

تحلیل احتمالاتی تخریب پیشرونده‌ی قاب خمشی فولادی سه‌بعدی با استفاده از منحنی‌های شکنندگی

اسماعیل محمدی ده‌جشمه (دانشجوی دکتری)

وحید بروجردیان* (استادیار)

غلامرضا قدرتی امیری (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت، تهران

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۴۰۰ (دوره‌ی ۲ - ۳۷، شماره‌ی ۴/۲، ص. ۸۳-۷۱، پژوهشی)

در پژوهش حاضر، به تحلیل احتمالاتی تخریب پیشرونده با استفاده از رویکرد منحنی شکنندگی پرداخته شده است. سازی مورد نظر، یک ساختمان ۴ طبقه فولادی با سیستم باربر جانبی قاب خمشی متوسط بوده است. ۶ سناریوی مختلف حذف ستون، شامل: ستون‌های گوشه، پیرامونی و میانی بررسی شده‌اند. تحلیل‌ها به صورت دینامیکی غیرخطی در نرم‌افزار OpenSEES و به صورت سه‌بعدی انجام شده است. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که احتمال شکنندگی طبقات فوقانی سازه نسبت به طبقات پایین سازه در سطوح عملکردی مختلف بیشتر است. ستون‌های گوشه و پیرامونی در طبقات مختلف، به ترتیب بیشترین و کمترین احتمال شکنندگی را به خود اختصاص دادند. بر اساس نتایج پژوهش حاضر، برای رسیدن ستون‌های گوشه و پیرامونی به سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش، به ترتیب نیروی محوری برابر با ۹۳ و ۱۰۵ درصد بار محوری تقلی و در جهت معکوس عکس‌العمل ستون نیاز است.

واژگان کلیدی: تخریب پیشرونده، حذف ستون، تحلیل احتمالاتی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، منحنی شکنندگی.

esmaeil_mohammadi@civileng.iust.ac.ir
broujerdian@iust.ac.ir
ghodrati@iust.ac.ir

۱. مقدمه

نوبت فروریزش به شکل زنجیری افزایش می‌یابد و در نهایت موجب آسیب نامتناسب به سازه می‌شود.^[۱] آیین‌نامه‌های ASCE/SEI ۷ و NIST، تخریب پیشرونده را گسترش خرابی موضعی اولیه از عضوی به عضو دیگر معرفی می‌کنند، که نهایتاً منجر به خرابی کل سازه و یا منجر به خرابی بخش بزرگی از کل سازه می‌شود، که این خرابی با تخریب اولیه نامتناسب است.^[۲] از دیدگاه UFC، خرابی پیشرونده نوعی خرابی تکثیرشونده است، که در آن کل آسیب نهایی نسبت به خرابی ناشی از علت اولیه، بسیار وسیع‌تر است.^[۵]

۱.۱. پیشینه‌ی پژوهش

کیم و کیم^[۱] (۲۰۰۹)، ظرفیت قاب‌های خمشی را در مقابل تخریب پیشرونده از روش مسیر بار جایگزین و با استفاده از تحلیل استاتیکی خطی و دینامیکی غیرخطی بررسی کردند.^[۶] و دریافتند که تحلیل استاتیکی خطی نسبت به تحلیل دینامیکی غیرخطی منجر به نتایج محافظه‌کارانه‌تری می‌شود.

کیم و آن^[۲] (۲۰۰۹) و لی و همکاران^[۳] (۲۰۱۵)، عملکرد زنجیره‌ی در تخریب پیشرونده را بررسی کردند و نشان دادند که عملکرد زنجیره‌ی در ستون‌های میانی

تخریب پیشرونده عبارت از گسترش خرابی در سازه در اثر یک پدیده‌ی خرابی موضعی اولیه است، که در آن بازتوزیع نیروها در هر مسیر باعث گسیختگی اعضاء سازه‌ی آن مسیر و سپس عوض شدن مسیر انتقال بار می‌شود. فرایند مذکور تا فروریزش کل سازه یا فروریزش بخش عمده‌ی سازه ادامه پیدا می‌کند. این مبحث اولین بار پس از واقعه‌ی تخریب ساختمان رونان پوینت در انگلیس مطرح شده و پس از آن زمان تاکنون، پژوهشگران کشورهای مختلفی، از جمله: آمریکا، کانادا، انگلیس و دیگر کشورهای اروپایی به آن پرداخته‌اند. پس از حوادث فاجعه‌آمیز تخریب ساختمان‌های رونان پوینت، آلفرد مورا و مرکز تجارت جهانی و با توجه به روند افزایشی حمله‌های تروریستی در سال‌های اخیر، لزوم در نظر گرفتن بارهای غیرعادی و خطاهای انسانی در طراحی ساختمان‌ها، به طوری که بتوان از تخریب پیشرونده جلوگیری کرد، مشخص شده است.^[۱]

از نظر آیین‌نامه‌ی GSA، تخریب پیشرونده وضعیتی است که در آن شکست موضعی اجزاء اصلی ساختمان به سمت تخریب اجزاء مجاور هدایت می‌شود و به

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۱/۱۴، اصلاحیه ۱۴۰۰/۳/۲۲، پذیرش ۱۴۰۰/۶/۶

DOI:10.24200/J30.2021.57832.2938

نسبت به ستون‌های پیرامونی تأثیرگذارتر است و در ناحیه‌ی میانی نسبت به ناحیه‌ی پیرامونی سازه در مقابل تخریب پیشرونده، مقاومت بیشتری دارد. [۷] و [۸] با کاهش طول دهانه‌های قاب‌ها، سازه در مقابل تخریب پیشرونده، مقاومت بیشتری از خود نشان می‌دهد. [۹] پیروموز و لیئو^۴ (۲۰۱۶)، به مدل‌سازی اجزاء محدود و تحلیل ظرفیت قاب‌های فولادی پس‌تنیده در مقابل تخریب پیشرونده پرداختند و نشان دادند که علاوه بر انرژی مستهلک شده توسط المان‌های سازه، عملکرد قوسی و زنجیره‌ی تیرها، منبع اصلی ظرفیت سازه در قاب‌های فولادی پس‌تنیده در برابر تخریب پیشرونده است. [۱۰]

گراسمیدیس و سیدری^۵ (۲۰۱۶)، با استفاده از ابزارهای قدرتمند محاسباتی اجزاء محدود به روش جدید توزیع جزئی خرابی (PDDM)^۶ به بحث تخریب پیشرونده در ساختمان‌های فولادی پرداختند و با بررسی شاخص خسارت و بررسی انتشار خرابی نشان دادند که با در نظر گرفتن توزیع جزئی خرابی در سیستم، مکانیزم خرابی به طور قابل ملاحظه‌ی اصلاح می‌شود و به طور کلی پاسخ سازه را تحت تأثیر قرار می‌دهد. [۱۱]

چن و همکاران^۷ (۲۰۱۶)، با استفاده از ارزیابی روش‌های احتمالاتی به بحث حذف ستون در قاب خمشی فولادی^۹ طبقه در هنگام وقوع تخریب پیشرونده پرداخته‌اند. [۱۲] در مطالعه‌ی اخیر، عدم قطعیت‌هایی در شبیه‌سازی احتمالاتی سازه و نیز بر اساس تغییرات مؤلفه‌های انرژی داخلی، حساسیت تخریب پیشرونده در حذف ناگهانی یک ستون در نظر گرفته شده است. همچنین یک روش قابلیت اعتماد پیشرفته (AFORM)^۸ ارائه شده است، که یک شاخص مقاومتی را برای ارزیابی عملکرد سازه بر اساس یک احتمال گسیختگی کلی سازه و خرابی احتمالاتی پیشنهاد می‌دهد.

همچنین برونسی و پارسی^۹ (۲۰۱۷) و لی و همکاران^{۱۰} (۲۰۱۶)، به ارزیابی احتمالاتی خرابی ساختمان‌های بتنی پرداخته‌اند. [۱۳] و [۱۴] و منحنی‌های شکنندگی برای سیستم قاب خمشی بتنی جهت ارزیابی و کنترل ریسک به دست آمده است. جهت تحلیل IDA در سیستم‌های سازه‌ی، افزایش بار ثقلی به عنوان شاخص شدت در نظر گرفته شد. در مطالعات اخیر [۱۳] و [۱۴] و حذف ستون در طبقه‌ی اول ساختمان مدنظر بوده است. فنگ و همکاران^{۱۱} (۲۰۲۰)، به بررسی و کتی‌سازی سازه‌های بتن‌آرمه تحت خرابی پیشرونده با استفاده از روش تکامل چگالی احتمال (PDEM)^{۱۲} پرداختند [۱۵] و یک سازه‌ی بتنی قاب خمشی ۵ و ۱۰ طبقه را بررسی کردند و دریافتند که روش PDEM نسبت به روش شبیه‌سازی مونت کارلو (MCS)^{۱۳} در تعیین لنگرهای خمشی به دست آمده و اطلاعات احتمالی مؤثرتر بوده است. همچنین نتایج نشان داد که سازه‌های بلندتر، مقاومت بیشتری در مقابل خرابی پیشرونده داشته و مسیر انتقال بار جایگزین بیشتری در سازه‌های بلندتر ایجاد شده است. با توجه به این‌که سازه‌های بتنی در مقابل تخریب پیشرونده، آسیب‌پذیر محسوب می‌شوند؛ یوو و همکاران^{۱۴} (۲۰۲۰)، با به کارگیری مهاربندهای فولادی پیشنهادی در بالاترین طبقه‌ی سازه‌های مذکور، احتمال خرابی پیشرونده را به صورت مؤثرتر کاهش دادند. [۱۶]

جاویدان و همکاران^{۱۵} (۲۰۱۸)، به بررسی یک سازه‌ی فولادی قاب خمشی ۳ طبقه تحت بارهای ضربه‌ی پرداخته و سپس منحنی‌های شکنندگی سازه را توسعه داده‌اند. [۱۷] دینگ و همکاران^{۱۶} (۲۰۱۷)، نیز به بررسی احتمالاتی تخریب پیشرونده در مقابل اثر بارهای انفجار پرداختند و دریافتند که روش پیشنهادی در پژوهش ایشان، دقت کافی و کارایی پیش‌بینی احتمال خرابی را در برابر بارهای انفجار در مقایسه با روش مستقیم مونت‌کارلو فراهم می‌کند. همچنین روشی جهت اقدام‌های مؤثر برای کاهش خطرهای بارهای انفجاری در سیستم پیشنهاد داده‌اند. [۱۸]

اتصال‌های اعضاء سازه‌های قاب‌های خمشی فولادی در پتانسیل تخریب پیشرونده می‌توانند تأثیرگذار باشند. نوری و همکاران^{۱۷} (۲۰۲۰)، به مقایسه‌ی 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 پرداختند [۱۹] و دریافتند که اتصال با مقطع کاهش‌یافته، مقاومت بالاتری نسبت به اتصال با ورق کناری و اتصال گیردار مستقیماً تقویت شده با جوش دارد، به گونه‌ی که مقدار جابه‌جایی آن تا ۲۰٪ کمتر بوده است.

اثر سقف سازه‌ها نیز می‌تواند در پتانسیل خرابی پیشرونده تأثیرگذار باشد. فوو و همکاران^{۱۸} (۲۰۱۸)، سقف‌های کامپوزیت با ابعاد چشمه‌ی دال مختلف را بررسی کردند و نشان دادند که ظرفیت تحمل بار سقف با ابعاد چشمه‌ی کوچک‌تر، بیشتر و ظرفیت تغییرشکل سقف با ابعاد چشمه‌ی بزرگ‌تر، بیشتر بوده است. [۲۰] در سیستم سقف کامپوزیت با حذف ستون گوشه، عملکرد کنسولی از تیرها و دال مشاهده می‌شود و عملکرد زنجیره‌ی، عملکرد کششی اعضا و رفتار قوسی فشاری در بتن مشاهده نمی‌شود. با حذف ستون گوشه نسبت به ستون میانی، شکل‌پذیری کمی مشاهده می‌شود و ضرایب افزایش بار دینامیکی ستون‌های گوشه نسبت به سایر ستون‌ها بیشتر است و حذف ستون پیرامونی نسبت به ستون میانی، شرایط بحرانی‌تری را برای سیستم سقف کامپوزیت ایجاد می‌کند. [۲۱] در طراحی سیستم سقف کامپوزیت متداول آیین‌نامه‌ی باید از شکل‌پذیری و مقاومت اتصال در مقابل تخریب پیشرونده اطمینان حاصل کرد، زیرا عدم شکل‌پذیری و مقاومت اتصال در صورت وقوع تغییرشکل‌های بزرگ، ممکن است منجر به خرابی سیستم سقف شود. [۲۲] مدل‌سازی سقف‌سازه‌ها با توجه به حجم بالای فایل‌های محاسباتی، می‌تواند ناکارآمد باشد، که برای لحاظ آثار سقف‌ها در پژوهش بروجردیان و همکاران (۲۰۲۰)، [۲۳] روش ساده‌سازی شده‌ی آثار سقف به صورت فنرهای دوخطی پیشنهاد شده است. برای این هدف به انجام تحلیل پاش‌آر قائم سیستم سازه همراه با سقف کامپوزیت پرداخته و آثار سقف کامپوزیت در سناریوهای مختلف بررسی شده است. در پایان نشان داده شده است که چیدمان تیرچه‌های فرعی در مقاومت سقف کامپوزیت نیز می‌تواند مؤثر واقع شود.

در تعدادی از مطالعات در رابطه با خرابی پیشرونده به مدل‌سازی دوبعدی تخریب پیشرونده پرداخته شده است. [۲۴] و [۲۵] در پژوهش‌های اخیر نشان داده شد که با توجه به عدم لحاظ قاب‌های عرضی، که کاهش درجه‌ی نامعینی را به همراه دارد، تخمین غیرواقعی از ظرفیت سازه حاصل می‌شود. لذا در پژوهش حاضر، به مطالعه‌ی سه‌بعدی تخریب پیشرونده در سازه پرداخته شده است.

۲.۱. اهداف پژوهش

تعیین رفتار احتمالاتی سازه‌ها جزء روش‌های نوین بررسی سازه‌ها در مقابل پدیده‌های طبیعی و غیرطبیعی است. پدیده‌ی تخریب پیشرونده جزء پدیده‌های غیرطبیعی است، که در چند سال اخیر در سازه‌ها به وقوع پیوسته و بررسی شده است. در پژوهش حاضر، به بررسی تخریب پیشرونده در سازه‌ی قاب خمشی متوسط فولادی ۴ طبقه به روش احتمالاتی پرداخته شده است. مطابق مطالعات پیشین، سازه‌های کوتاه‌مرتبه در مقابل خرابی پیشرونده آسیب‌پذیرتر هستند و در پژوهش حاضر، به این دلیل یک ساختمان کوتاه‌مرتبه انتخاب شده است. ساختمان مورد نظر با استفاده از نرم‌افزار ETABS برای شهر تهران با ضریب لرزه‌خیزی ۰/۳۵ طراحی شد. در نوشتار حاضر، برای بررسی رفتار سازه‌ها در مقابل پدیده‌ی تخریب پیشرونده، ابتدا تحلیل IDA با تغییر بار محوری ستون به عنوان پدیده‌ی تصادفی (شاخص شدت)

در روش طراحی غیرمستقیم با مشخص کردن ترازهای کمینه‌ی مقاومت^{۲۲}، پیوستگی^{۲۳} و شکل‌پذیری^{۲۴} برای اتصال‌ها، اعضا و مصالح می‌توان بر روی مقاومت سازه در مقابل تخریب پیشرونده تأکید کرد.

پ) روش طراحی مستقیم

در روش طراحی مستقیم، به طور کلی بر روی مقاومت کلی سازه تأکید می‌شود، که خود شامل دو روش مقاوم‌سازی محلی ویژه^{۲۵} و روش مسیر بار جایگزین^{۲۶} است. در روش مقاوم‌سازی محلی ویژه کافی است که المان‌های بحرانی در برابر حوادث را شناسایی و سپس آنها را طوری طراحی کرد که در برابر حوادث غیرعادی مقاومت کنند. در روش مسیر بار جایگزین، سازه به گونه‌ی طراحی می‌شود که بتواند خرابی موضعی پیش آمده را جذب کند و مسیر بار جدیدی برای انتقال بارها به وجود آورد. روش طراحی مستقیم برای جلوگیری از تخریب پیشرونده، منطقی‌ترین و جامع‌ترین روش به نظر می‌رسد، چون هم پایداری کلی سازه را بررسی می‌کند و هم یک روش اقتصادی است.

۲.۲. روش‌های تحلیل

برای طراحی سازه‌ها در مقابل تخریب پیشرونده، در آیین‌نامه‌ها به دو رویکرد کلی توجه شده است:

۱) تأمین اتصال و یک‌پارچگی مناسب بین اجزاء سازه‌ی برای کاهش شدت و ابعاد خرابی و ۲) کنترل مقاومت ساختمان در برابر تخریب پیشرونده با انجام تحلیل‌های خاص و اطمینان از توانایی سازه در تحمل آسیب‌های وارده. مهم‌ترین روشی که در رویکرد دوم برای مدل‌سازی تخریب پیشرونده استفاده می‌شود، روش مسیر جایگزین انتقال بار است. معمولاً روش اخیر با حذف یک ستون از طبقه‌ی سازه انجام می‌شود. به طور کلی روش‌های تحلیل سازه برای بررسی تخریب پیشرونده عبارت‌اند از:^[۱]

الف) تحلیل استاتیکی خطی

مطابق آیین‌نامه‌ی GSA، روش تحلیل استاتیکی خطی برای ساختمان‌های با بیشینه‌ی ۱۰ طبقه مجاز است. روش اخیر، آثار دینامیکی از قبیل: ضریب بزرگ‌نمایی، استهلاک انرژی و نیروهای اینرسی را لحاظ نمی‌کند و رفتار غیرخطی مصالح را در نظر نمی‌گیرد.

ب) تحلیل استاتیکی غیرخطی

روش تحلیل استاتیکی غیرخطی به صورت گسترده‌ی برای تحلیل سازه‌ها در برابر بارهای جانبی کاربرد دارد. روش مذکور منتج به پاسخ‌های بسیار محافظه‌کارانه برای تخریب پیشرونده می‌شود. در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، ممکن است اعضای که از محل آغازگر آسیب^{۲۷} دور هستند، به طور مناسب در پدیده‌ی تخریب دخالت داده نشوند.

پ) تحلیل دینامیکی خطی

روش تحلیل دینامیکی خطی، خصوصیات رفتار دینامیکی را لحاظ می‌کند و رفتار خطی مصالح را مد نظر قرار می‌دهد و نیاز به محاسبات اضافی برای به دست آوردن گام‌های زمانی و نیروهای داخلی دارد.

ت) تحلیل دینامیکی غیرخطی

روش تحلیل دینامیکی غیرخطی برای بررسی تخریب پیشرونده، دقیق‌ترین روش موجود است. روش ذکر شده با توجه به لحاظ کردن رفتار دینامیکی سازه و رفتار غیرخطی مصالح، نسبت به سایر روش‌های تحلیل، دقت بیشتری دارد. از جمله نقاط ضعف روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، حساسیت بسیار زیاد به داده‌هاست و نیز به زمان زیاد برای تحلیل دارد.

در نظر گرفته شده و شاخص آسیب به صورت جابه‌جایی‌های قائم ستون محذوف لحاظ شده است. سپس با ترسیم منحنی IDA، منحنی‌های شکنندگی در هر سطح عملکرد برای طبقات مختلف سازه و ۶ سناریوی مختلف ترسیم شده‌اند. تحلیل‌ها در نرم‌افزار OpenSEES به صورت سه‌بعدی انجام و در المان‌های مدل، خواص غیرخطی هندسی و مصالح نیز در نظر گرفته شده است.

۲. روش پژوهش

در پژوهش حاضر، در ابتدا به طراحی سازه‌ی مورد نظر دارای هندسه‌ی متداول با مقاطع مرسوم و سپس به تعیین سناریوهای مورد نظر تحلیل پرداخته شده است. جهت اطمینان از توانایی نرم‌افزار اجزاء محدود OpenSEES به صحت‌سنجی نرم‌افزار مذکور با نتایج آزمایشگاهی پژوهش‌های معتبر پرداخته شده است. در مرحله‌ی اول شبیه‌سازی، به تعیین عکس‌العمل‌های ستون‌های مورد تحلیل جهت تعیین منحنی‌های شکنندگی پرداخته شده است. در مرحله‌ی دوم تحلیل، ستون‌های مورد تحلیل با عکس‌العمل‌های تعیین شده در مرحله‌ی قبل جایگزین شده است. در مرحله‌ی سوم، به تحلیل IDA ستون‌های مورد نظر با افزایش مقادیر تلاش‌های عکس‌العمل ستون در جهت معکوس در محل حذف ستون پرداخته شده است. در پایان با تعیین منحنی‌های IDA ستون‌های مختلف سازه به ترسیم منحنی‌های شکنندگی در سطوح مختلف عملکردی پرداخته شده است (شکل ۱).

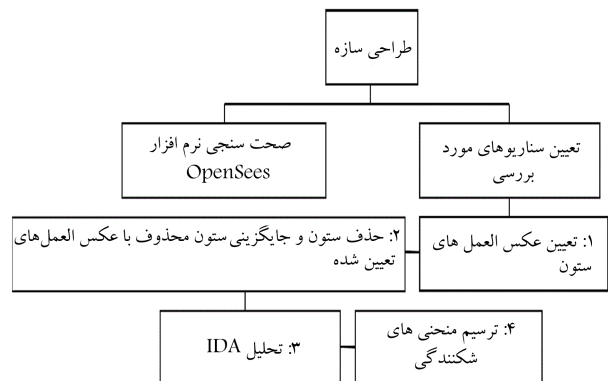
۱.۲. روش‌های طراحی سازه‌ها در مقابل تخریب پیشرونده

به طور کلی مطابق آیین‌نامه‌های مختلف دنیا، روش‌های متفاوتی برای کاهش خطر احتمالی تخریب پیشرونده در ساختمان‌ها پیشنهاد می‌شود، که مهم‌ترین و عمده‌ترین آنها عبارت‌اند از:^[۲۶] ۱) روش کنترل حادثه^{۱۹}، ۲) روش طراحی غیرمستقیم^{۲۰} و ۳) روش طراحی مستقیم^{۲۱}.

الف) روش کنترل حادثه

برای تأمین هدف ذکر شده می‌توان حادثه‌ی مورد نظر را پیش‌بینی کرد و آن را حذف و یا راه‌های محافظتی در مقابل آن اندیشیده شود. برای مثال، با اجرا کردن موانع محافظتی در برابر ضربه‌ی وسایل نقلیه، فاصله‌ی محافظتی برای مقابله با حملات تروریستی و یا ممنوع کردن استفاده از گاز اشپزی در ساختمان‌ها می‌تواند از ایجاد خطر جلوگیری کند.

ب) روش طراحی غیرمستقیم



شکل ۱. فلوچارت روش پژوهش حاضر.

۳.۲. مشخصات مدل‌های عددی

قاب‌های خمشی فولادی، سیستم‌های سازه‌ی رایجی هستند که معمولاً در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف استفاده می‌شوند. قاب‌های خمشی فولادی در سه سطح شکل‌پذیری معمولی، متوسط و ویژه طراحی می‌شوند. استفاده از ساختمان‌های قاب خمشی فولادی متوسط در مناطق مستعد زلزله بسیار رایج است. با این حال، مطالعات کمی در مورد سیستم مذکور وجود داشته و بیشتر مطالعات در مورد ساختمان‌های فولادی قاب ویژه بوده است.^[۲۷، ۲۸] سیستم ساختمانی بررسی شده در مطالعه‌ی حاضر، قاب خمشی فولادی متوسط بوده است.

در مطالعه‌ی حاضر، با استفاده از نرم‌افزار ETABS ۲۰۱۶ و مقاطع مرسوم در ساختمان‌های فولادی، ساختمان ۴ طبقه به روش LRFD^[۲۸] طراحی شده است. سطح اشغال بنا ۴۰۰ مترمربع (۲۰ × ۲۰ متر) با ۴ دهانه‌ی ۵ متری در جهت x و ۴ دهانه ۵ متری در جهت y بوده است. ارتفاع طبقات ۳/۲ متر در نظر گرفته شده است. بارگذاری ساختمان مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان^[۲۹] و همچنین ملاحظات لرزه‌ی استاندارد ۲۸۰۰^[۳۰] مد نظر قرار گرفته است. پلان و نمای سه‌بعدی ساختمان‌ها در شکل‌های ۲ و ۳ مشاهده می‌شود. مصالح فولادی تیر و ستون‌ها از نوع ST ۳۷ در نظر گرفته شده است، که دارای خصوصیات: تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال، تنش نهایی ۳۷۰ مگاپاسکال و مدول کشسانی ۲۰۰ گیگاپاسکال

بوده است. مشخصات مقاطع فولادی به کار رفته در ساختمان‌های اشاره شده در جدول ۱ ارائه شده است. به عنوان نمونه، در توضیح مشخصات مقاطع مذکور، برای تیرها، عبارت ۱۰ × ۸F۲۰۰ × ۳۰۰ BM یعنی مقطع تیرورق I شکل با ارتفاع ۳۰۰ mm، ضخامت جان ۸ mm، عرض بال ۲۰۰ mm و ضخامت بال ۱۰ mm و برای ستون‌ها، عبارت ۱۲ × ۳۰۰ × ۳۰۰ BOX یعنی مقطع باکس شکل به عرض و ارتفاع ۳۰۰ mm و ضخامت ۱۲ mm.

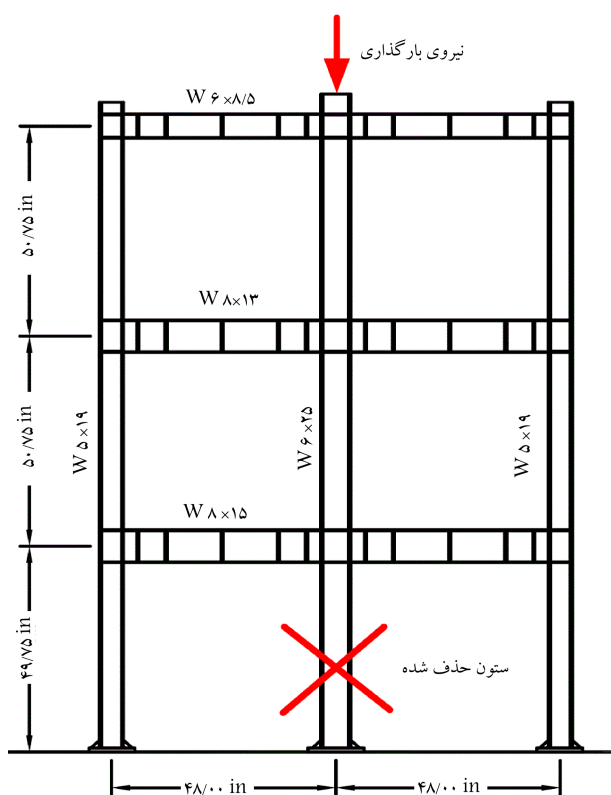
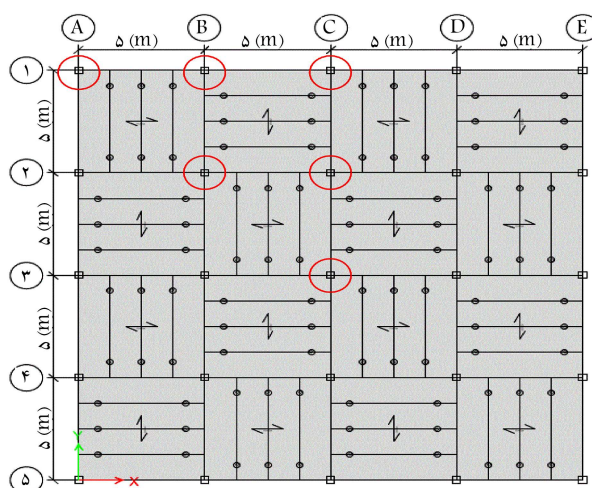
بارگذاری ثقلی سازه عبارت است از: بار مرده‌ی طبقات ۵۸۵ kg/m^۲، بار زنده‌ی طبقات ۲۰۰ kg/m^۲، بار مرده‌ی تیرهای پیرامونی طبقات ۵۵۰ kg/m^۲، بار مرده‌ی بام ۵۵۰ kg/m^۲، بار زنده بام ۱۵۰ kg/m^۲، بار مرده‌ی تیرهای پیرامونی بام ۱۹۰ kg/m^۲.

۴.۲. صحت‌سنجی روند مدل‌سازی عددی

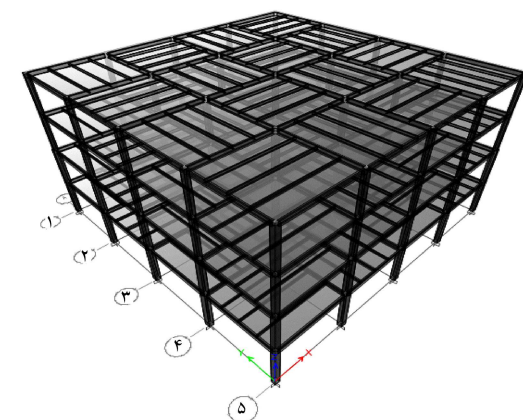
در پژوهش حاضر، جهت اطمینان از صحت نتایج مدل‌سازی نرم‌افزاری به مقایسه‌ی نتایج مدل عددی به دست آمده از نرم‌افزار و نمونه‌ی آزمایشگاهی پرداخته شده است. نمونه‌ی آزمایشگاهی نیز مطابق پژوهش تی‌سیستوس^{۲۸} و همکاران (۲۰۰۸)^[۳۱] یک قاب دوبعدی با تعداد ۲ دهانه و ارتفاع ۳ طبقه بوده است. مشخصات هندسی سازه‌ی مذکور در شکل ۴ مشاهده می‌شود، که مطابق آن، ستون میانی حذف و بار

جدول ۱. مشخصات اعضاء سازه‌ی ساختمان ۴ طبقه.

طبقه	ستون	تیر
۱ و ۲	BOX ۳۰۰ × ۳۰۰ × ۱۲	BM ۳۰۰ × ۸F ۲۰۰ × ۱۰
۳ و ۴	BOX ۲۵۰ × ۲۵۰ × ۱۰	BM ۳۰۰ × ۸F ۱۵۰ × ۱۲

شکل ۴. مشخصات نمونه‌ی آزمایشگاهی صحت‌سنجی.^[۳۱]

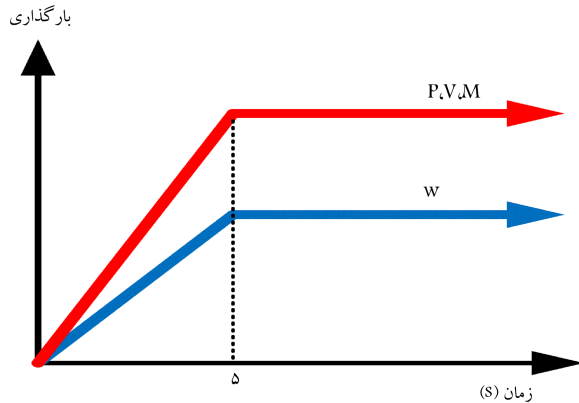
شکل ۲. پلان ساختمان و موقعیت سناریوهای تخریب پیشرونده‌ی احتمالاتی.



شکل ۳. نمای سه‌بعدی ساختمان ۴ طبقه.

جدول ۲. سناریوهای حذف ستون مورد بررسی.

شماره‌ی سناریو حذف ستون	ستون‌های حذف شده
۱	A۱
۲	B۱
۳	C۱
۴	B۲
۵	C۲
۶	C۳



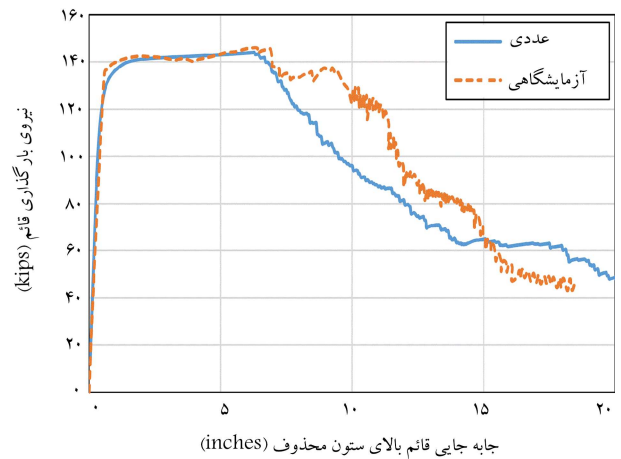
شکل ۶. اعمال بارهای ثقلی و بارهای عکس‌العمل ستون در تحلیل IDA.

برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه از ابتدا در نرم‌افزار OpenSEES مدل غیرخطی سازه ساخته می‌شود. سازه‌ی مورد نظر با ترکیب بار مذکور بارگذاری و سپس تلاش‌های داخلی (برش V، لنگر M و نیروی محوری P) ستون مورد نظر قبل از اعمال آسیب برداشت شده است. سپس نیروهای داخلی به دست آمده در مدل دیگری، که ستون در آن تحلیل IDA می‌شود، جایگزین ستون محذوف شده می‌شود. برای شبیه‌سازی سازه و تحلیل IDA، مطابق شکل ۶، نیروهای داخلی اعمال شده به جای ستون محذوف (V-M-P) به سازه اعمال می‌شود. در شکل ۶، بار ثقلی اعمالی به سازه مطابق رابطه‌ی ۱ است. [۶]

برخی از استانداردها مانند ASCE [۳]، پیشنهاد می‌کنند که برای اطمینان از پایداری سازه، به رابطه‌ی ۱، جمله‌ی $W/2$ اضافه شود که در آن W بار باد است. در برخی از استانداردهای اخیر الزام می‌شود که پایداری سازه با تحمیل یک بار جانبی کوچک فرضی معادل $\sum P/2$ در هر طبقه بررسی شود، که در آن $\sum P$ نیروهای ثقلی تجمعی ناشی از بارهای مرده و زنده‌ی اعمال شده به طبقه‌ی بالای هر طبقه است. اگر چنین کنترلی برای پایداری سازه انجام شود، جمله‌ی $W/2$ در رابطه‌ی ۱ در نظر گرفته نمی‌شود. در پژوهش حاضر، با توجه به متمرکز بودن آسیب‌ها در چشمه‌ی دال مشخص و نیز تأثیر ناچیز بار جانبی با مقدار کم در رفتار سازه، از اعمال ترم $\sum P/2$ و $W/2$ به صورت جانبی صرف‌نظر شده است.

۷.۲. تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA)

در مهندسی سازه بر اساس عملکرد، برآورد دقیق ظرفیت و تقاضای سازه‌ها تحت بارهای غیرعادی به خصوص تخمین فروریزش سازه‌ها، اهمیت ویژه‌ی دارد. یکی از روش‌هایی که برای این کار پیشنهاد می‌شود، روش تحلیل تاریخی‌ی زمانی IDA است. روش زمانی IDA، پاسخ غیرخطی تحلیل‌های تاریخی‌ی زمانی سازه را برای



شکل ۵. مقایسه‌ی نمودار نیرو - جابه‌جایی مدل آزمایشگاهی پژوهش تی‌سیستوس و همکاران (۲۰۰۸) [۳۱] و مدل عددی پژوهش حاضر.

تدریجاً به بالای ستون حذف شده در طبقه‌ی سوم مطابق شکل ۴ اعمال شده است. نهایتاً مقدار نیروی اعمالی همراه با جابه‌جایی ستون حذف شده به دست آمده است شکل ۵، که مطابق شکل مذکور ابتدای بارگذاری، سازه سختی اولیه با شیب خطی ثابت داشته و سپس بعد از تسلیم اعضا، سختی سیستم کم شده و نهایتاً با کم‌اندامت اعضا، تیر، خرابی در اتصال‌های تیر به ستون و گسیختگی تیرها زوال سیستم اتفاق افتاده است.

مدل‌سازی قاب مذکور در نرم‌افزار OpenSEES، مطابق هندسه و اعضا نشان داده شده در شکل ۵ صورت گرفته و بارگذاری به صورت پوش قائم انجام شده است. اعضا سازه به صورت تیر - ستون Force-Based با مصالح غیرخطی ۲ Steel مدل‌سازی و کرنش در اعضا با مصالح MinMax محدود شده است. تحلیل مورد نظر از نوع استاتیکی غیرخطی و به صورت دوبعدی انجام شده است. نهایتاً خروجی مدل‌سازی عددی در شکل ۵ در مقایسه با نمودار آزمایشگاهی مشاهده می‌شود، که مطابق آن در محدوده‌ی سختی‌های اولیه و ثانویه، نمودار عددی با دقت بسیار بالایی، نمودار نیرو - جابه‌جایی آزمایشگاهی را تخمین زده است، ولی در انتهای نمودار در قسمت زوال نمودار، اختلاف کمی بین نمودار عددی و آزمایشگاهی مشاهده می‌شود، که می‌توان گفت با توجه به اختلاف اندک و محافظه‌کارانه بودن نمودار عددی نسبت به نمودار آزمایشگاهی، قابل صرف‌نظر است.

۵.۲. بررسی سناریوهای مختلف تخریب پیشرونده

مطابق شکل ۲، ستون‌های مورد بررسی در پلان ساختمان مورد بحث به سه گروه گوشه، پیرامونی و مرکزی برای حالت حذف ستون تقسیم شده‌اند (جدول ۲). معمولاً در نوشتارهای مختلف به بررسی سناریوهای حذف ستون در طبقه‌ی اول پرداخته شده است، ولی در پژوهش حاضر، ۶ سناریوی مورد نظر در تمامی طبقات بررسی و تحلیل IDA شده است.

۶.۲. بارگذاری تخریب پیشرونده و آسیب دینامیکی ستون

ترکیب بارگذاری مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیرخطی برای تمامی قاب‌های تحلیل شده بر اساس آیین‌نامه‌های UFC [۵] و GSA [۱] مطابق رابطه‌ی ۱ است:

$$G = 1/2 D + (0/5 Lor 0/2 S) \quad (1)$$

تاریخچه‌ی زمانی سیستم، از مدل میرایی رایلی، با فرض میرایی ۵٪ برای مودهای اول و دوم استفاده می‌شود. محاسبه‌ی ضرایب جرم و سختی میرایی رایلی را می‌توان با داشتن بسامدهای ارتعاشی سازه حساب و به نرم‌افزار معرفی کرد. موتور آنالیز تحلیل دینامیکی معرفی شده به صورت Transient بوده و قیود حل مسئله از نوع Transformation انتخاب شده است. سیستم حل معادلات از نوع Norm Displacement Increment BandGeneral و آزمون همگرایی از نوع Newton و همچنین الگوریتم حل مسئله و انتگرال‌گیر به ترتیب Newton و Newmark انتخاب شده‌اند.

۸.۲. ترسیم منحنی‌های شکنندگی

روش‌های متنوعی برای بررسی آسیب‌پذیری تخریب پیشروندهی ساختمان‌ها وجود دارد، که از نظر زمان و دقت متفاوت هستند و در آنها، منحنی‌های شکنندگی که احتمال خسارت سازه‌ی را به عنوان تابعی از مشخصه‌های بارهای ثقلی در اعضاء اصلی سازه (همانند ستون) در نظر می‌گیرند، متداول‌تر هستند.

جهت تولید منحنی‌های شکنندگی، یک توزیع نرمال آماری برای هر پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) در هر شدت نیروی تخریب محتمل اعمالی به ستون (IM) در نظر گرفته می‌شود. میانگین و انحراف معیار هر یک از EDP ها برای اثر مجموع نداشت‌های حذف ستون محاسبه می‌شود. سپس با استفاده از تابع توزیع تجمعی، احتمال تجاوز هر یک از EDP ها از حالت حدی داده شده مطابق رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود: [۳۲]

$$P(C|IM = x) = \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right) \quad (2)$$

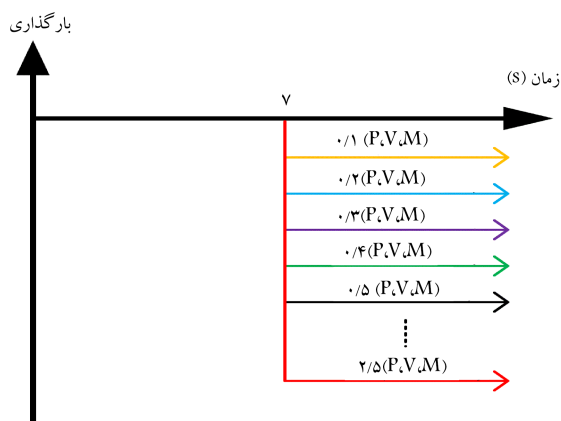
که در آن $P(C|IM = x)$ احتمال خرابی^{۳۱} و یا عبور از یک سطح عملکردی خاص در یک IM مشخص را بیان می‌کند و نیز، θ میانه‌ی تابع شکنندگی (سطح IM با احتمال ۵۰٪) و β انحراف معیار $\ln(IM)$ است. رابطه‌ی اخیر بیان می‌کند که مقادیر IM، که موجب عبور از یک حد عملکردی و یا خرابی در یک IM خاص می‌شوند، توزیع لوگ نرمال دارند. پارامترهای مور دنیا θ و β با استفاده از روابط ۳ و ۴ به دست می‌آیند: [۳۲]

$$\ln \hat{\theta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad (3)$$

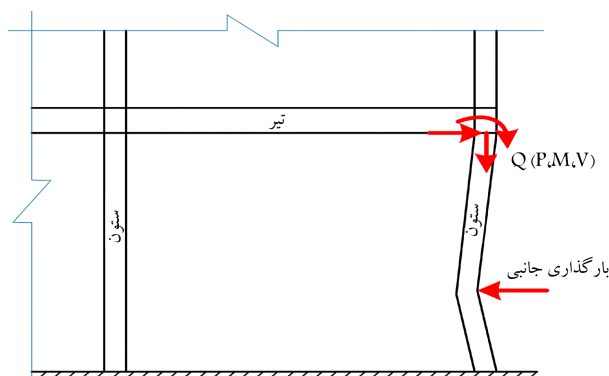
$$\hat{\beta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(IM_i/\hat{\theta}))^2} \quad (4)$$

برای ترسیم منحنی‌های شکنندگی، شاخص آسیب (DI) [۳۲] مدنظر پیشینه‌ی جابه‌جایی قائم محل حذف شده در نظر گرفته می‌شود. در پژوهش حاضر، منحنی‌های IDA سازه‌ها به صورت جابه‌جایی پیشینه‌ی قائم در محل حذف ستون (d_{max}) بر حسب مقادیر درصد نیروی قائم ستون ترسیم شده است. در هر جابه‌جایی با استفاده از توزیع لوگ نرمال، منحنی شکنندگی ترسیم شده است.

برای تعیین سطوح DI نیاز به رفتارسنجی اعضاء مورد آسیب در تخریب پیشرونده است. در هنگام تخریب پیشرونده، اعضاء اصلی مورد آسیب، تیرها هستند که با ایجاد تغییرشکل از سطوح عملکردی مختلف عبور می‌کنند. رفتار تیرها در تخریب پیشرونده مطابق شکل ۹ تخمین زده می‌شود. [۳۳] مقادیر تغییرشکل کشسان



شکل ۷. مقادیر بارهای اعمالی به ستون جهت تحلیل IDA.

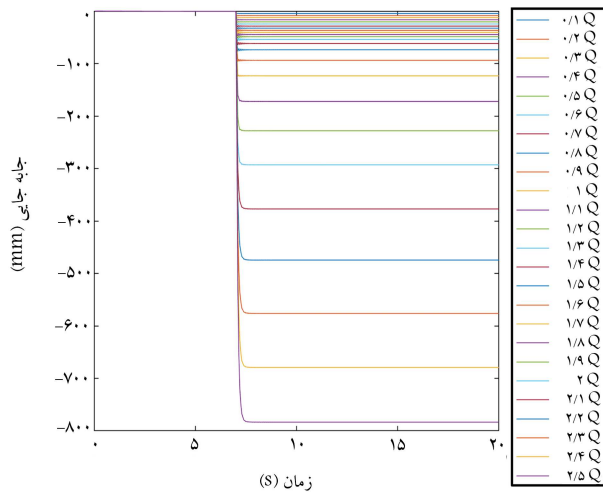


شکل ۸. نحوه‌ی بارهای اعمالی به ستون جهت تحلیل IDA.

مجموعه‌ی از سناریوهای حذف ستون بازتاب می‌دهد، که برای پوشش گسترده‌ی از پاسخ سازه انتخاب شده‌اند. سناریوهای مذکور، سازه را از مرحله‌ی کشسان تا فروریزش و در نهایت ناپایداری دینامیکی کلی پیش می‌برند.

نمودار بارگذاری جهت تحلیل IDA ستون مورد نظر در شکل ۷ مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، بارگذاری در لحظات اولیه در هنگام اعمال بارهای ثقلی (w) و بارهای عکس‌العمل ستون (P, M, V) صفر بوده و در زمان γ ثانیه، بعد از پایداری سازه توسط نیروهای مورد نظر، تحلیل IDA با اعمال بار معکوس با ضریبی از مقادیر تلاش P, M, V انجام شده است. تحلیل IDA تا مرحله‌ی نهایی خرابی تیرهای سازه ادامه پیدا کرده و در پژوهش حاضر، بارگذاری اخیر تا ۲/۵ برابر مقادیر عکس‌العمل ستون سازه در نظر گرفته شده است. گاهی اوقات افزایش بارگذاری در ستون مورد تخریب تحت بارهای جانبی، باعث ایجاد کشش در ستون به علت بارگذاری قائم ایجاد شده می‌شود؛ لذا ضرایب بارگذاری IDA در بخش کمونی بزرگ‌تر از ۱ در نظر گرفته شده است (شکل ۸). ضریب اعمال بارگذاری ثقلی در پژوهش حاضر با Q نشان داده شده است. لازم به ذکر است که بعد از افزایش آسیب در ستون تحت بار جانبی، ممکن است کشش در ستون ایجاد شود. این موضوع به دلیل ایجاد تغییرشکل‌های بزرگ در ستون است. در هنگام اعمال بار جانبی به ستون، ابتدا تغییرشکل‌های خمشی در ستون و سپس به دلیل افزایش طول ستون، نیروی کششی در آن ایجاد می‌شود.

برای انجام تحلیل تاریخچه‌ی زمانی در نرم‌افزار OpenSEES، الگوی بارگذاری از نوع Plain با ضریب بارگذاری تاریخچه‌ی زمانی معرفی می‌شود. در تحلیل



شکل ۱۱. تحلیل IDA سناریوی ۱ در طبقه‌ی اول.

OpenSEES جهت شبیه‌سازی استفاده شده است. در سازه‌ی ۴ طبقه‌ی مورد مطالعه، همه‌ی ستون‌ها شامل 10° ستون (۲۵ ستون در هر طبقه) از نظر آسیب‌پذیری بررسی شده‌اند. در هر ستون، با تغییر تلاش‌های داخلی ستون (به عنوان شاخص IM) ۲۵ تحلیل انجام شده است.

برای آن‌که جنبه‌ی کاربردی منحنی‌های شکنندگی مشخص‌تر شود، نیاز به یک پژوهش مکمل است، که بسته به عامل ایجاد خرابی در ستون و شدت‌های متناظر آن، میزان افت ظرفیت (Q) را محاسبه کند. سپس با استفاده از منحنی‌های ارائه شده در پژوهش حاضر، می‌توان احتمال عبور از یک سطح عملکرد مشخص را محاسبه کرد. مثلاً اگر عامل خرابی، برخورد کامیونی به جرم m و سرعت v به ستون‌های طبقه‌ی اول است، باید به ازاء m و v های مختلف، میزان افت ظرفیت ستون را محاسبه کرد.

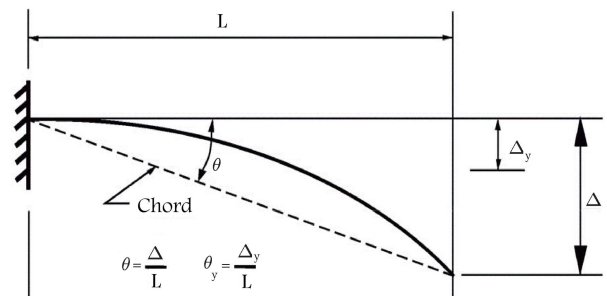
۳. نتایج و بحث

۳.۱. تحلیل IDA

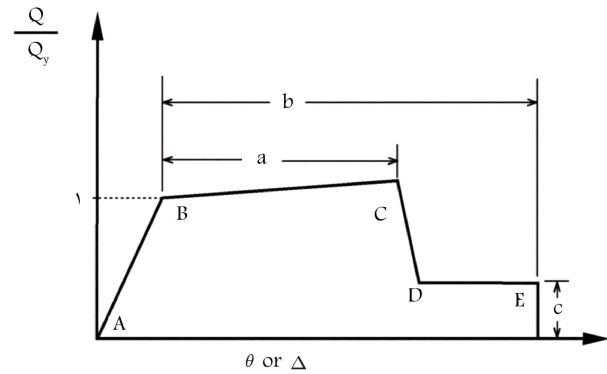
تحلیل IDA برای ۶ سناریو و در تمامی طبقات صورت گرفته است. در شکل ۱۱، تحلیل IDA مربوط به سناریوی ۱ و طبقه‌ی اول مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، تحلیل‌ها به صورت افزایشی از $1/10$ مقادیر تلاش‌های داخل عضو ستون ($Q/10$) تا $2/5$ برابر مقادیر تلاش‌های داخل ستون ($2/5Q$) افزایش یافته است. سپس به ازاء هر یک از مقادیر تلاش‌های افزایش‌یافته، می‌توان بیشینه‌ی جابه‌جایی در محل ستون حذف شده را تعیین و منحنی IDA برای سناریوی مورد نظر را رسم کرد.

۳.۲. تحلیل IDA و شکنندگی طبقات مختلف

در شکل ۱۲، به بررسی خلاصه‌ی منحنی‌های IDA به صورت میانگین و به همراه یک انحراف استاندارد مثبت و منفی (صدک ۸۴ و ۱۶ درصد) در کلیه‌ی ستون‌های هر طبقه (۲۵ ستون در هر طبقه) از سازه پرداخته شده است. منحنی شکنندگی در شکل ۱۲، به صورت IM برابر با مقدار نیروی معکوس وارد شده به انتهای ستون حذف شده (Q) و DI برابر با جابه‌جایی ایجاد شده در محل حذف ستون نشان داده است. با توجه به شکل ۱۲، طبقات پایین نسبت به طبقات بالاتر، منحنی ظرفیت IDA بالاتری دارند و مقادیر منحنی‌های شکنندگی در ابتدا یک ناحیه‌ی



شکل ۹. دوران عضو کنسولی تیر در هنگام تخریب پیشرونده. [۳۳]



شکل ۱۰. منحنی نیرو - تغییرشکل کلی برای اعضا. [۳۳]

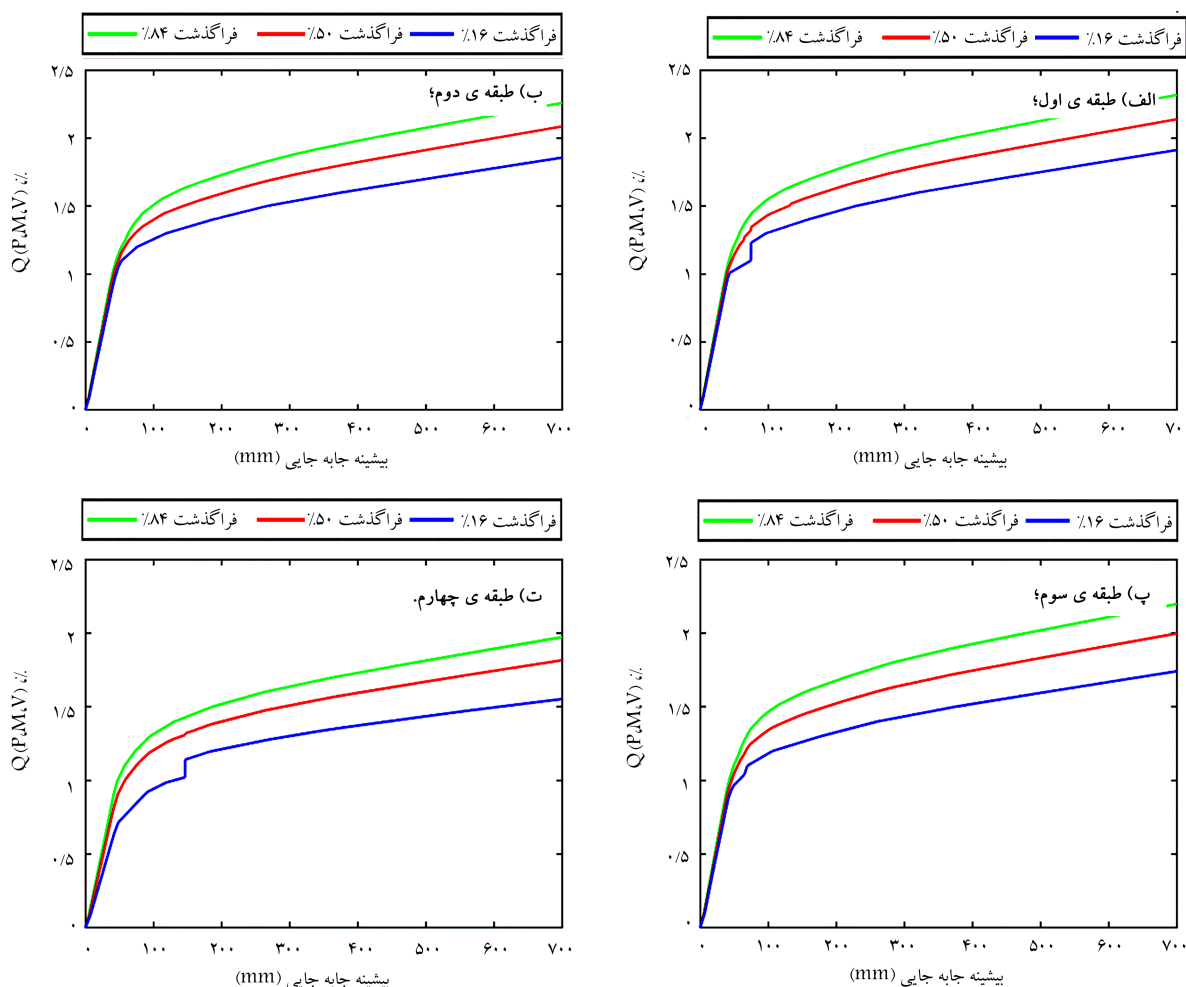
مطابق آیین‌نامه‌ی ۴۱ ASCE/SEI [۳۳] و روابط ۵ و ۶ تعیین می‌شوند:

$$\theta_y = \frac{M_{pe} L (1 + \eta)}{6 EI} \quad (5)$$

$$\eta = \frac{12 EI}{L^3 G A_s} \quad (6)$$

که در آنها، M_{pe} ظرفیت لنگر خمیری مورد انتظار مقطع، L طول عضو، E مدول کشسانی، I ممان اینرسی عضو، G مدول برشی و A_s مساحت مؤثر برشی هستند. منحنی رفتاری پیشنهادی اعضاء سازه‌ی مطابق آیین‌نامه‌ی ۴۱ ASCE/SEI [۳۳] در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود. پارامترهای a ، b و c مطابق جدول ۹-۷ در آیین‌نامه‌ی ۴۱ ASCE/SEI [۳۳] تعیین می‌شود. مقادیر پارامترهای مذکور در اعضاء سازه‌ی فولادی، وابسته به میزان نسبت بعد به ضخامت اجزاء المان‌هاست. تیرهای در نظر گرفته شده در پژوهش حاضر، به صورت فشرده هستند و مقادیر a ، b و c برای تیرها به ترتیب برابر با $9\theta_y$ ، 11 و $6/10$ است. مقادیر دوران سطوح عملکردی تیرهای سازه‌ی مورد نظر پژوهش حاضر برای سطوح مختلف عملکردی به دست آمده و سپس جابه‌جایی قائم محل حذف ستون متناظر با سطوح عملکردی مختلف از حاصل ضرب L (طول تیر) در مقادیر دوران سطوح عملکردی تعیین شده است. برای ترسیم منحنی‌های شکنندگی، از پارامتر شاخص آسیب جابه‌جایی قائم محل ستون حذف شده در سه سطح عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه (IO) [۳۳]، ایمنی جانی (LS) [۳۳] و آستانه‌ی فروریزش (CP) [۳۳] استفاده می‌شود. مطابق آیین‌نامه‌ی ۴۱ ASCE/SEI [۳۳] مقادیر دوران تیر برای رسیدن به سطوح IO، LS و CP به ترتیب برابر $10/25a$ ، b و a در نظر گرفته شده است. در توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی، مقادیر سطوح IO، LS و CP انتخابی می‌توانند در نتایج تأثیرگذار باشند و همچنین منحنی‌های شکنندگی به مقادیر انتخابی سطوح عملکردی مذکور بسیار حساس است. پس باید در انتخاب آنها با توجه به فشردگی مقاطع، دقت لازم را داشت.

همان‌طور که در بخش‌های قبل ذکر شد، در پژوهش حاضر از نرم‌افزار



شکل ۱۴. منحنی IDA طبقات مختلف سازی ۴ طبقه‌ی بررسی شده.

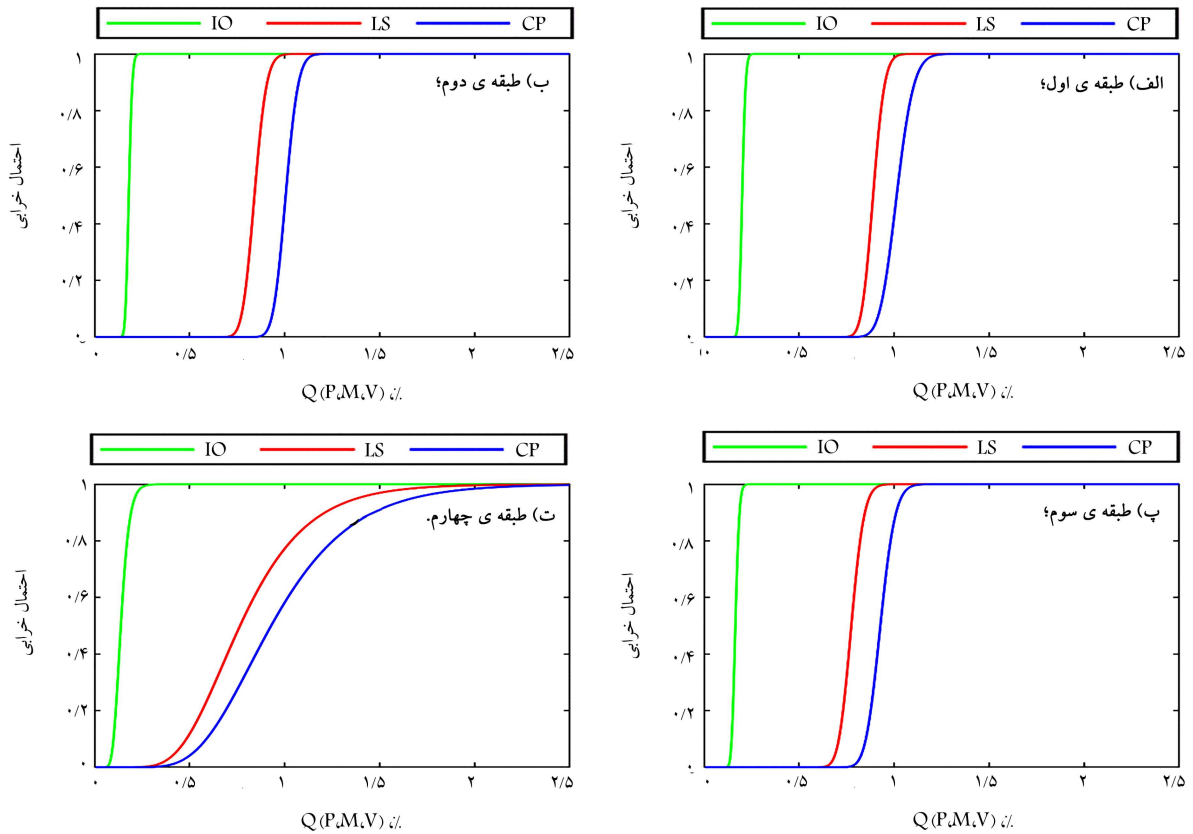
طبقه‌های ۱، ۲، ۳ و ۴ به ترتیب برابر با $1/0.1$ ، $1/0.0$ ، $0.93/0$ و $0.92/0$ بوده و همین‌طور برای سطح عملکرد LS مقادیر Q برابر با $0.89/0$ ، $0.84/0$ ، $0.78/0$ و $0.76/0$ و برای سطح عملکرد IO مقادیر Q برابر با $0.20/0$ ، $0.18/0$ ، $0.16/0$ و $0.13/0$ است. به‌طور کلی با توجه به این‌که در ستون‌ها بعد از حذف عکس‌العمل فشاری ستون، کشش اضافی به علت گسیختگی برشی کششی - خمشی ایجاد می‌شود، پس نیروی عکس‌العمل معکوس می‌تواند بیش از 10% شود. همچنین می‌توان گفت در سناریوهای حذف ستون، تمامی حالت‌های مورد نظر ممکن است از سطح عملکرد CP عبور کرده باشند.

۳.۳. تحلیل IDA و شکنندگی سناریوهای مختلف

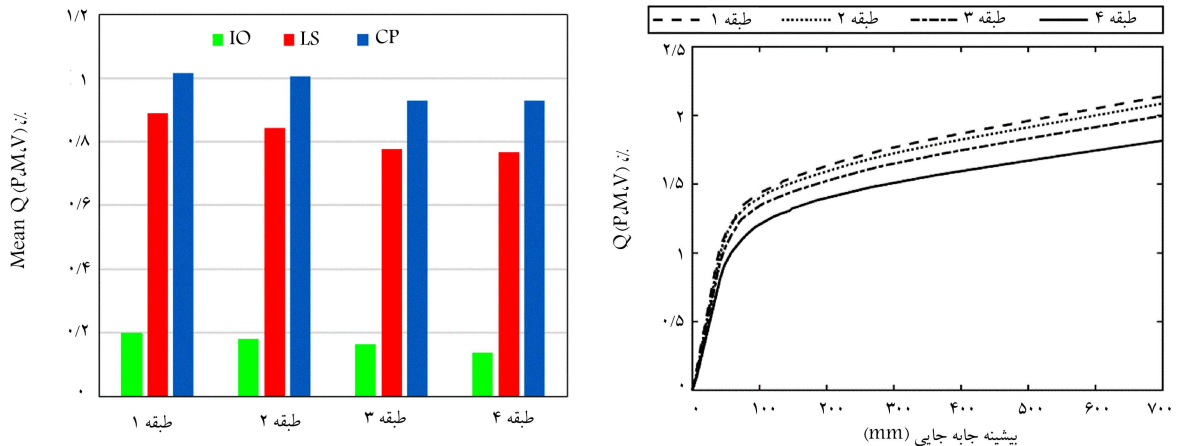
در شکل ۱۵ - الف، به بررسی منحنی ظرفیت IDA سناریوهای مختلف تخریب پیشرونده پرداخته شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، منحنی ظرفیت ستون‌های گوشه و پیرامونی در انتهای تحلیل غیرخطی برابر است. ستون‌های میانی نیز منحنی ظرفیت تقریباً برابر دارند. در انتهای منحنی ظرفیت میانی نسبت میانی قرارگرفته در پیرامون سازه، افتی در منحنی ظرفیت IDA در مرحله‌ی انتقال ناحیه‌ی خطی به غیرخطی مشاهده می‌شود، که به دلیل بار محوری زیاد ستون پیرامونی است. در شکل ۱۵ - ب، نیز میانگین احتمال شکنندگی سناریوهای مختلف در سطح عملکردی

خطی دارند و سپس وارد ناحیه‌ی غیرخطی می‌شوند. در شکل ۱۳، نیز منحنی‌های شکنندگی طبقات مختلف سازی مورد بررسی در سه سطح عملکردی IO، LS و CP مشاهده می‌شوند. در طبقات بالاتر نسبت به طبقات پایین‌تر، انحراف استاندارد منحنی‌های شکنندگی افزایش یافته‌اند. همچنین احتمال آسیب‌پذیری طبقات فوقانی نسبت به طبقات تحتانی بیشتر است. پس برای افزایش مقاومت در مقابل خرابی پیشرونده باید طبقات فوقانی نسبت به طبقات تحتانی از نظر تقویت در اولویت قرار گیرند.

در شکل ۱۴ - الف، مقایسه‌ی میانه‌ی منحنی‌های IDA طبقات مختلف سازی ۴ طبقه مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، برخلاف تصور که انتظار می‌رود ظرفیت طبقات پایین‌تر کمتر از طبقات بالاتر باشد، ظرفیت طبقات پایین‌تر بیشتر از طبقات فوقانی بوده است، که دلیل آن کاهش درجه‌ی نامعینی در طبقات بالاتر بوده است. هر چه ستون مورد تخریب در طبقه‌ی بالاتر باشد، مقادیر ستون مشارکت‌کننده در تحمل بارهای قائم ناشی از تخریب پیشرونده، کمتر است. در شکل ۱۴ - ب، نیز مقادیر میانگین Q ، میانه‌ی احتمال شکنندگی طبقات مختلف سازه مشاهده می‌شود، که مطابق آن در طبقات بالاتر، احتمال شکنندگی در سطوح مختلف عملکردی بیشتر شده و سازه با مقادیر کمتری از نیروی ایجاد شده در محل حذف ستون به سطوح عملکردی رسیده است. پس می‌توان گفت که ظرفیت طبقات پایین‌تر بیشتر از طبقات فوقانی است. به عنوان مثال، برای رسیدن به سطح عملکرد CP، مقادیر Q در



شکل ۱۳. منحنی شکنندگی طبقات مختلف سازه‌ی ۴ طبقه‌ی بررسی شده.



ب) میانگین احتمال شکنندگی در سطوح مختلف عملکردی.

الف) میانگین منحنی‌های IDA؛

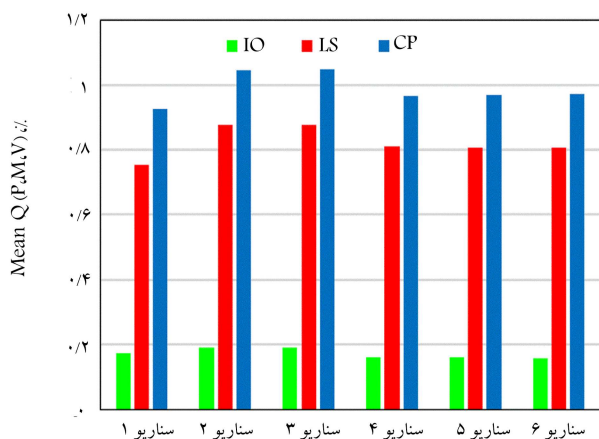
شکل ۱۴. مقایسه‌ی پتانسیل خرابی پیش‌رونده طبقات مختلف سازه‌ی ۴ طبقه‌ی بررسی شده.

مقادیر ۱۹، ۸۸ و ۱۰۵ درصد عکس‌العمل Q به ترتیب به سطوح عملکردی IO، LS و CP می‌رسد.

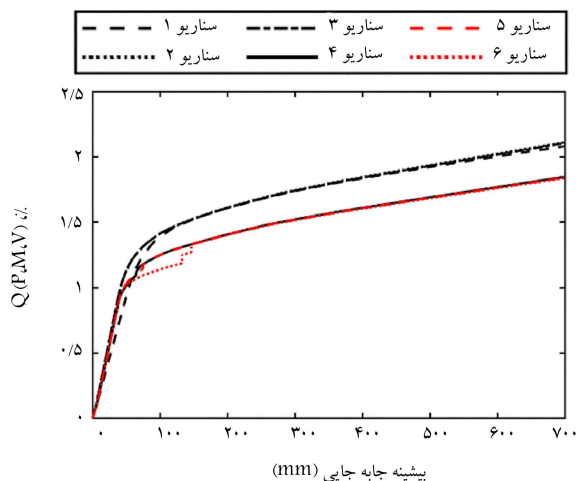
۴.۳. تحلیل IDA و شکنندگی کل ساختمان

در شکل ۱۶ - الف، خلاصه‌ی منحنی ظرفیت IDA (در صدک‌های ۸۴، ۵۰ و ۱۶) سازه‌ی ۴ طبقه تحت تخریب پیش‌رونده مشاهده می‌شود. در منحنی IDA با ظرفیت صدک ۱۶٪ با توجه به این‌که سیستم سازه‌ی در مقابل تخریب پیش‌رونده

مختلف مشاهده می‌شود. ستون گوشه نسبت به سایر ستون‌ها با مقادیر عکس‌العمل معکوس کمتری به سطوح عملکردی می‌رسد. همچنین ستون‌های پیرامونی با مقادیر بیشتر عکس‌العمل معکوس به سطوح عملکردی می‌رسند. سناریوی ۱، که مربوط به ستون گوشه است، با مقادیر ۱۷، ۷۵ و ۹۳ درصد کاهش Q به ترتیب به سطوح عملکردی IO، LS و CP می‌رسد. در میان ستون‌های میانی، سناریوی ۶ بحرانی‌تر است. با حذف ستون میانی (سناریوی ۶)، با کاهش ۱۶، ۸۰ و ۹۷ درصد عکس‌العمل Q به ترتیب به سطوح عملکردی IO، LS و CP می‌رسد. از میان ستون‌های پیرامونی، سناریوی ۲ بحرانی‌تر بوده و در آن با حذف ستون و با کاهش

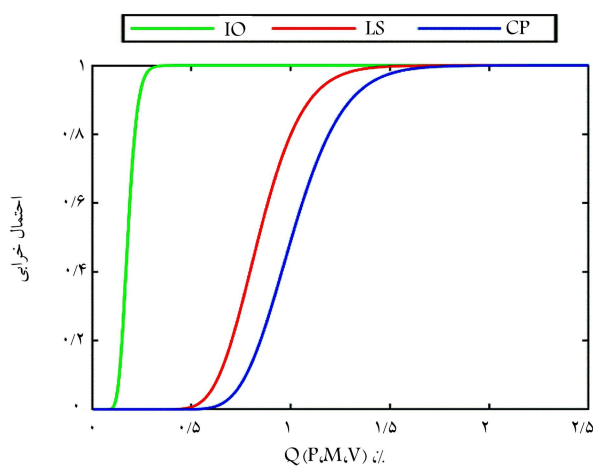


ب) میانگین احتمال شکنندگی سناریوهای مختلف در سطوح مختلف عملکردی.

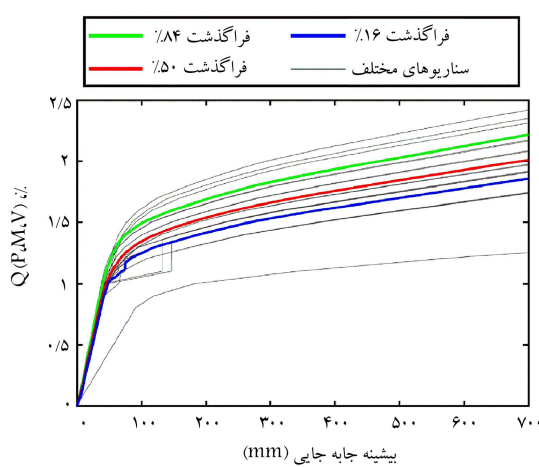


الف) میانه ی منحنی های IDA؛

شکل ۱۵. مقایسه ی پتانسیل خرابی پیشرونده سناریوهای مختلف سازی بررسی شده.



ب) منحنی شکنندگی.



الف) تحلیل IDA؛

شکل ۱۶. پتانسیل خرابی پیشروندهی سازی ۴ طبقه ی بررسی شده.

سازه ترسیم شده است. سپس تحلیل شکنندگی سازی مورد نظر برای حالت های گفته شده پرداخته شده است. تحلیل ها در پژوهش حاضر، به صورت سه بعدی در نرم افزار OpenSEES انجام شده است. نتایج کلی پژوهش حاضر به این صورت بوده است:

- بعد از حذف عکس العمل فشاری ستون ناشی از بارهای ثقلی، کشش اضافی به علت گسیختگی برشی - کششی - خمشی ستون ایجاد می شود، پس نیروی معکوس می تواند به علت حذف ستون و کشش ایجاد شده در ستون بیش از ۱۰۰٪ شود.

- طبقات فوقانی نسبت به طبقات تحتانی، انحراف استاندارد منحنی های شکنندگی و احتمال آسیب پذیری بیشتری دارند. به منظور مقاوم سازی سازه و افزایش مقاومت در مقابل خرابی پیشرونده، پیشنهاد می شود که مقاومت اعضاء طبقات فوقانی افزایش یابد.

- منحنی ظرفیت IDA حذف ستون در طبقات فوقانی، مقاومت کمتری از طبقات تحتانی دارند. که به دلیل کاهش درجه ی نامعینی و ظرفیت تیرها در طبقات فوقانی است. حذف ستون در طبقات ۱، ۲، ۳ و ۴ با کاهش مقادیر نیروی محوری

ضعیف تر است، که مربوط به منحنی های ظرفیت ضعیف سازه است، سازه در محل تغییر حالت خطی به غیرخطی اعضا، دچار یک شکستگی ناگهانی می شود. در شکل ۱۶ - ب، منحنی شکنندگی سازی ۴ طبقه مشاهده می شود. به صورت میانگین می توان گفت که مقدار Q برای رسیدن سازه به سطوح عملکردی IO، LS و CP به ترتیب برابر با ۱۸/۰، ۸۴/۰ و ۱۰۰/۰ بوده است. به معنی دیگر، می توان گفت که به طور میانگین، سازه با حذف ناگهانی مقادیر ۱۸، ۸۴ و ۱۰۰ درصد نیروی محوری ستون به سطوح عملکردی IO، LS و CP می رسد. در بخش حاضر از حذف نیروی محوری ستون صحبت شده است، زیرا که عمده ی تلاش ستون تحت بارگذاری ثقلی، نیروی محوری بوده و سایر تلاش های ستون اندک بوده است.

۴. نتیجه گیری

در پژوهش حاضر، برای بررسی پتانسیل تخریب پیشروندهی سازی ۴ طبقه، به تحلیل IDA حذف ستون پرداخته شده است. از این رو به خلاصه سازی منحنی IDA برای حذف ستون های ۶ سناریوی مختلف پرداخته و منحنی IDA کلی

خرابی پیشرونده جهت درک بهتر سازه در مورد حوادث اتفاقی خیلی مهم است. تحلیل شکنندگی می‌تواند جهت قضاوت مهندسی سازه‌ها در مقابل پدیده‌ی خرابی پیشرونده مؤثر واقع شود و احتمال خرابی سازه‌های مذکور را بیان کند. تخریب پیشرونده، جزء پدیده‌های نوظهور در مهندسی سازه است، که ایمنی سازه را به خطر می‌اندازد. جهت ادامه‌ی مطالعات پیرامون پدیده‌ی تخریب پیشرونده، به این موارد اشاره شده است:

- توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی تخریب پیشرونده به صورت حذف ستون‌های متوالی.
- بررسی اندرکنش خاک و سازه در توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی تخریب پیشرونده به صورت حذف تک و جفت ستون.
- توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی تخریب پیشرونده به صورت حذف ستون با لحاظ اثر سقف.
- لحاظ اثر اتصال‌ها و چشمه‌ی اتصال در توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی تخریب پیشرونده به صورت حذف تک و جفت ستون.
- لحاظ اثر سختی ستون در توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی تخریب پیشرونده به صورت حذف ستون.
- به منظور استفاده از نتایج منحنی‌های شکنندگی حاصل از پژوهش حاضر و تعیین مقدار عبور از سطوح عملکردی، باید پژوهش مکمل بسته به عامل ایجاد خرابی در ستون و شدت‌های متناظر آن انجام شود.

(Q) به ترتیب برابر با $1/0.1$ ، $1/0.0$ ، $1/0.93$ و $0/0.92$ به سطح عملکرد CP رسیده است.

- با مقایسه‌ی احتمال شکنندگی سناریوهای مختلف حذف ستون نشان داده شد که احتمال شکنندگی در ستون گوشه نسبت به سایر ستون‌ها بیشتر است، که به دلیل کاهش درجه‌ی نامعینی ستون گوشه نسبت به سایر ستون‌هاست. همچنین احتمال شکنندگی ستون میانی بیشتر از ستون پیرامونی است، که به دلیل نیروهای ثقلی زیاد در ستون‌های میانی نسبت به ستون‌های پیرامونی است. ستون‌های بحرانی گوشه، میانی و پیرامونی به ترتیب با کاهش مقادیر نیروی محوری (Q) به ترتیب برابر با ۹۷، ۹۳ و ۱۰۵ درصد به سطح عملکرد CP رسیده‌اند.

- به طور کلی در تمامی ستون‌های سازه‌ی ۴ طبقه با حذف 10% عکس‌العمل ستون، سازه به سطح عملکرد CP رسیده است. این بدین معناست در صورتی که به صورت میانگین حذف ستون با کشش در ستون همراه شود، به صورت قطعی می‌توان گفت که خرابی در سازه ایجاد می‌شود و سطح عملکرد سازه از سطح CP هم فراتر می‌رود.

پدیده‌ی تخریب پیشرونده در سازه به صورت تصادفی با انفجار گاز، ضعف در اعضاء اصلی، انفجار مواد منفجره، برخورد وسایل نقلیه، و سایر می‌تواند اتفاق بیفتد. هر یک از پدیده‌های مذکور، می‌توانند بارهای نامشخصی در اعضاء سازه ایجاد کنند. حتی مقدار بار مذکور می‌تواند با توجه به کشش افتادن ستون از مقدار بار ثقلی ستون محذوف هم بیشتر و در جهت معکوس اعمال شود. تحلیل شکنندگی سازه‌ها تحت

پانویس‌ها

1. Kim and Kim
2. Kim and An
3. Li et al.
4. Pirmoz and Liu
5. Gerasimidis and Sideri
6. partial distributed damage method
7. Chen et al.
8. advanced first order reliability method
9. Brunesi and Parisi
10. Li et al.
11. Feng et al.
12. probability density evolution method
13. monte carlo simulation
14. Yu et al.
15. Javidan et al.
16. Ding et al.
17. N et al.
18. Fu et al.
19. event control method
20. indirect design method
21. direct design method
22. strength
23. continuity
24. ductility
25. the specific local resistance method
26. alternate path method

27. initial damage
28. Tsitos
29. engineering demand parameters
30. intensity measure
31. Collapse
32. damage index (DM)
33. immediate occupancy
34. life swafety
35. collapse prevention

منابع (References)

1. Starossek, U. "Typology of progressive collapse", *Eng. Struct.*, **29**(9), pp. 2302-2307 (2007).
2. GSA, "Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects", *U.S. General Services Administration, Washington, DC* (2016).
3. ASCE/SEI 7-16, "Minimum design loads and buildings and other structures", (2016).
4. Ellingwood, B.R., Smilowitz, R., Dusenberry, D.O. and et al. "Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings", *NIST Interagency/Internal Report (NISTIR), National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg* (2007).

5. UFC. "United facilities criteria design of buildings to resist progressive collapse (UFC 4-023-03). Washington (DC):" , *Department of Defence* (2009).
6. Kim, J. and Kim, T. "Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames", *J. Constr. Steel Res.*, **65**(1), pp. 169-179 (2009).
7. Kim, J. and An, D. "Evaluation of progressive collapse potential of steel moment frames considering catenary action", *Struct. Des. tall Spec. Build.*, **18**(4), pp. 455-465 (2009).
8. Li, T., Shang, Z., Ji, Y. and et al. "Research on catenary action of frame structure in progressive collapse with fiber model", *3rd International Conference on Mechanics, Robotics, and Automation* (2015).
9. Rezvani, F.H., Yousefi, A.M. and Ronagh, H.R. "Effect of span length on progressive collapse behaviour of steel moment resisting frames", *Structures*, **3**, pp. 81-89 (2015).
10. Pirmoz, A. and Liu, M.M. "Finite element modeling and capacity analysis of post-tensioned steel frames against progressive collapse", *Eng. Struct.*, **126**, pp. 446-456 (2016).
11. Gerasimidis, S. and Sideri, J. "A new partial-distributed damage method for progressive collapse analysis of steel frames", *J. Constr. Steel Res.*, **119**, pp. 233-245 (2016).
12. Chen, C.H., Zhu, Y.F., Yao, Y. and et al. "An evaluation method to predict progressive collapse resistance of steel frame structures", *J. Constr. Steel Res.*, **122**, pp. 238-250 (2016).
13. Brunesi, E. and Parisi, F. "Progressive collapse fragility models of European reinforced concrete framed buildings based on pushdown analysis", *Eng. Struct.*, **152**, pp. 579-596 (2017).
14. Li, Y., Lu, X., Guan, H. and et al. "Probability-based progressive collapse-resistant assessment for reinforced concrete frame structures", *Adv. Struct. Eng.*, **19**(11), pp. 172-1735 (2016).
15. Feng, D.-C, Xie, S.-C., Xu, J. and et al. "Robustness , quantification of reinforced concrete structures subjected to progressive collapse via the probability density evolution method", *Eng. Struct.*, **202**, 109877 (2020).
16. Yu, J., Gan, Y. and Ji, J. "Behavior and design of reinforced concrete frames retrofitted with steel bracing against progressive collapse", *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, **29**(12), e1771 (2020).
17. Javidan, M.M., Kang, H. Isobe, D. and et al. "Computationally efficient framework for probabilistic collapse analysis of structures under extreme actions", *Eng. Struct.*, **172**, pp. 440-452 (2018).
18. Ding, Y., Song, X. and Zhu, H.-T. "Probabilistic progressive collapse analysis of steel frame structures against blast loads", *Eng. Struct.*, **147**, pp. 679-691 (2017).
19. Nouri, G.R., Rastegar, A. and Yoosefpooravandari, A. "Progressive collapse resistance of steel framed buildings with different connections", *Sharif J. Civ. Eng.*, **35.2**(4.1), pp. 93-100 (2020).
20. Fu, Q.N., Tan, K.H., Zhou, X.H. and et al. "Three-dimensional composite floor systems under column-removal scenarios", *J. Struct. Eng.*, **144**(10), 4018196 (2018).
21. Fu, Q. and Tan, K.-H. "Numerical study on steel-concrete composite floor systems under corner column removal scenario", *Structures*, **21**, pp. 33-44 (2019).
22. Fu, Q.N. and Tan, K.H. "Parametric effects on composite floor systems under column removal scenario", *Eng. Struct.*, **187**, pp. 161-176 (2019).
23. Broujerdian, V., Mohammadi Dehcheshmeh, E. and Ghodrati Amiri, G. "Effect of composite slab on the progressive collapse control of steel moment frame structures", *J. Civ. Environ. Eng.* (2020).
24. Mourid, E.H., Mamouri, S. and Ibrahimbegovic, A. "Progressive collapse of 2D reinforced concrete structures under sudden column removal", *Front. Struct. Civ. Eng.*, pp. 1-16 (2020).
25. Elsanadedy, H., Alrubaidi, M., Abbas, H. and et al. "Progressive collapse risk of 2D and 3D steel-frame assemblies having shear connections", *J. Constr. Steel Res.*, **179**, 106533 (2021).
26. Starossek, U. "Progressive collapse of structures", *Thomas Telford London*, **153** (2018).
27. Khandelwal, K. and El-Tawil, S. "Collapse behavior of steel special moment resisting frame connections", *J. Struct. Eng.*, **133**(5), pp. 646-655 (2007).
28. AISC, "Specification for structural steel buildings," *American Institute of Steel Construction ANSI/AISC 360-16*, Chicago, Illinois (2016).
29. INBC: Part 6th, "Iranian national building code, part 6th , design loads for buildings", *Ministry of Housing and Urban Development* (2013).
30. IBC Standard, "Iranian Building Codes and Standards, Iranian Code of Practice For Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No. 2800", 4th Edition (2013).
31. Tsitos, A., Mosqueda, G., Filiatrault, A. and et al. "Experimental investigation of progressive collapse of steel frames under multi-hazard extreme loading", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering* (2008).
32. Baker, J.W. "Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis", *Earthq. Spectra*, **31**(1), pp. 579-599 (2015).
33. American Society of Civil Engineers, "ASCE standard ASCE/SEI 41-17", *Reston, Virginia* (2017).