر حذف ستون گوشه تحت بارگذاری معادله‌ی ۱.



شکل ۵. تغییر شکل مدل ۶ طبقه‌ی صلب - بادبندی در اثر حذف ستون داخلی تحت بارگذاری معادله‌ی ۱.

پس از طرح هر مدل، در سازه‌های صلب با توجه به دستورالعمل آیین‌نامه‌ی DoD سه مدل برای بررسی پتانسیل خرابی در اثر حذف یک عضو باربر قائم (ستون) در طبقه‌ی همکف، شامل دو مدل برای ستون‌های خارجی یکی در گوشه و دیگری در وسط قاب خارجی و مدل آخر در اثر حذف یک ستون داخلی بررسی شد، و در قاب‌های با سیستم صلب - بادبندی به همین صورت مدل‌سازی شد؛ ولیکن با این توزیع که آیا هر ستون حذف‌شده در کنار خویش مهاربند دارد یا ندارد، و در صورت داشتن اگر مهاربند باقی بماند و یا حذف شود چه تفاوتی دیده می‌شود. و بدین ترتیب برای این سیستم ۹ مدل برای هر تعداد طبقه مورد مطالعه قرار گرفت. که در شکل‌های ۴ و ۵ و نمونه‌هایی از تغییر شکل‌های مدل‌ها تحت بارگذاری معادله‌ی ۱ آورده شده است.

نام هر مدل به شکل NS-LL-W است، که N یک عدد و بیانگر تعداد طبقات سازه، و S معرف نوع سیستم سازه است؛ بدین ترتیب که R معرف سیستم صلب و C معرف سیستم ترکیبی صلب - بادبندی است. دو حرف LL بیانگر محل ستون حذف شده است که ec یعنی ستون گوشه‌ی خارجی، em یعنی ستون میانی خارجی، و in به معنای ستون داخلی است. در نهایت حرف W نمایانگر وجود یا عدم وجود مهاربند در کنار ستون حذف‌شده است که در قاب‌های صلب این حرف وجود ندارد و در قاب‌های صلب - بادبندی N یعنی مهاربند در کنار ستون حذف‌شده قرار نگرفته است، Y۱ یعنی مهاربند در کنار ستون حذف‌شده (در مدل اصلی) وجود دارد و در

جدول ۲. مشخصات بارهای اعمال شده بر مدل‌های مورد مطالعه.

بار مرده‌ی طبقات و بام	۵ (KN/m ²)
بار زنده‌ی طبقات	۲ (KN/m ²)
بار زنده‌ی بام	۱٫۵ (KN/m ²)
بار زلزله	طبق استاندارد شماره‌ی ۲۸۰۰ ایران - ویرایش سوم

جدول ۳. مشخصات مقاطع سازه ۱۲ طبقه.

طبقه	تیر*		ستون**		
	لبه	میانی	گوشه	لبه	میانی
۲-۱	I ۴۰ × ۲ - ۴۰ × ۲٫۵	I ۴۰ × ۳ - ۴۰ × ۳	Box ۴۰-۴	Box ۴۰-۴	Box ۵۰-۴
۴-۳	I ۴۰ × ۲ - ۴۰ × ۲	I ۴۰ × ۲٫۵ - ۴۰ × ۲٫۵	Box ۴۰-۴	Box ۴۰-۳	Box ۵۰-۴
۶-۵	I ۴۰ × ۱٫۵ - ۴۰ × ۲	I ۴۰ × ۲٫۵ - ۴۰ × ۲٫۵	Box ۴۰-۲٫۵	Box ۴۰-۳	Box ۵۰-۲٫۵
۸-۷	I ۴۰ × ۱٫۵ - ۳۰ × ۲	I ۴۰ × ۲ - ۴۰ × ۲	Box ۴۰-۲٫۵	Box ۴۰-۲٫۵	Box ۵۰-۲٫۵
۱۰-۹	I ۴۰ × ۱٫۵ - ۲۴ × ۲	I ۴۰ × ۱٫۵ - ۲۵ × ۲	Box ۴۰-۲	Box ۴۰-۲٫۵	Box ۵۰-۲
۱۲-۱۱	I ۴۰ × ۱٫۵ - ۲۴ × ۱٫۵	I ۴۰ × ۱٫۵ - ۲۴ × ۱٫۵	Box ۴۰-۱٫۵	Box ۴۰-۲	Box ۵۰-۲

<p>*I a × b × c × d:</p> <p>a: ارتفاع جان (cm)</p> <p>b: ضخامت جان (cm)</p> <p>c: عرض بال (cm)</p> <p>d: ضخامت بال (cm)</p>	
<p>**Box e-f:</p> <p>e: بعد قوطی مربع شکل (cm)</p> <p>f: ضخامت قوطی (cm)</p>	

تیرها در مدل ۳R-ec با ۱۰/۴ در برابر درصد خرابی تیرها در مدل ۳C-ec-N با ۸/۳۳٪ خرابی اشاره کرد.

به علاوه از بررسی جدول های ۷ و ۹ می توان گفت وجود مهاربندها به منزله ی المان های اضافی در کاهش گسترش خرابی بسیار مؤثرند. البته خود این المان ها باید با ضوابطی برای کنترل خرابی پیش رونده طرح شده باشند که در این صورت بسیار مفیدترند، و جالب تر اینکه حتی اگر خود المان مهاربند در طبقه ی همکف که ستون حذف شده در اثر واقعه حذف شود، باز هم تأثیر مهاربندهای فوقانی قابل توجه است. بررسی نسبت تیرها و ستون های خراب شده به تعداد طبقات و همچنین مشاهده ی ستون سوم جدول ها نشان از کاهش گسترش خرابی در پلان با افزایش تعداد المان ها در موضع اولیه ی خرابی (در اثر افزایش تعداد طبقات) دارد که اهمیت عملکرد زنجیره یی اعضا را نشان می دهد و همین امر بیانگر نیاز به دقت بیشتر در اتصال بین اعضاست.

مدل مورد بررسی حذف نشده است، و Y۲ یعنی مهاربند در کنار ستون حذف شده (در مدل اصلی) وجود دارد و در مدل مورد بررسی حذف شده است.

با توجه به توضیحات قبلی، نتایج تجزیه و تحلیل براساس ترکیب بارگذاری معادله ی ۱ و کنترل های صورت گرفته مطابق جدول ۱ در جدول های ۴ تا ۹ آورده شده است.

مشاهده ی ستون دوم جدول های ۴ تا ۹، بیانگر مستعد بودن تمامی ۶ سازه ی اصلی برای توسعه ی خرابی در تمامی حالات محتمل است که بر طبق آیین نامه های کشورمان تحلیل و طراحی شده اند، و این لزوم بررسی و توجه بیشتر را برای سازه های خاصی که در کشور می توانند در معرض بارگذاری های غیرعادی قرار گیرند، نشان می دهد. حذف بادبند کنار ستون حذف شده نیز به مقدار بسیار کمی از این تفاوت کاسته است. همچنین در مقایسه بین دو سیستم صلب و ترکیبی مشاهده می شود که در سیستم صلب تیرها عملکرد بدتری داشته اند که می توان به مقایسه ی درصد خرابی

جدول ۴. نتایج مربوط به قاب های صلب ۳ طبقه.

مدل	سازه پتانسیل خرابی دارد یا ندارد؟	آیا گسترش خرابی خارج از پانل های متصل به ستون حذف شده دیده شد؟	درصد تیرهای خراب شده	درصد ستون های خراب شده
۳R-ec	بله	بله	۱۰/۴	۶/۷
۳R-em	بله	بله	۱۵/۶۳	۱۰/۷
۳R-in	بله	بله	۱۴/۶	۱۳/۳۳

جدول ۵. نتایج مربوط به قاب های صلب - بادبندی ۳ طبقه.

مدل	سازه پتانسیل خرابی دارد یا ندارد؟	آیا گسترش خرابی خارج از پانل های متصل به ستون حذف شده دیده شد؟	درصد تیرهای خراب شده	درصد ستون های خراب شده	درصد بادبند های خراب شده
۳C-ec-N	بله	بله	۸/۳۳	۶/۶۷	۰
۳C-ec-Y۱	بله	خیر	۸/۳۳	۵/۳۳	۴/۷۶
۳C-ec-Y۲	بله	خیر	۸/۳۳	۵/۳۳	۶
۳C-em-N	بله	بله	۱۴/۵۸	۸	۱/۲
۳C-em-Y۱	بله	بله	۱۶/۶۷	۸	۱۲
۳C-em-Y۲	بله	بله	۱۶/۶۷	۸	۹/۵
۳C-in-N	بله	بله	۱۶/۶۷	۱۶	۲/۳
۳C-in-Y۱	بله	بله	۱۶	۱۷/۳۳	۷/۱۴
۳C-in-Y۲	بله	بله	۱۶	۲۰	۴/۷۶

جدول ۶. نتایج مربوط به قاب های صلب ۶ طبقه.

مدل	سازه پتانسیل خرابی دارد یا ندارد؟	آیا گسترش خرابی خارج از پانل های متصل به ستون حذف شده دیده شد؟	درصد تیرهای خراب شده	درصد ستون های خراب شده
۶R-ec	بله	بله	۱۱	۶
۶R-em	بله	بله	۱۴/۶	۹/۳۳
۶R-in	بله	بله	۱۳	۱۴/۳۳

جدول ۷. نتایج مربوط به قاب‌های صلب-بادبندی ۶ طبقه.

مدل	سازه پتانسیل خرابی دارد یا ندارد؟	آیا گسترش خرابی خارج از پانل‌های متصل به ستون حذف شده دیده شد؟	درصد تیرهای خراب شده	درصد ستون‌های خراب شده	درصد بادبند‌های خراب شده
۶C_ec-N	بله	بله	۷٫۸	۶٫۶۷	۰
۶C_ec-Y۱	بله	خیر	۶٫۲۵	۲٫۶۷	۳٫۶
۶C_ec-Y۲	بله	خیر	۷٫۳	۲٫۶۷	۳
۶C_em-N	بله	بله	۱۶٫۱۴	۱۲٫۶۷	۷٫۷۴
۶C_em-Y۱	بله	خیر	۸٫۳۳	۴٫۶۷	۹٫۵
۶C_em-Y۲	بله	خیر	۹٫۴	۶	۸٫۳۳
۶C_in-N	بله	بله	۱۹٫۸	۱۶	۸٫۳۳
۶C_in-Y۱	بله	بله	۱۴	۹٫۳۳	۱۶٫۶۷
۶C_in-Y۲	بله	بله	۱۷٫۲	۱۰	۱۶٫۶۷

جدول ۸. نتایج مربوط به قاب‌های صلب ۱۲ طبقه.

مدل	سازه پتانسیل خرابی دارد یا ندارد؟	آیا گسترش خرابی خارج از پانل‌های متصل به ستون حذف شده دیده شد؟	درصد تیرهای خراب شده	درصد ستون‌های خراب شده
۱۲R_ec	بله	خیر	۶٫۷۷	۳٫۶۷
۱۲R_em	بله	خیر	۹٫۹	۸
۱۲R_in	بله	خیر	۱۴٫۳۲	۱۶

جدول ۹. نتایج مربوط به قاب‌های صلب-بادبندی ۱۲ طبقه.

مدل	سازه پتانسیل خرابی دارد یا ندارد؟	آیا گسترش خرابی خارج از پانل‌های متصل به ستون حذف شده دیده شد؟	درصد تیرهای خراب شده	درصد ستون‌های خراب شده	درصد بادبند‌های خراب شده
۱۲C_ec-N	بله	خیر	۸٫۳۳	۴٫۳۳	۰
۱۲C_ec-Y۱	بله	خیر	۵٫۷۳	۰٫۳۳	۳٫۳
۱۲C_ec-Y۲	بله	خیر	۶٫۷۷	۱	۵٫۴
۱۲C_em-N	بله	خیر	۱۲٫۸	۸	۵٫۶۵
۱۲C_em-Y۱	بله	خیر	۸٫۶	۵٫۳۳	۷٫۱۴
۱۲C_em-Y۲	بله	خیر	۸٫۸	۵٫۶۷	۷٫۴۴
۱۲C_in-N	بله	بله	۱۷٫۴۵	۱۶	۷٫۱۴
۱۲C_in-Y۱	بله	خیر	۱۶٫۱۴	۷٫۳۳	۱۲
۱۲C_in-Y۲	بله	خیر	۱۶٫۶۷	۷٫۳۳	۱۵

می‌توان گفت وجود مهاربندها به منزله‌ی المان‌های اضافی، در کاهش گسترش خرابی‌ها بسیار مؤثرند. البته خود این المان‌ها باید با ضوابطی برای کنترل خرابی پیش‌رونده طرح شده باشند که در این صورت بسیار مفیدترند، و جالب‌تر اینکه حتی اگر خود المان مهاربند در طبقه‌ی همکف که ستون حذف‌شده در اثر واقعه حذف شود، باز هم تأثیر مهاربندهای فوقانی قابل توجه است.

بررسی نسبت تیرها و ستون‌های خراب‌شده به تعداد طبقات و همچنین مشاهده‌ی ستون سوم جدول‌ها نشان از کاهش گسترش خرابی در پلان با افزایش تعداد المان‌ها در موضع اولیه‌ی خرابی (در اثر افزایش تعداد طبقات) دارد که اهمیت عملکرد زنجیره‌ی اعضا را نشان می‌دهد و همین امر بیان‌گر نیاز به دقت بیشتر در اتصال بین اعضاست.

نتایج در تمامی مدل‌ها بیان‌گر این مطلب است که اهمیت ستون داخلی از ستون خارجی میانی و ستون خارجی میانی از ستون خارجی گوشه در بررسی خرابی پیش‌رونده بیشتر است.

جدول‌های ۴، ۶ و ۸ نشان از اهمیت بالاتر کنترل ستون‌های میانی در قاب خارجی و ستون داخلی با درصد خرابی بیشینه‌ی ۱۵٫۶۳ در مقایسه با ستون گوشه با درصد خرابی بیشینه‌ی ۶٫۶۷ در تیرها در قاب‌های صلب را دارند. همچنین درصد خرابی در ستون‌ها نیز تأییدکننده‌ی همین نتیجه است. جدول‌های ۵، ۷ و ۹ نشان از تأثیر بالای وجود بادبند در موضع خرابی در هنگام حادثه دارد.

در جدول ۷، مقایسه‌ی بین دو مدل ۶C-em-N و ۶C-em-Y۱ نشان از تفاوت ۸ درصدی در خرابی تیرها و ستون‌ها دارد، به‌علاوه از بررسی جدول‌های ۵، ۷ و ۹

که مجموع درصد خرابی تیر و ستون‌ها در اثر حذف ستون داخلی ۳۰/۳۲، در اثر حذف ستون میانی قاب خارجی ۱۷/۹، و ناشی از حذف ستون گوشه ۱۰/۴۴ است و این نشان می‌دهد که اهمیت ستون داخلی بیشتر است. البته قابل ذکر است که در حملات تروریستی مثل انفجار و یا برخورد وسایل نقلیه، ستون خارجی بیشتر در معرض خطر است.

۳. نوع سیستم سازه‌ی در خرابی روی المان‌های متفاوت آثار مختلفی دارد. این را می‌توان از مقایسه‌ی بین جدول‌ها برای مثال جدول‌های ۸ و ۹ مشاهده کرد که جدول ۸، درصد خرابی تیرها را در سیستم صلب بیش از خرابی تیرها در سیستم ترکیبی نشان داده است، ولی در ستون‌ها تفاوت قابل توجهی دیده نشده است.

۴. می‌توان گفت استفاده از المان‌های اضافی و یا به عبارتی افزایش درجه‌ی نامعینی در موضع احتمالی خرابی بسیار در کاهش خرابی پیش‌رونده مؤثر است که این را می‌توان از مقایسه‌ی بین ردیف‌های مختلف در جدول‌های ۵، ۷ و ۹ مشاهده کرد. مثلاً مقایسه‌ی دو ردیف ۱ و ۲ در جدول ۹ یعنی مدل‌های ۱۲C_ec_N و ۱۲C_ec_Y۱ نشان از کاهش خرابی ۳ درصدی در تیرها و ۴ درصدی در ستون‌ها با فرض وقوع خرابی در موضع بادبند در مقایسه با موضع بدون وجود بادبند دارد.

در یک مقایسه‌ی دیگر بین مدل‌ها دیده می‌شود که نسبت تنش‌ها برای بارگذاری معادله‌ی ۱، در مدل اصلی بین ۰/۶ تا ۰/۸ است؛ در حالی که بعد از حذف ستون به ۱/۵ تا ۳/۹ افزایش می‌یابد. همچنین در بین مدل‌های خرابی، مدل‌های صلب بادبندی همان‌گونه که انتظار می‌رود نسبت تنش کمتری را دارند.

مدل ۳R_ec در محل حذف ستون در جهت قائم تحت اثر ترکیب بار ۱ به میزان ۲۶/۸ سانتی‌متر و مدل ۳C_ec-Y۱ به میزان ۳/۵ سانتی‌متر جابجایی دارند که نشان از تفاوت جابجایی قائم به میزان ۲۳/۳ سانتی‌متری در محل حذف ستون بین این دو مدل دارد.

۴. نتیجه‌گیری

با توجه به مطالعه‌ی صورت‌گرفته می‌توان نتیجه گرفت:

۱. مستعد بودن تمامی مدل‌های این مطالعه برای خرابی پیش‌رونده، بیانگر لزوم وارد شدن بحث کنترل خرابی در سازه‌های طراحی‌شده در ایران (البته برای سازه‌های خاص) است.

۲. در بحث خرابی پیش‌رونده اهمیت موضع المان به همراه اهمیت خود المان باید مدنظر قرار گیرد. مثلاً در این بررسی با مراجعه به جدول ۸ مشاهده می‌شود

پانویس‌ها

1. Ronan Point
2. Murrah Federal
3. general services administration
4. department of defense

منابع (References)

1. Ferahian, R.H. "Buildings: Design for prevention of progressive collapse", *Civil Engineering, ASCE*, pp. 66-69 (February 1972).
2. Leyendecker, E.V. and Ellingwood, B.R., *Design Methods for Reducing the Risk of Progressive Collapse in Buildings*, National Bureau of Standards, Washington, DC, USA (1977).
3. Gross, J.L. and McGuire, W. "Progressive collapse resistant design", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **109**(1), pp. 1-14 (1983).
4. McConnel, R.E. and Kelly, S.J. "Structural Aspects of progressive collapse of warehouse racking", *The Structural Engineer*, **61A**(11), pp. 343-347 (1983).
5. Casciati, F. and Faravelli, L. "Progressive failure for seismic reliability analysis", *Engineering Structures*, **6**(2), pp. 97-103 (1984).
6. Pretlove, A.J. "Dynamic effects in fail-safe structural design", *Proceedings, International Conference on Steel*

Structures: Recent Advances and their Application to Design, Budva, Yugoslavia, pp. 749-757 (1986).

7. United States General Services Administration, *Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects*, Washington, DC. (2003).
8. Design of Structures to Resist Progressive Collapse-UFC03-023-4, Washington (DC): United States Department of Defense (DoD) (2005).
9. Astaneh-Asl, A. "Progressive collapse prevention in new and existing buildings", *Proceedings, 9th Arab Structural Engineering Conference*, United Arab Emirates (UAE) (2003).
10. Astaneh-Asl, A.; Jones, B.; Zhao, Y. and Hwa, R., *Progressive Collapse Resistance of Steel Building Floors*, Report Number: CB/CEE-STEEL-2001/03, University of California at Berkeley (2002).
11. Kaewkulchai, G. and Williamson, E.B. "Beam element formulation and solution procedure for dynamic progressive collapse analysis", *Computers & Structures*, **82**(7-8), pp. 639-651 (2004).
12. Vlassis, A.G., *Progressive Collapse Assessment of Tall Buildings*, A thesis Submitted in Fulfilment of the Requirements for the Degree of Doctor of Philosophy of the University of London and the Diploma of Imperial College London (2007).
13. Kapil, K., *Multi-Scale Computational Simulation of Progressive Collapse of Steel Frames*, A Dissertation Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements for the

- Degree of Doctor of Philosophy (Civil Engineering) in The University of Michigan (2008).
14. 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 (January 2009).
 15. Osama, A.M. "Assessment of progressive collapse potential in corner floor panels of reinforced concrete buildings", *Journal of Engineering Structures*, **31**(3), pp. 749-757 (March 2009).
 16. AISC-2003. American Institute of Steel Construction.
 17. ETABS2000 Software. Computers and Structures-Inc. Berkeley, CA.
 18. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Building, 3rd Edition (2006).
 19. Iranian National manual.Topic Number Six"Loads on Buildings" (2010).
 20. Iranian National manual.Topic Number Ten"Design and Construction of steel Buildings" (2009).

Archive of SID