

M. Ahmadi*

Department of Civil
Engineering, Ayatollah
Boroujerdi University,
Boroujerd, Iran

e-mail: masoud.ahmadi@abru.ac.ir

M. Ebadi-Jamkhaneh

Department of Civil
Engineering, School of
Engineering, Damghan
University, Damghan, Iran

e-mail: m.ebadi@du.ac.ir

An Investigation on Irregular Steel Moment-Frame Structure Under Different Column Removal Scenarios

This research examines the effect of plan irregularities on the progressive collapse of steel structures. Firstly, the three structures, regular and irregular are designed. Secondly, the effect of the two plan irregularities on the progressive collapse of moment resisting frame assessed. The collapse patterns of the buildings are analyzed and compared under seven loading scenarios using non-linear dynamic and pushdown analyses. In the non-linear dynamic analyses, node displacements above the removed columns and the additional force on the columns adjacent to them are discussed. Furthermore, the strength and capacity of the columns are compared to determine their susceptibility to collapse. In the non-linear static analyses, the pushdown curve and yield load factor of the structures are obtained after column removal. The results indicate that an irregular structure collapses in most of the column removal scenarios. Moreover, when comparing regular and irregular structures, the demand force to capacity ratio (D/C) of the columns in the irregular structures is on average between 1.5 and 2 times that of the regular ones.

Keywords: Progressive Collapse, Irregularity, Steel Building, Non-linear Dynamic Analysis, Pushdown Analysis.

* Corresponding author

Received 03 May 2021, Revised 19 May 2021, Accepted 23 May 2021.

DOI: 10.22091/cer.2021.6905.1244

ارزیابی رفتار سازه‌های نامنظم هندسی فولادی با سیستم قاب خمشی تحت سناریوهای مختلف حذف ستون

در این مقاله، تأثیر نامنظمی هندسی در پلان بر روی رفتار سازه‌های فولادی تحت خرابی پیشرونده بررسی می‌شود. ابتدا، سه سازه با در نظر گرفتن دو حالت منظم و نامنظمی هندسی طراحی می‌شوند. سپس، تأثیر دو پلان نامنظمی و منظمی روی قاب‌های خمشی فولادی مورد بررسی قرار می‌گیرد. الگوهای خرابی ساختمان‌ها مورد مطالعه قرار گرفته و تحت هفت سناریوی مختلف حذف ستون به کمک تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی با یکدیگر مقایسه می‌شود. در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، تغییر مکان گره در بالای ستون حذف شده و نیروی اضافی ایجاد شده در ستون مجاور آن مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد. علاوه بر این، ظرفیت و مقاومت ستون‌ها در تعیین پایداری و توان آن‌ها در برابر خرابی تعیین می‌شود. در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، منحنی ظرفیت و نسبت نیروی تسلیم بعد از حذف ستون استخراج گردیده است. نتایج نشان داد که یک سازه نامنظم در بیشتر موارد حذف ستون، مستعد فروپاشی و خرابی است. همچنین، با مقایسه بین سازه منظم و نامنظم دریافت شد که نسبت تقاضا به ظرفیت ستون‌ها در سازه‌های نامنظم به طور میانگین بین ۱/۵ تا ۲ در مقایسه با سازه‌های منظم است.

واژگان کلیدی: خرابی پیشرونده، نامنظمی، سازه فلزی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، تحلیل پوش‌داون.

مسعود احمدی*

دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه
آیت الله بروجردی (ره)، بروجرد.
پست الکترونیک:
masoud.ahmadi@abru.ac.ir

مهدي عبادی جامخانه

گروه مهندسی عمران، دانشکده
فنی و مهندسی، دانشگاه دامغان.
پست الکترونیک:
m.ebadi@du.ac.ir

۱- مقدمه

که در نهایت منجر به خرابی کل سازه و یا بخش عمده‌ای از آن شود، تعریف می‌شود [۵]. وجود دو عامل برای رخ دادن خرابی پیشرونده در یک سازه نیاز می‌باشد. اولین عامل، بارگذاری غیرعادی که بتواند سبب خرابی اولیه در اعضای سازه‌ای گردد و دومین عامل عدم وجود پیوستگی، شکل‌پذیری و درجه نامعینی کافی در سازه که سبب پیشروی خرابی اولیه در اعضای سازه‌ای گردد [۶]. به منظور کنترل پدیده خرابی پیشرونده در سازه‌ها باید یکی از دو عامل فوق کنترل شوند. با شناخت عوامل موثر بر پدیده خرابی پیشرونده، می‌توان به بررسی رفتار سازه‌ها قبل و بعد از هرگونه تغییر در ساختار برای مقابله با آن پرداخت [۷].

از اولین تحقیقات صورت گرفته در زمینه خرابی پیشرونده می‌توان به تحقیق انجام گرفته توسط گراس و

در طی دهه‌های گذشته، موارد زیادی از خرابی سازه‌ها تحت اثر بارگذاری‌های غیرمترقبه نظیر آتش‌سوزی، تصادفات و انفجار بوجود آمده است [۱-۴]. اگرچه خرابی سازه‌ها تحت اثر این عوامل، پدیده‌ای بسیار نادر است، ولی در صورت وقوع باعث بوجود آمدن صدمات جانی و مالی گسترده‌ای می‌شود. مطابق با آئین‌نامه ASCE 7، پدیده خرابی پیشرونده به صورت گسترش خرابی در یک سازه از یک المان به المان دیگر به طوری

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۲/۱۳، بازنگری ۱۴۰۰/۰۲/۲۹، پذیرش ۱۴۰۰/۰۳/۰۲.
DOI: 10.22091/cer.2021.6905.1244 شناسه دیجیتال

فو^۴ یک مدل عددی برای یک سازه ۲۰ طبقه فولادی جهت تحلیل خرابی پیشرونده در برنامه المان محدود آباکوس انجام داد. او با تحلیل غیرخطی دینامیکی دریافت که ستون‌های مجاور ستون حذف شده باید برای بار محوری معادل دوبرابر بار طراحی خود طرح شوند [۱۳]. محققان در سال ۲۰۰۹ به بررسی اثر کابلی^۵ در قاب‌های خمشی فولادی در اثر حذف ستون پرداختند [۱۴]. تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بر روی سازه‌های ۳ و ۶ طبقه با و بدون بادبند با توجه به ضوابط GSA 2003 انجام گرفت [۷]. با افزایش تعداد دهانه‌ها، پاسخ‌ها با وارد کردن اثر کابلی، تفاوت زیادی با پاسخ‌های بدون در نظر گرفتن این اثر می‌کند. تاثیر این عمل بر روی قاب‌های با بادبند بیشتر است. نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی نشان داد که تغییر مکان حداکثر با حذف ناگهانی ستون کاهش می‌یابد و افزایش تعداد طبقات اثری بر روی پاسخ‌ها ندارد. پورواسینگه^۶ و همکارانش خرابی پیشرونده در یک ساختمان فلزی سه بعدی را مورد بررسی قرار دادند. آنها برای بررسی این پدیده از سه روش تحلیل استاتیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی استفاده کردند. پس از انجام تحلیل‌ها نتیجه گرفته شد که اگر ستون حذف شده از قسمت قاب خمشی باشد، پتانسیل خرابی پیشرونده پایین است و اگر ستون حذف شده از قسمت قاب مفصلی سازه باشد، پتانسیل خرابی پیشرونده به این مسئله بستگی دارد که تیرها چه مقدار توان باز توزیع بار را دارند [۱۵].

پژوهشگران با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌داون^۷ به بررسی رفتار قاب‌های خمشی فولادی پرداختند. پارامترهای مختلفی از قبیل تعداد طبقه، تعداد دهانه و سطح بار لرزه‌ای طراحی برای سازه‌ها در تحلیل‌ها لحاظ شدند. در نهایت، ضریب افزایش بار دینامیکی برای

مک‌گوایر^۱ بر روی قاب‌های فولادی در سال ۱۹۸۳ اشاره نمود. آنها رفتار دو بعدی قاب خمشی فولادی در سناریوهای مختلف حذف ستون را در حالت بارهای افزایشی در تیرها، مورد بررسی قرار دادند. محققان قاب چهارطبقه در سه دهانه را در دو سناریوی حذف ستون خارجی و داخلی طبقه‌ی دوم مورد بررسی قرار دادند. در سناریوی حذف ستون گوشه، سازه تا ۶۹٪ قادر بود بار نامتعادل ایجاد شده را تحمل نماید، اما در حذف ستون میانی قاب به راحتی قادر به تحمل بار نامتعادل ایجاد شده می‌باشد و پایداری سازه حفظ می‌گردد [۸]. ویلیامسون و کاواکولچای^۲ با استفاده از یک مدل دو بعدی به مقایسه دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی در بحث خرابی پیشرونده پرداختند و به این نتیجه رسیدند که در تحلیل استاتیکی چون اثرات دینامیکی ناشی از حذف ستون دیده نمی‌شود، جواب‌ها دست پایین می‌باشند [۹]. پژوهشگران در سال ۲۰۰۹ دو تحلیل غیرخطی برای بررسی مقاومت قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات جوشی در برابر خرابی پیشرونده انجام دادند. هدف آنها محاسبه دوران تیر متصل به ستون حذف شده با فرضیات ساده شونده بود. پاسخ‌ها به طور مستقیم به نسبت طول تیر به عمق مقطع تیر بستگی دارند [۱۰]. در سال ۲۰۱۰ مدل ساده شده‌ای پیشنهاد شد و براساس این مدل، مطالعه پارامتری بر خرابی پیشرونده انجام گرفت [۱۱]. سادک^۳ و همکاران تحقیقی را برای ارزیابی قاب‌های فولادی بادبندی با استفاده از مدل‌هایی که براساس شبیه‌سازی عددی صحت‌سنجی شده بود، انجام دادند. آنها روش مسیر جایگزین را بر روی یک سازه ۱۰ طبقه با حذف ستون برابر اصلی و بادبندهای مجاور به کار بردند. نتایج نشان داد، قابی که با مهاربندهای واگرا مهاربندی شده باشد در برابر خرابی پیشرونده نسبت به بادبندهای همگرا مقاومت بیشتری دارد [۱۲].

4- Fu

5- Catenary action

6- Purasinghe

7- Pushdown

1- Gross and McGuire

2- Williamson and Kaewakulchai

3- Sadek

که تحت خرابی پیشرونده قرار بگیرند محدود است. هدف اصلی از این تحقیق، تعیین میزان آسیب‌پذیری سازه فولادی نامنظم هندسی در پلان است. برای نیل به این هدف، دو مدل سازه قاب خمشی فولادی منظم و نامنظم ۲، ۳ و ۵ طبقه با ارتفاع‌های مختلف در برابر پدیده خرابی پیشرونده مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت و رفتار آنها تحت دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بررسی شد. رفتار در قالب منحنی ظرفیت باربری قائم قاب‌ها و تغییرمکان افقی و قائم ناشی از حذف ستون‌های مختلف ارائه و مقایسه می‌شوند.

۲- معرفی مدل‌های عددی

برای انجام تحلیل خرابی پیشرونده، سه سازه ۲، ۳ و ۵ طبقه فولادی با سیستم باربر جانبی قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط در نظر گرفته شدند. ارتفاع هر طبقه ۳ و عرض هر دهانه ۴ متر است. در سازه‌های منظم، شش دهانه در هر دو راستای افقی و قائم وجود دارد (عرض کلی پلان برابر با ۲۴ متر است). در سازه‌های نامنظم، ۲۵٪ از سطح کلی پلان در یکی از گوشه‌های پلان حذف می‌شود. به عبارتی، سه دهانه در دو راستای افقی در گوشه ای از پلان حذف می‌شود. با توجه به تعریفی که از سازه نامنظم هندسی در آیین‌نامه ASCE شده است، در مواردی که پس‌رفتگی همزمان در دو جهت در یکی از گوشه‌های ساختمان بیشتر از ۲۰٪ طول پلان در آن جهت باشد، حذف سطح پلان در این سازه‌ها منجر به ایجاد نامنظمی هندسی در ساختمان‌ها می‌شود. میزان پس‌رفتگی در این سازه‌ها به مقدار ۵۰٪ طول پلان در همان راستا است. بار ثقلی سطحی در قالب دو نوع بار مرده ناشی از وزن دال بتنی و بار زنده به طبقات اعمال شد. بار مرده در تمام طبقات برابر با ۵/۲ کیلونیوتن بر مترمربع و بار زنده در تمام طبقات بجز طبقه بام برابر با ۲ کیلونیوتن بر مترمربع اعمال شد. بار زنده در طبقه بام برابر با ۱/۵ کیلونیوتن بر مترمربع است. همچنین بار

تخمین دقیق‌تر و درست‌تر در آنالیز خرابی پیشرونده به‌کار گرفته شد [۱۶]. همچنین یوسفی و همکاران، به بررسی آسیب‌پذیری قاب‌های خمشی فولادی تحت خرابی پیشرونده پرداختند. در این مطالعه، قاب خارجی از یک سازه که مطابق با ضوابط لرزه‌ای ایران و در ناحیه با خطر لرزه‌خیزی بسیار بالا طراحی شده بود، انتخاب گردید. نتایج نشان داد که ستون‌های طراحی شده در این قاب، مقاومت کافی در حفظ پایداری کل سیستم قاب در اثر حذف ستون گوشه را ندارند [۱۷]. محققان به بررسی حذف ستون گوشه در قاب‌های فولادی منظم و نامنظم پرداخته و اثرات تعداد طبقات و نامنظمی را در خرابی پیشرونده بررسی کرده است. نتایج نشان داد که محل حذف ستون در طبقات، مکانیزم‌های خرابی متفاوتی را به دنبال دارد. حذف ستون در طبقات پایین سبب تسلیم و خرابی در ستون‌های طبقات فوقانی محل حذف عضو و رخداد حادثه در طبقات فوقانی سبب شکست خمشی تیرها خواهد شد [۱۸]. ابراهیمی و همکاران، تحقیقی بر روی سازه‌های فولادی نامنظم انجام دادند و با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌داون رفتار قاب فولادی نامنظم را نسبت به قاب منظم بحرانی و مستعد خرابی بیشتر تشریح نمودند [۱۹].

از جمله سازه‌هایی که در مقابل اثرات ضربه و بارهای ناگهانی رفتاری پیچیده‌تر و بحرانی‌تر از خود نشان می‌دهند، سازه‌های نامنظم هستند [۱۹-۲۱]. چرا که با حذف ستون در ناحیه‌های بیرونی سازه، اعضای پیرامون المان حذف شده علاوه بر اینکه متحمل تلاش‌های داخلی تشدید یافته می‌شوند، پیچش در کل سازه نیز تشدید یافته و می‌تواند بر فروریزش کل یا بخش اعظمی از سازه نقش کلیدی ایفا نماید. از این‌رو، پرداختن به رفتار این قبیل از سازه‌ها در اثر سناریوهای مختلف حذف ستون در مقایسه با سازه‌های منظم می‌تواند چالش‌برانگیزتر و جذاب‌تر باشد. با توجه به مطالعات صورت گرفته، تحقیق‌های صورت گرفته روی قاب‌های نامنظم هندسی

به ترتیب برابر با ۰/۳۰۴، ۰/۴۲۰ و ۰/۶۳۲ ثانیه بدست آمده است. همچنین در جدول ۱ پارامترهای لرزه‌ای ارائه شده اند. در جدول ۲ مشخصات هندسی اعضای سازه‌ای قاب‌های مورد مطالعه پس از تحلیل استاتیکی معادل و طراحی مطابق با آیین‌نامه تعیین شده اند.

گسترده خطی یکنواخت ناشی از وزن دیوارها بر تیرهای پیرامونی ساختمان برابر با ۷۵۰ کیلوگرم بر متر در نظر گرفته شده است. در بارگذاری لرزه‌ای از ضوابط لرزه‌ای موجود در آیین‌نامه ۷ ASCE/SEI استفاده شده است [۲۲]. مقطع ستون از نوع مستطیلی و مقطع تیر از نوع H-شکل است. دوره تناوب برای سازه‌های ۲، ۳ و ۵ طبقه

جدول ۱- پارامترهای لرزه‌ای سازه‌های مورد بررسی

پنج طبقه	سه طبقه	دو طبقه	پارامتر
۰/۱۹۴	۰/۱۹۴	۰/۱۹۴	C
۱/۰۷	۱/۰۰	۱/۰۰	k
۰/۵۵۱	۰/۵۵۱	۰/۵۵۱	S _{D1}
۰/۸۷۵	۰/۸۷۵	۰/۸۷۵	S _{DS}

جدول ۲- ابعاد اعضای سازه‌ای قاب‌ها (میلیمتر)

عرض بال تیر (b _f)	ضخامت بال تیر (t _f)	ارتفاع جان تیر (h _w)	ضخامت جان تیر (t _w)	عرض و عمق ستون (b _c)	ضخامت بال و جان ستون (t _c)	طبقات	
۱۵۰	۸	۲۵۰	۸	۲۰۰	۱۰	۱	دو طبقه
۱۵۰	۸	۲۵۰	۶	۲۰۰	۸	۲	
۱۵۰	۱۰	۲۵۰	۸	۲۰۰	۱۲	۱	سه طبقه
۱۵۰	۸	۲۵۰	۸	۲۰۰	۱۰	۲	
۱۵۰	۸	۲۵۰	۶	۲۰۰	۸	۳	
۱۵۰	۱۰	۲۵۰	۸	۲۰۰	۱۲	۱	پنج طبقه
۱۵۰	۱۰	۲۵۰	۸	۲۰۰	۱۲	۲	
۱۵۰	۸	۲۵۰	۸	۲۰۰	۱۰	۳	
۱۵۰	۸	۲۵۰	۶	۲۰۰	۱۰	۴	
۱۵۰	۶	۲۵۰	۶	۲۰۰	۸	۵	

مدل به همراه اختلاف بین دو مدل عددی حل شده توسط چوپرا و مدل عددی در اپنسیس را به میزان ۱۴ درصد نشان می‌دهد. این اختلافات به دلیل خطاهای عددی در تخمین زدن سختی مماسی در مدل عددی تخمینی چوپرا می‌باشد. این امر دلیلی بر این است که چرا در نیمه اول منحنی، نمودارها تطبیق کامل دارند و در نیمه دوم با یکدیگر اختلاف پیدا می‌کنند.

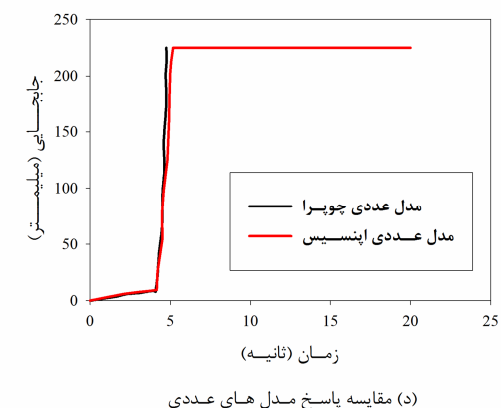
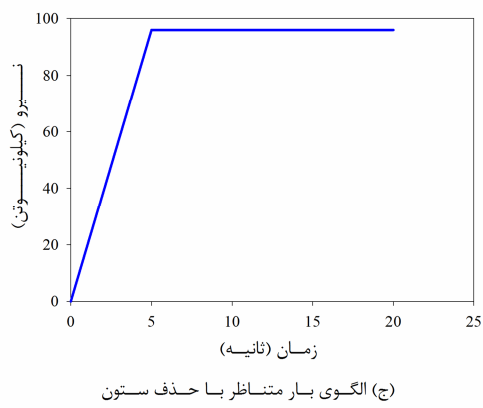
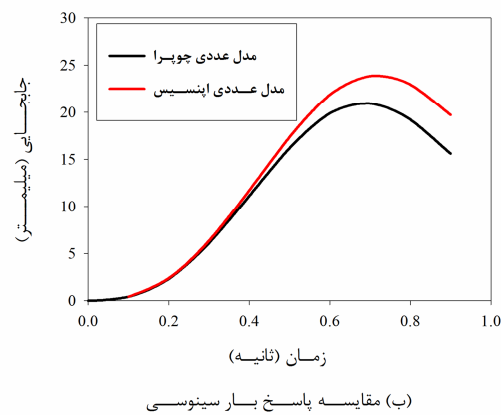
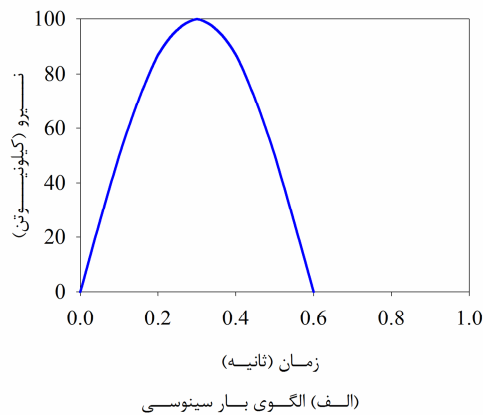
۴- معرفی نوع ماده و المان‌ها

ماده Steel 02 برای اعضای فولادی تیر و ستون در تمام مدل‌های عددی استفاده شده است. تنش تسلیم و نهایی فولاد به ترتیب برابر با ۲۴۰ و ۳۷۰ مگاپاسکال و

۳- اعتبارسنجی مدل عددی

در این بخش، جهت اعتباربخشی به مدل عددی و بسط مدل عددی برای سازه‌های مورد نظر، ابتدا یک مدل عددی ساخته شده در برنامه اپنسیس با مثال حل شده از کتاب دینامیک سازه چوپرا مقایسه شده تا از صحت عملکرد برنامه و نتایج اطمینان حاصل شود [۲۳ و ۲۴]. در این مدل صحت‌سنجی، از یک سیستم الاستوپلاستیک یک درجه آزادی با یک جرم متمرکز ۲۵۳/۳ کیلوگرم، میرایی ۵ درصد و تغییرمکان تسلیم ۷/۵ میلیمتر برای تحلیل با نرم‌افزار اپنسیس مطابق با الگوریتم حل نیوتن-رافسون استفاده شده است. شکل ۱، نیروی اعمالی به

گیگاپاسکال و ۰/۳ در نظر گرفته شدند.



شکل ۱- مقایسه نتایج مدل عددی به کار رفته توسط چوپرا و مدل شبیه سازی شده در اپنسیس

۵-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی

در این بخش نتایج نسبت اضافه بار و منحنی نیرو-تغییر مکان قائم در محل حذف ستون ارائه می گردد.

۵-۱-۱- نسبت اضافه بار

در شکل ۲، موقعیت ستون های حذف شده در طبقه اول هر سازه نشان داده شده است. بدین ترتیب برای هر قاب (منظم یا نامنظم)، هفت تحلیل استاتیکی غیرخطی مجزا انجام می شود. در مجموع، ۴۲ تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش داون انجام شده است. قبل از ارائه نتایج، توضیحی مختصر در مورد تحلیل پوش داون داده می شود. تحلیل مورد نظر شامل تحلیل سازه ای است که متحمل حذف یک یا چند عضو خود با افزایش بارهای نقلی شده است. بارهای ثقلی تا زمانی که خرابی در سازه اتفاق بیافتد، به صورت خطی افزایش می یابند، که این

مدول الاستیسیته و ضریب پواسون به ترتیب برابر با ۲۰۰

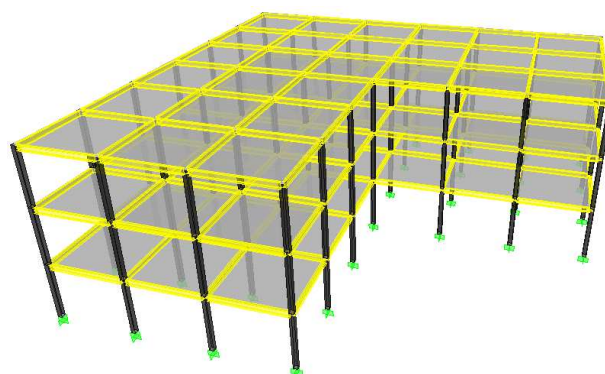
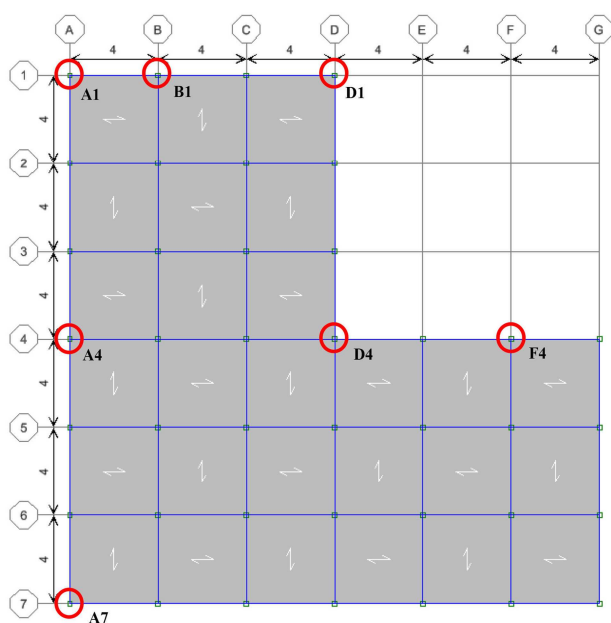
همچنین برای مشخص نمودن نحوه انتقال ماده از حالت الاستیک به حالت پلاستیک سه ضریب R_0 ، R_1 و R_2 استفاده شده است. مطابق با پیش فرض برنامه از ضرایب ۰/۹۲۵، ۱۵ و ۰/۱۵ به ترتیب استفاده شده است. همچنین، نسبت شیب سخت شوندگی به شیب اولیه برابر با ۰/۰۱ در نظر گرفته شده است. از دستور المان تیر-ستون غیرخطی برای اعضای تیر و ستون استفاده شده و در ضمن از دستور الگوریتم اصلاح شده نیوتن برای جلوگیری از محاسبات زمان بر و طولانی در مقایسه با دستور الگوریتم نیوتن بخصوص برای سیستم های چند درجه آزادی استفاده گردیده است.

۵- نتایج مدل های عددی

در این بخش به بیان نتایج مدل های عددی پرداخته شده است.

موضوع به عنوان ناتوانی سازه در تحمل بارگذاری اعمالی

در نظر گرفته می شود.



شکل ۲- موقعیت ستون‌های حذف شده در قاب‌ها

از سوی دیگر هر سه سازه منظم توانستند تحت سناریوهای مختلف حذف ستون طاقت و تحمل ناشی از بار ناگهانی حذف ستون که به ستون‌های مجاور و تیرهای رابط وارد می‌شود، تحمل کنند. همچنین در تمام حالات سازه منظم و نامنظم، حذف ستون (D4) واقع بر محورهای D و ۴ کمترین خسارت و بار ناگهانی را به سیستم سازه وارد می‌کند. دلیل این امر نیز وجود سختی بیشتر در محل حذف ستون ناشی از تیرهای متصل به گره آن است. به بیانی دیگر می‌توان چنین بیان نمود که حذف ستون‌های گوشه و داخلی به ترتیب بیشترین و کمترین خسارت را به سازه‌ها وارد می‌نماید. منظور از خسارت در اینجا، همان ظرفیت قابل تحمل المان‌ها و سیستم در جذب نیروی ناگهانی حاصل از حذف ستون می‌باشد. سازه نامنظم سه طبقه با افزایش ارتفاع به میزان ۳ متر نسبت به سازه دو طبقه و تشکیل یک لایه سختی اضافی در طبقه سوم به مجموعه سختی کل سیستم، توانست توان سازه را به میزان ۱۴٪ در بحرانی‌ترین سناریوی حذف ستون (A7) افزایش دهد. اما با این حال، سازه همچنان دارای نسبت نیروی کمتر از یک (۰/۵۳) است. کمترین میزان تأثیر ارتفاع از ۶ متر (۲ طبقه) به

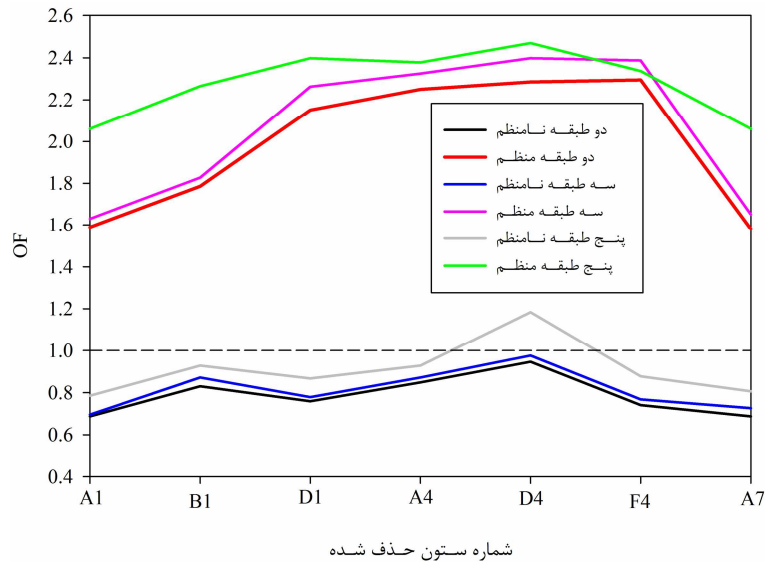
معمولا این حالت بعد از تغییرات ایجاد شده در شکل هندسی حاصل شده که با جداسازی عضو از سیستم سازه‌ای اصلی همراه است. نیروی مرتبط با این شرایط به عنوان نیروی تسلیم تعریف می‌گردد. ظرفیت سازه در این نقطه به عنوان شکلی از ضریب اضافه بار که به صورت نسبت نیروی تسلیم به نیروهای ثقلی است معرفی می‌شود.

این نرمال‌سازی نسبت نیرو باعث درک بهتر از توان سازه می‌شود. این ضریب به عنوان یک معیار برای ارزیابی سازه خسارت دیده به حساب می‌آید. به طور مثال، اگر ضریب اضافه بار مطابق با تغییرمکانی که باعث تسلیم مصالح می‌شود بزرگتر از یک باشد، سازه می‌تواند در اثر حذف ستون مقاومت کند، در غیر اینصورت، سازه دچار خرابی خواهد شد.

با توجه به شکل ۳ می‌توان دریافت که سازه‌های دو و سه طبقه نامنظم تحت تمام حالات حذف ستون، توانایی و طاقت تحمل نیروی تحمیل شده ناشی از حذف ستون را ندارند. بحرانی‌ترین حالت (کمترین توان سازه در برابر حذف ستون) مربوط به حالتی است که ستون‌های گوشه واقع بر محور A حذف شوند.

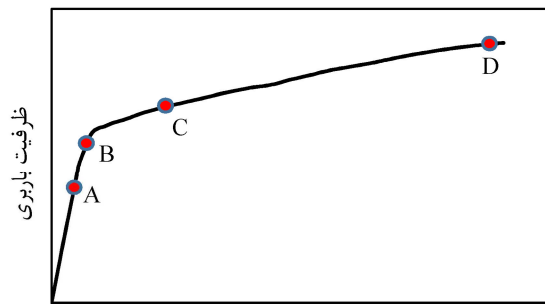
نیرو نشده است. به بیانی دیگر، چنین می‌توان بیان نمود که افزایش ارتفاع و سختی بیشتر بر سناریوهای حذف ستون گوشه تأثیرگذار است.

۱۵ متر (۵ طبقه) بر نسبت نیرو مربوط به حذف ستون‌های واقع بر محور ۴ برای سازه منظم است. با توجه به شکل ۳ حتی مشاهده می‌شود که تحت سناریوی حذف ستون F4، افزایش طبقه از ۳ به ۵ باعث افزایش نسبت



شکل ۳- نسبت نیرو برای قاب‌های مختلف تحت سناریوهای مختلف حذف ستون

این بخش از منحنی در منحنی‌های آزمایشگاهی به وضوح دیده شده و بعد از رسیدن به بار بیشینه منحنی کمی افت خواهد کرد و حالت قوسی پیدا می‌کند.



شکل ۴- منحنی بار- تغییرمکان قائم

در این مرحله، نیرو با افزایش تغییرمکان قائم نیز زیادتر می‌شود. با این وجود، بعد از رسیدن به بار بیشینه، نیرو با افزایش تغییرمکان، کاهش می‌یابد. افزایش مقاومت به دلیل اثر قوسی می‌باشد که این موضوع به مشخصات اتصالات کامپوزیتی برمی‌گردد. البته در مدل عددی چون این برشگیرها و اتصالات مرکب قابل مدل‌سازی در برنامه

۱-۲-۵- منحنی نیرو- تغییرمکان قائم در محل حذف ستون در ابتدای این بخش، توضیح مختصری در ارتباط با رفتار کلی قاب تحت بار قائم در محل ستون حذف شده ارائه می‌شود. به طور کلی می‌توان تغییرات نیرو- تغییرمکان قائم را به چهار مرحله الاستیک، الاستو-پلاستیک، قوسی و زنجیره‌ای تقسیم‌بندی نمود.

براساس شکل ۴ فاصله بین OA را ناحیه خطی، AB را ناحیه الاستو-پلاستیک، BC را ناحیه قوسی و CD را ناحیه زنجیره‌ای می‌نامند. در ناحیه الاستیک OA رابطه نیرو- تغییرمکان را می‌توان خطی در نظر گرفت، در این ناحیه نیرو و تغییرشکل اندک است. زمانی که نسبت نیرو کمی بیشتر شود، منحنی به ناحیه دوم الاستو-پلاستیک وارد می‌شود. در این ناحیه، نیرو به صورت نسبتاً غیرخطی با تغییرات تغییرمکان شروع به افزایش می‌کند، در حالی که سختی شروع به کاهش می‌کند. مرحله سوم که از B تا C است، تحت عنوان ناحیه قوسی شناخته می‌شود. این مرحله به دلیل اینکه منحنی همانند کمان در این قسمت عمل می‌کند، به این نام نامیده شده است.

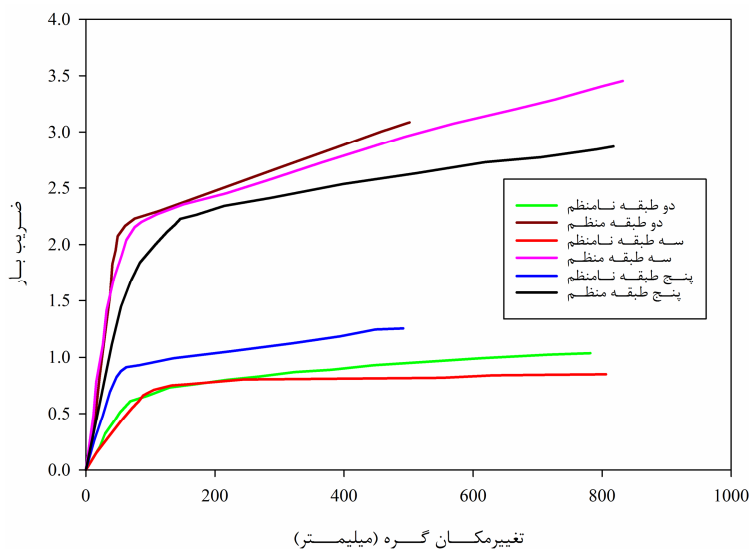
مقاومت می‌کنند. در این گام، نیرو همچنان به صورت خطی با افزایش تغییر مکان قائم، افزایش می‌یابد.

در تمام حالات، سازه منظم بیشترین سختی الاستیک و مقاومت پلاستیک را دارد. به عنوان نمونه برای سازه دو طبقه تحت سناریوی حذف ستون A1، سختی الاستیک برای سازه منظم تقریباً ۴۰۰ درصد سختی الاستیک سازه نامنظم است. همچنین سختی در ناحیه زنجیره‌ای نیز در سازه منظم نسبت به سایر سازه‌ها بیشتر است. به عنوان نمونه، مقایسه‌ای بین منحنی ظرفیت قاب‌های منظم و نامنظم در حالتی که ستون F4 واقع در طبقه اول حذف شود در شکل ۵ انجام شده است.

سازه سه طبقه نامنظم، با افزایش ارتفاع به میزان ۳ متر و تشکیل یک لایه سختی اضافی در طبقه سوم به مجموعه سختی کل سیستم، توانست توان سازه را به میزان ۱۴٪ در بحرانی‌ترین سناریوی حذف ستون (S1P7FA) افزایش دهد. اما با این حال، سازه همچنان دارای نسبت نیروی کمتر از یک (۰/۵۳) است.

اپنسیس نیست، این کاهش و عمل قوسی چندان مشهود نیست.

با اعمال نیرو و افزایش نیرو در محل ستون حذف شده، اتصال در محل ستون حذف شده تحت لنگر خمشی مثبت و اتصالات دورتر تحت لنگرهای خمشی منفی قرار می‌گیرند. عدم تقارن سطح مقطع تیر منجر به اختلاف دوران مرکزهای اتصال‌ها برای تحمل لنگرهای مذکور می‌شود. وقتی که بار قائم اعمال می‌گردد، عمل قوسی با دوران مرکز اتصال در تحمل لنگر خمشی مثبت به عنوان تاج قوس و دوران مرکز اتصال در تحمل لنگر خمشی منفی به عنوان فتر قوس شکل می‌گیرد. این عمل برای سازه در تحمل و مقاومت قاب بسیار مناسب است. این عمل باعث می‌شود که یک مقاومت بیشتری نسبت به مقاومت پلاستیک ایجاد گردد. در مرحله پایانی که تحت عنوان عمل زنجیره‌ای نامیده می‌شود، مسلح‌سازی دال و تیر فولادی در برابر نیروهای کششی همانند یک زنجیر



شکل ۵- منحنی بار-تغییر مکان قائم گره در محل حذف ستون F4

سازه‌های منظم قابلیت جذب انرژی بیشتری در اثر حذف ستون نسبت به سازه‌های نامنظم دارند. نکته‌ای که می‌توان به آن اشاره نمود این است که در اثر حذف ستون در نواحی کناری یا محل‌هایی که در مرز مشترک باز شو یا فرورفتگی در پلان هستند، اختلاف بین سختی در مرحله

با توجه به جدول ۳ مشخص می‌شود که در تمام موارد سختی الاستیک، مقاومت پلاستیک و سختی در مرحله زنجیره‌ای برای سازه‌های منظم بیشتر از سازه‌های نامنظم است. در این جدول، دو حرف I و R به ترتیب معرف نامنظم و منظم بودن سازه می‌باشد. به بیانی دیگر،

نامنظم به سمت سازه منظم، افزایش پیدا می‌کند، اما تغییر مکان متناظر با این نقطه چندان افزایش یا کاهش نمی‌یابد و چندان روند مشخص کاهش یا افزایشی نمی‌توان برای آن یافت. کمترین میزان ریسک در حذف ستون در بین سناریوهای مختلف اشاره شده در بخش قبل، مربوط به حذف ستون داخلی S1P4FD است که از ۰/۹۵ به ۰/۹۸ رسیده است. پیش‌بینی می‌شود که با افزایش بیشتر ارتفاع، توان سازه به بالای یک برسد.

زنجیره‌ای بین دو سازه نامنظم و منظم بیشتر شده است. این امر به دلیل وجود درجات نامعینی یا سختی بیشتر شبکه سقف و تیر در محل حذف ستون است. به بیانی دیگر، سیستم سازه‌ای در اثر سناریوی حذف ستون A1 (ستون در موقعیت گوشه پلان) به دلیل شکل‌گیری و اتصال دو تیر متعام بر ستون، نسبت به سایر سناریوها از مقاومت پلاستیک و سختی کمتری برخوردار است. اگرچه مقاومت پلاستیک سازه‌ها در سناریوی مشخص از سازه

جدول ۳- جزئیات نتایج منحنی بار- تغییر مکان قاب‌ها تحت سناریوهای مختلف حذف ستون

سطح	ستون	سختی زنجیره‌ای (kN/mm)	تغییر مکان پلاستیک (mm)	مقاومت پلاستیک (kN)	سختی الاستیک (kN/mm)
دو طبقه	A1-I	۰/۸۷	۸۲/۵۷	۳۲۹۳/۲۵	۴۳/۵۵
	A1-R	۷/۲۸	۷۵/۳۴	۱۲۵۸۷/۴۵	۲۰۴/۵۹
	D1-I	۲/۷۸	۸۵/۱۴	۳۷۴۷/۰۰	۵۰/۸۲
	D1-R	۲۸/۷۰	۹۷/۱۷	۱۴۵۱۹/۵۳	۱۸۷/۶۷
	F4-I	۳/۳۰	۱۰۱/۱۵	۴۰۳۶/۰۵	۶۱/۲۰
	F4-R	۱۹/۵۷	۵۹/۷۷	۱۷۳۸۹/۷۰	۳۵۳/۹۲
سه طبقه	A1-I	۳/۶۷	۸۷/۱۷	۵۹۶۷/۱۰	۷۷/۳۰
	A1-R	۶/۴۰	۸۴/۶۸	۱۶۸۷۱/۲۴	۲۸۳/۰۶
	D1-I	۴/۱۲	۵۵/۷۰	۶۹۷۲/۷۰	۱۴۷/۲۴
	D1-R	۱۷/۰۰	۷۲/۱۵	۲۶۴۰۰/۰۰	۳۹۲/۶۴
	F4-I	۵/۸۱	۹۹/۵۶	۶۰۳۶/۱۱	۷۰/۰۲
	F4-R	۲۲/۱۱	۳۶/۳۷	۲۱۳۹۶/۳۷	۵۶۸/۵۵
پنج طبقه	A4-I	۱۰/۳۸	۹۰/۰۰	۱۲۰۳۲/۶۳	۱۵۶/۸۶
	A4-R	۲۵/۰۱	۵۷/۲۸	۴۷۷۷۵/۶۵	۹۴۷/۸۸
	D4-I	۱۰/۰۸	۹۲/۹۵	۱۵۸۹۱/۶۴	۲۴۵/۰۰
	D4-R	۳۷/۲۷	۹۲/۸۸	۴۰۹۳۲/۷۵	۶۱۲/۶۷
	F4-I	۱۱/۹۵	۶۱/۲۲	۱۳۶۴۱/۵۰	۲۷۴/۴۱
	F4-R	۳۲/۹۷	۶۰/۱۷	۳۶۰۵۴/۳۴	۵۹۱/۴۰
	A7-I	۵/۴۶	۷۳/۵۰	۱۰۸۳۵/۱۶	۱۶۲/۸۸
A7-R	۱۹/۲۶	۶۱/۰۰	۳۷۸۰۲/۶۵	۶۶۸/۷۲	

سناریوهای مختلف حذف ستون، با حذف ستون گوشه، سازه کمترین سختی و مقاومت پلاستیک را از خود نشان می‌دهد.

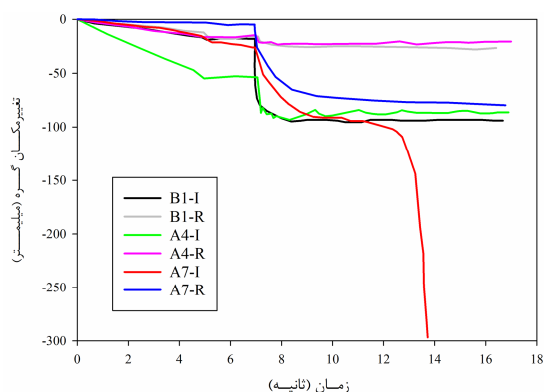
در این نمونه‌ها نیز، مشابه با سازه‌های دو طبقه، با تغییر از پلان نامنظم به سمت منظم، سختی در مرحله

براساس جزئیات استخراج شده از منحنی‌های ظرفیت قائم سازه سه طبقه تحت سه سناریوی حذف ستون، مشخص می‌شود که در تمام سناریوها، سازه نامنظم کمترین مقاومت پلاستیک و سختی در مرحله زنجیره‌ای نسبت به سازه منظم دارد. همچنین در بین

استفاده می‌شود. همچنین، برای بیشتر طراحان این موضوع که سازه را در برابر حذف ستون بحرانی بتوانند مقاوم کنند، اهمیت دارد. بنابراین، توانایی سازه تحت حذف ناگهانی ستون با استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی با تکنیک المان محدود سه بعدی قابل بررسی است که در این بخش به بررسی رفتار سه بعدی سه ساختمان دو، سه و پنج طبقه پرداخته می‌شود.

۵-۲-۱- تغییر مکان گره در محل حذف ستون

در اکثر نمودارهای تغییر مکان در شکل ۶ مشاهده می‌شود که سازه‌های نامنظم به محض حذف ستون در ثانیه هفتم، قادر به تحمل تغییر شکل ناشی از حذف ستون نبوده و دچار تغییر شکل زیادی شده که منجر به فروریزش ساختمان شده است. موقعیت حذف ستون نیز در تغییر شکل نهایی گره تأثیرگذار است.

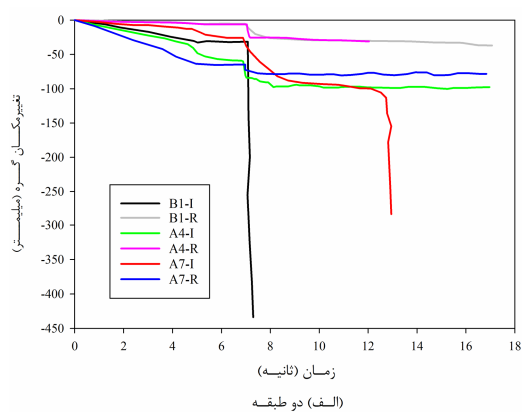


(ب) سه طبقه

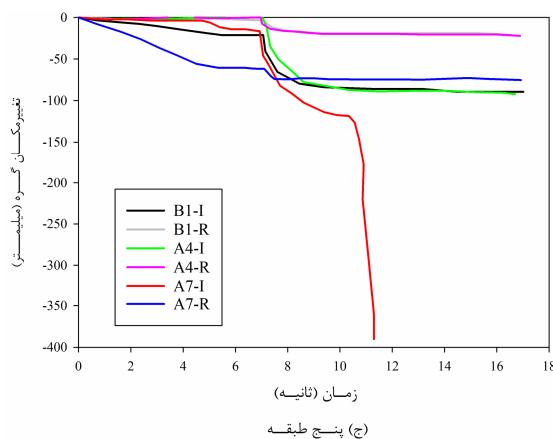
زنجیره‌ای بیشتر شده که این موضوع باعث افزایش ظرفیت باربری و تحمل بارها و انتقال نیروهای کششی بوجود آمده در تیرها می‌شود.

۵-۲- تحلیل دینامیکی غیرخطی

دقیق‌ترین روش در ارزیابی ظرفیت و توان سازه در برابر بار ناگهانی و بررسی پدیده خرابی پیشرونده، استفاده از روش دینامیکی غیرخطی است. از آنجاکه حذف ناگهانی ستون یک سناریوی بسیار مناسب برای بررسی رفتار سازه‌ها در برابر خرابی پیشرونده می‌باشد، اما سناریوی مشابه با تأثیر دینامیکی حذف ستون که ناشی از برخورد یا انفجار است، نیست. با این حال، این سناریو می‌تواند تأثیر تسلیم و انهدام ستون در زمان نسبتاً کوتاه نسبت به پاسخ سازه را بدهد. از این رو، از دست دادن ناگهانی ستون به عنوان سناریوی طراحی اصلی در آیین‌نامه‌ها



(الف) دو طبقه



(ج) پنج طبقه

شکل ۶- تغییر مکان قائم گره در محل حذف ستون در قاب‌ها با سناریوهای مختلف حذف ستون

ناشی از حذف ستون‌ها برای سازه‌های نامنظم شده است. در قاب‌های سه طبقه می‌توان چنین اشاره نمود که در اثر

به طور کلی، حذف ستون‌های گوشه A1، D1 و A7 باعث فروریزش و عدم تحمل سازه در تغییر شکل

تغییرمکان و کنترل نیرو می‌شود که در آیین‌نامه ASCE41-06 تشریح شده است. در جهت کنترل دوران، معیار با استفاده از نمودار نیرو-تغییرمکان (یا دوران) تعریف می‌شود. دوران (θ) به صورت نسبت تغییرمکانی که عضو سازه‌ای متحمل می‌شود به طول آن المان تعریف می‌شود. دوران تسلیم به صورت نسبت تغییرشکل تسلیم به طول عضو بیان می‌شود. در این مطالعه، مقادیر دوران اتصال مطابق با استاندارد (2013) GSA اتخاذ شده است. ابتدا مطابق با مقطع تیر محاسباتی، دوران پلاستیک و معیار پذیرش غیرخطی برای اتصالات سازه فلزی تعیین شده است. تنها پارامتر اصلی در رابطه $0.0004d - 0.0284$ ، عمق تیر می‌باشد که برحسب اینچ است. لازم به ذکر است که اعضای تیر در تمام قاب‌ها به عنوان اعضای اصلی محسوب می‌شوند. بدین ترتیب مقدار دوران پلاستیک مجاز برای تیرهای قاب برابر با 0.0242 رادیان است. در جدول ۴، مقادیر دوران پلاستیک برای قاب دو طبقه تحت هفت سناریوی مختلف حذف ستون آمده است. اعداد به رنگ قرمز در جدول، بیانگر این مطلب است که دوران پلاستیک از مقدار مجاز عبور کرده است.

حذف ستون در سناریوی A7، تنها سازه منظم توانست پس از حذف ناگهانی ستون در برابر تغییرشکل ناگهانی مقاومت کند. در ثانیه هفتم تغییرمکان در محل گره ستونی که حذف شده از تقریباً ۱ میلی‌متر به ۷۳ میلی‌متر رسیده است. در صورتی که در سازه نامنظم چنین موردی مشاهده نشده است. سازه نامنظم در ثانیه هفتم قبل از حذف ستون، تغییرمکانی برابر با $22/2$ میلی‌متر داشت. در سناریوی A4 سازه منظم در اثر حذف ستون با افزایش ۵۲ درصد تغییرمکان همراه است. همچنین سازه نامنظم توانست در برابر افزایش تغییرمکان در گره محل حذف ستون از 53 میلی‌متر به 88 میلی‌متر (افزایش ۶۶ درصدی) برسد و در برابر شکست ناگهانی مقاومت کند.

۵-۲-۲- دوران پلاستیک گره

سازه‌های ساختمانی معمولاً در جهت برآوردن یک سطح عملکرد خاص طراحی می‌شوند. اگر المان‌های سازه‌ای از سطح آستانه فروریزش تجاوز کنند باعث فروریزش و تسلیم سازه می‌شوند. در این تحقیق، براساس معیار پذیرش، عملکرد سازه‌ای تمام المان‌های سازه‌ای در هر گام از تحلیل کنترل شد. این معیارها شامل کنترل

جدول ۴- دوران پلاستیک در محل اتصال تیر به ستون حذف شده در قاب‌ها با سناریوهای حذف ستون مختلف

تعداد طبقه	دو طبقه			سه طبقه			پنج طبقه			
	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	طبقه پنجم
A7-I	۰/۰۲۶۹۸۵۲	۰/۰۲۵۳۶۹	۰/۰۳۶۹۸۷	۰/۰۳۳۶۵۹	۰/۰۳۰۲۶۹	۰/۰۲۸۶۱	۰/۰۲۸۰۶	۰/۰۲۷۹۳	۰/۰۲۷۱۱	۰/۰۲۶۰۷
A7-R	۰/۰۲۲۳۶۵	۰/۰۲۱۶۵۴	۰/۰۲۳۹۶۵	۰/۰۲۳۷۵۶	۰/۰۲۳۱۵۶	۰/۰۲۳۶۵	۰/۰۲۳۴۹	۰/۰۲۳۷۷	۰/۰۲۳۱۱	۰/۰۲۲۶۴
A4-I	۰/۰۳۰۲۶۵	۰/۰۲۶۵۹۸	۰/۰۳۳۶۵۶	۰/۰۳۲۴۵۶	۰/۰۳۱۲۶۸	۰/۰۲۸۶۳	۰/۰۲۸۵۳	۰/۰۲۷۴۶	۰/۰۲۷۳۳	۰/۰۲۷۱۶
A4-R	۰/۰۲۳۶۵۱	۰/۰۲۲۶۵۹	۰/۰۲۳۶۵۹	۰/۰۲۳۰۰۵	۰/۰۲۲۶۵۸	۰/۰۲۴۰۱	۰/۰۲۳۸۶	۰/۰۲۳۸۲	۰/۰۲۳۷۱	۰/۰۲۳۱۶
A1-I	۰/۰۲۸۶۵۹	۰/۰۲۴۶۶۸	۰/۰۲۸۶۵۹	۰/۰۲۷۹۵۴	۰/۰۲۶۵۹۸	۰/۰۳۱۴۴	۰/۰۳۱۲۳	۰/۰۳۰۴۷	۰/۰۳۰۰۱	۰/۰۲۸۹۳
A1-R	۰/۰۲۳۶۵۴	۰/۰۲۲۵۶۱	۰/۰۲۴۱۶۹	۰/۰۲۴۰۲۴	۰/۰۲۳۵۶۹	۰/۰۲۳۹۲	۰/۰۲۳۸۷	۰/۰۲۳۷۶	۰/۰۲۲۱۱	۰/۰۲۱۶۴
B1-I	۰/۰۲۶۸۹۵	۰/۰۲۴۵۹۸	۰/۰۲۹۶۵۴	۰/۰۲۸۵۶۲	۰/۰۲۶۵۵۶	۰/۰۳۱۴۴	۰/۰۳۱۲۳	۰/۰۳۰۴۷	۰/۰۳۰۰۱	۰/۰۲۸۹۳
B1-R	۰/۰۲۲۵۶۹	۰/۰۲۲۱۲۱	۰/۰۲۳۶۹۸	۰/۰۲۳۶۵۴	۰/۰۲۲۶۵۸	۰/۰۲۳۹۲	۰/۰۲۳۸۷	۰/۰۲۳۷۶	۰/۰۲۲۲۳	۰/۰۲۱۶۷
D1-I	۰/۰۲۸۹۶۵	۰/۰۲۶۸۹۵	۰/۰۳۶۹۸۵	۰/۰۳۶۵۹	۰/۰۳۳۲۶۶	۰/۰۲۹۲۱	۰/۰۲۹۰۲	۰/۰۲۸۵۳	۰/۰۲۸۲۳	۰/۰۲۷۶۱
D1-R	۰/۰۲۳۸۵۶	۰/۰۲۳۱۵۶	۰/۰۲۴۲۵۶	۰/۰۲۴۲۰	۰/۰۲۳۵۶۹	۰/۰۲۳۶۱	۰/۰۲۳۵۹	۰/۰۲۳۱۵	۰/۰۲۲۷۵	۰/۰۲۲۶۱
D4-I	۰/۰۳۲۶۵۹	۰/۰۳۱۰۲۵	۰/۰۲۹۶۵۱	۰/۰۲۸۶۵۳	۰/۰۲۶۵۴۱	۰/۰۳۸۹۶	۰/۰۳۸۱۲۵	۰/۰۳۷۵۶۲	۰/۰۳۷۱۲۶	۰/۰۳۷۰۳۶
D4-R	۰/۰۲۳۵۶۸	۰/۰۲۲۳۶۵	۰/۰۲۳۶۵۹	۰/۰۲۲۵۶۸	۰/۰۲۱۵۶۸	۰/۰۲۳۶۶	۰/۰۲۳۵۷	۰/۰۲۳۴۱	۰/۰۲۲۵۹۰	۰/۰۲۲۱۶
F4-I	۰/۰۳۰۲۶۵	۰/۰۳۱۵۶۲	۰/۰۳۲۵۶۹	۰/۰۳۱۵۶۴	۰/۰۳۰۲۵۸	۰/۰۳۲۶۶	۰/۰۳۲۱۵۶	۰/۰۳۲۰۳	۰/۰۳۱۵۶۹	۰/۰۲۸۶۷۸
F4-R	۰/۰۲۳۶۵۹	۰/۰۲۳۸۶۵	۰/۰۲۴۰۳۵	۰/۰۲۳۲۶۵	۰/۰۲۴۱۳۶	۰/۰۲۴۱۳۶	۰/۰۲۴۰۹	۰/۰۲۳۹۸۴	۰/۰۲۳۱۵۶	۰/۰۲۲۳۶۷

این روابط، فرض می‌شود که اگر نسبت تقاضا به ظرفیت بیشتر از یک باشد، ستون تسلیم می‌شود. در این روابط پارامترهای DCR ، P_{UF} و P_{CL} به ترتیب بیانگر نسبت تقاضا به ظرفیت، نیروی محوری ستون و کرانه پایین مقاومت فشاری ستون می‌باشند. همچنین پارامترهای M_x ، M_y ، M_{CEX} و M_{CEY} به ترتیب نشان دهنده لنگر خمشی حول محور x ، لنگر خمشی حول محور y ، مقاومت خمشی مورد انتظار حول محور x و مقاومت خمشی مورد انتظار حول محور y می‌باشد. پارامترهای m_x و m_y نیز مقادیر ضریب m حول محورهای x و y را نشان می‌دهند. قابل ذکر است که فرض می‌شود اگر نسبت تقاضا به ظرفیت بیشتر از یک باشد، ستون تسلیم می‌شود.

همانطور که مشخص است در تمام حالات، اتصال در سازه‌های نامنظم از محدوده مجاز فراتر رفته و این به منزله خرابی سیستم می‌باشد. در قاب‌های منظم در تمام حالات (به جز قاب پنج طبقه در دو طبقه اول و دوم در سناریوی حذف ستون F4) سیستم پایداری خود را حفظ کرده است.

۵-۲-۳- نسبت تقاضا به ظرفیت (D/C) برای ستون‌های مجاور ستون حذف شده

وقتی که نیروی محوری فشاری کمتر از نصف نیروی فشاری ظرفیت باشد، ستون به صورت کنترل تغییرشکل در نظر گرفته می‌شود. در غیر اینصورت، عضو به عنوان کنترل نیرو می‌باشد. اندرکنش بین لنگر خمشی و نیروی محوری مطابق با روابط (۱) تا (۳) می‌باشد. در

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} < 0.2: DCR = \frac{P_{UF}}{2P_{CL}} + \frac{M_x}{m_x M_{CEX}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEY}} \leq 1.0 \quad (1)$$

$$0.2 \leq \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.5: DCR = \frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_x}{m_x M_{CEX}} + \frac{M_y}{m_y M_{CEY}} \right] \leq 1.0 \quad (2)$$

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} > 0.5: DCR = \frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{M_{UFx}}{m_x M_{CLx}} + \frac{M_{UFy}}{m_y M_{CLy}} \leq 1.0 \quad (3)$$

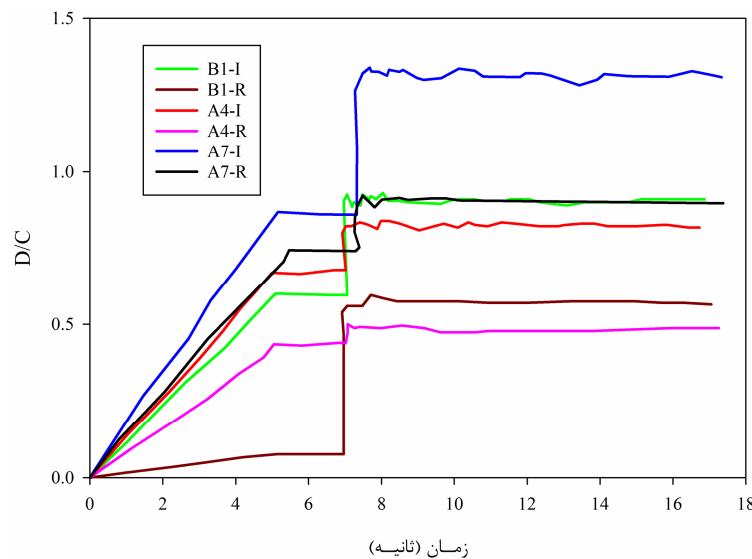
این در حالی است که در صورت حذف ستون کناری یا میانی در بعضی موارد نسبت D/C برای ستون کناری در سازه‌های نامنظم به یک نزدیک می‌گردد.

براساس نتایج مندرج در جدول ۵ با حذف ستون در دو گوشه در محل تقاطع محور A با دو محور ۱ و ۷ در سازه نامنظم دو طبقه، نسبت D/C بیشتر از یک می‌شود.

جدول ۵- تغییرمکان گره و نسبت D/C برای قاب‌های دو و سه طبقه تحت سناریوهای مختلف حذف ستون

سه طبقه منظم		سه طبقه نامنظم		دو طبقه نامنظم		دو طبقه منظم		ستون
تغییرمکان گره (mm)	D/C	تغییرمکان گره (mm)	D/C	تغییرمکان گره (mm)	D/C	تغییرمکان گره (mm)	D/C	
۷۵	۰/۹۹	Fail	۱/۵۱	Fail	۱/۵۵	۷۸	۱/۰۱	A1
۲۴/۱	۰/۶۲	۹۵	۱/۰۷	Fail	۱/۱۲	۲۷	۰/۶۶	B1
۲۶	۰/۶۸	Fail	۱/۲۹	Fail	۱/۳۲	۳۰	۰/۷۲	D1
۲۴/۲	۰/۶۱	۹۳	۱/۰۴	۹۷	۱/۰۹	۲۷/۱	۰/۶۷	A4
۲۴	۰/۵۷	۹۲	۱/۰۳	۹۵/۵	۱/۰۷	۲۷	۰/۶۶	D4
۲۵	۰/۶۳	۹۶/۵	۱/۰۹	Fail	۱/۱۵	۲۸	۰/۶۷	F4
۷۵	۰/۹۹	Fail	۱/۴۵	Fail	۱/۵۲	۷۸	۱/۰۱	A7

بر این اساس، هر دو سازه نامنظم دو و سه طبقه تحت اکثر سناریوها نتوانستند پایداری خود را حفظ نمایند. به عبارتی با حذف ستون‌های گوشه، نسبت تقاضا به ظرفیت ستون‌های مجاور بیشتر از یک شد و روند گسترش خرابی ادامه یافت. در شکل ۷ روند تغییرات D/C با گذشت زمان برای قاب‌های نامنظم و منظم پنج طبقه نشان داده شده است.



شکل ۷- تغییرات نسبت تقاضا به ظرفیت ستون‌های مجاور ستون حذف شده در قاب‌های پنج طبقه

در تمام موارد سختی الاستیک، مقاومت پلاستیک و سختی در مرحله زنجیره‌ای برای سازه‌های منظم بیشتر از سازه‌های نامنظم است. به بیانی دیگر، سازه‌های منظم قابلیت جذب انرژی بیشتری در اثر حذف ستون نسبت به سازه‌های نامنظم دارند. در اثر حذف ستون در نواحی کناری یا محل‌هایی که در مرز مشترک باز شو یا فرورفتگی در پلان هستند، اختلاف بین سختی در مرحله زنجیره‌ای بین دو سازه نامنظم و منظم بیشتر شده است. این امر به دلیل وجود درجات نامعینی یا سختی بیشتر شبکه سقف و تیر در محل حذف ستون است. به بیانی دیگر، سیستم سازه‌ای در اثر سناریوی حذف ستون در موقعیت گوشه پلان به دلیل شکل‌گیری و اتصال دو تیر متعامد بر ستون، نسبت به سایر سناریوها از مقاومت پلاستیک و سختی کمتری برخوردار است. اگرچه مقاومت پلاستیک سازه‌ها در سناریوی مشخص از سازه نامنظم به سمت سازه

با حذف دو ستون گوشه، حتی سازه منظم ۴ کمی پایین‌تر از عدد یک این نسبت را دارا است. نکته‌ای که می‌توان به آن اشاره نمود این است که در سازه نامنظم، در اثر حذف ستون‌ها بیشترین تقاضا یا نیروی ایجاد شده در اثر حذف ناگهانی ستون مجاور در آن به وجود می‌آید. در جدول ۵ خلاصه نتایج مربوط به سازه‌ها آمده است.

۶- نتیجه‌گیری و جمع‌بندی

در این مطالعه با استفاده از دو روش استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی، رفتار و ظرفیت سه سازه دو، سه و پنج طبقه فولادی با سیستم قاب خمشی در اثر سناریوهای مختلف حذف ستون در طبقه اول ارزیابی شدند. مهمترین پارامتر مورد بررسی در این سازه‌ها، تأثیر منظمی و نامنظمی هندسی بر رفتار سازه‌ها تحت خرابی پیشرونده بود. نتایج نشان داد که با افزایش طبقات و ارتفاع سازه از دو طبقه به سه طبقه، طاقت و توان سازه در برابر خرابی پیشرونده نیز بیشتر شده است. با مقایسه بین سازه ۵ طبقه با سازه‌های ۳ و ۲ طبقه مشخص می‌شود که در تمام حالات حذف ستون، با افزایش ارتفاع سازه و ایجاد سختی بیشتر در راستای ارتفاع سازه، توان و نسبت نیرو افزایش یافته است.

نسبت به ۰/۵۸۱ می‌رسد. به بیانی دیگر افزایش تقریباً ۷٪ در توان سازه مشاهده شده است. در سازه‌های ۲ و ۳ طبقه مشاهده می‌شود که با حذف ستون‌های گوشه در پلان سازه واقع در طبقه اول، بیشترین نسبت D/C و تغییر ناگهانی در بار اعمالی به ستون مربوط به سازه‌های نامنظم است. در دو مورد حذف ستون گوشه سازه نامنظم تحت بارگذاری اعمالی ۱۲۰٪ بار مرده به علاوه ۵۰٪ بار زنده دارای نسبت D/C بیشتر از یک حتی قبل از حذف ستون است.

منظم، افزایش پیدا می‌کند، اما تغییرمکان متناظر با این نقطه چندان افزایش یا کاهش نمی‌یابد و روند مشخص کاهش یا افزایشی نمی‌توان برای آن یافت. نتایج نشان داد که با افزایش ارتفاع سازه از ۲ طبقه به ۳ طبقه، طاقت و توان سازه در برابر خرابی پیشرونده نیز بیشتر شده است. با مقایسه بین مقادیر ضریب نیرو در دو سازه دو و سه طبقه با وضعیت مشابه می‌توان این موضوع را دریافت. نسبت نیرو در سازه ۲ طبقه نامنظم با سناریوی ۳ برابر با ۰/۵۴۵ است و در سازه ۳ طبقه این

مراجع

- [1] Shakib, H., Zakersalehi, M., Jahangiri, V., & Zamanian, R. (2020). "Evaluation of Plasco Building fire-induced progressive collapse", In *Structures, Elsevier*, 28, 205–224.
- [2] Kiakojouri, F., De Biagi, V., Chiaia, B., & Sheidaii, M. R. (2020). "Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects", *Engineering Structures*, 206, 110061.
- [3] Ahmed Galal, M., Bandyopadhyay, M., & Krishna Banik, A. (2020). "Progressive Collapse Analysis of Three-Dimensional Steel–Concrete Composite Building due to Extreme Blast Load", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 34(3), 4020021.
- [4] Scalvenzi, M., & Parisi, F. (2021). "Progressive collapse capacity of a gravity-load designed RC building partially collapsed during structural retrofitting", *Engineering Failure Analysis*, 121, 105164.
- [5] ASCE/SEI 7. (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures: second Printing*, American Society of Civil Engineers.
- [6] Kiakojouri, F., Sheidaii, M. R., De Biagi, V., & Chiaia, B. (2021). "Progressive collapse of structures: A discussion on annotated nomenclature", In *Structures, Elsevier*, 29, 1417–1423.
- [7] GSA US. (2013). *Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance*. General Services Administration.
- [8] Gross, J. L., & McGuire, W. (1983). "Progressive collapse resistant design", *Journal of Structural engineering*, 109(1), 1–15.
- [9] Alrudaini, T. M. S., & Hadi, M. N. S. (2010). "A new design to prevent progressive collapse of reinforced concrete buildings", In *The 5th Civil Engineering Conference in the Asian Region and Australasian Structural Engineering Conference*.
- [10] Lee, C.-H., Kim, S., Han, K.-H., & Lee, K. (2009). "Simplified nonlinear progressive collapse analysis of welded steel moment frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 65(5), 1130–1137.
- [11] Yu, H., Izzuddin, B. A., & Zha, X.-X. (2010). "Progressive collapse of steel-framed buildings: influence of modelling approach", *Advanced Steel Construction*, 6(4), 932–948.
- [12] Sadek, F., Main, J. A., Lew, H. S., Robert, S. D., & Chiarito, V. (2009). "Testing and analysis of steel beam-column assemblies under column removal scenarios", In *Structures Congress 2009: Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role*, 1–10.
- [13] Fu, F. (2009). "Progressive collapse analysis of high-rise building with 3-D finite element modeling method", *Journal of Constructional Steel Research*, 65(6), 1269–1278.
- [14] Kim, J., & An, D. (2009). "Evaluation of progressive collapse potential of steel moment frames considering catenary action", *The structural design of tall and special buildings*, 18(4), 455–465.
- [15] Purasinghe, R., Nguyen, C., & Gebhart, K. (2008). "Progressive collapse analysis of a steel building with pre-northridge moment connections", In *Structures Congress 2008: Crossing Borders*, 1–10.
- [16] Ferraioli, M., Avossa, A. M., & Mandara, A. (2014). "Assessment of progressive collapse capacity of earthquake-resistant steel moment frames using pushdown analysis", *Open Construction and Building Technology Journal*, 8(1), 324–336.
- [17] Yousefi, A. M., Hosseini, M., & Fanaie, N. (2014). "Vulnerability assessment of progressive collapse of steel moment resistant frames", *Trends in Applied Sciences Research*, 9(8), 450.
- [18] Gerasimidis, S., & Sideri, J. (2016). "A new partial-distributed damage method for progressive collapse analysis of steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 119, 233–245.

- [19] Homaioon Ebrahimi, A., Martinez-Vazquez, P., & Baniotopoulos, C. C. (2017). "Numerical studies on the effect of plan irregularities in the progressive collapse of steel structures", *Structure and Infrastructure Engineering*, 13(12), 1576–1583.
- [20] Ghobadi, M. S., & Yavari, H. (2020). "Progressive collapse vulnerability assessment of irregular voided buildings located in Seismic-Prone areas", In *Structures*, Elsevier, 25, 785–797.
- [21] Yavari, H., Ghobadi, M. S., & Yakhchalian, M. (2019). "Progressive collapse potential of different types of irregular buildings located in diverse seismic sites", *Heliyon*, 5(1), 01137.
- [22] ASCE 7. (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers.
- [23] McKenna, F., Fenves, G. L., & Scott, M. H. (2000). "Open system for earthquake engineering simulation", *University of California, Berkeley, CA*. Retrieved from <http://opensees.berkeley.edu>
- [24] Chopra, A. K. (2011). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. Prentice Hall. Prentice Hall.