

بررسی خرابی پیش‌رونده در قاب‌های بتن آرمه با در نظر گرفتن نواحی صلب انتهایی و انواع مختلف سناریوهای حذف زمانی ستون

حمیدرضا اشرفی^{۱*}، سیدعلی حسن‌زاده^۲

۱-استادیار گروه عمران، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران
۲-دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

چکیده

در این پژوهش به بررسی پارامترهای نواحی صلب انتهایی و مدت زمان حذف ستون در خرابی پیش‌رونده قاب‌های بتن آرمه پرداخته شده است. به دلیل بزرگ بودن ابعاد تیرها و ستون‌ها در ساختمان‌های بتن آرمه نمی‌توان از اثر ناحیه صلب انتهایی آن‌ها صرف‌نظر نمود. مدت زمان حذف ستون نیز از دیگر پارامترهایی است که با توجه به علت وقوع حادثه می‌تواند مقادیر متفاوتی را به خود اختصاص دهد که در این مطالعه حذف ستون‌ها به صورت ناگهانی، آیین‌نامه‌ای و تدریجی بررسی گردید. برای این منظور دو قاب بتن آرمه ۴ و ۸ طبقه در نرم‌افزار *OpenSees* مدل‌سازی شدند. در هر کدام از این دو قاب، با حذف ستون میانی و گوشه به بررسی میزان تأثیر نواحی صلب انتهایی و مدت زمان حذف ستون‌ها پرداخته شد. در بررسی نواحی صلب انتهایی برای ارزیابی سختی قائم سازه و دوران تیرها با در نظر گرفتن سطح عملکرد، از تحلیل دینامیکی غیرخطی و برای ارزیابی ظرفیت سازه از تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزاینده قائم استفاده گردید. در بررسی پارامتر زمان حذف ستون نیز از تحلیل دینامیکی غیرخطی برای بررسی سختی قائم و بررسی سطح عملکرد تیرها استفاده شد. پس از تحلیل قاب‌ها مشخص شد که نواحی صلب انتهایی تأثیر بسزایی را در افزایش سختی قائم در سازه داشته است؛ این در حالی است که این تأثیر در دوران تیرها و ظرفیت سازه نقش کمتری را ایفا کرده است. مدت زمان حذف ستون نیز نقش مؤثری را در مقدار بیشینه تغییرمکان قائم داشته است. این تأثیر در حذف تدریجی به صورت کاملاً آشکارا دیده شده است اما در حذف ناگهانی و آیین‌نامه‌ای، اختلاف بسیار ناچیز بوده است.

کلمات کلیدی: خرابی پیش‌رونده، قاب بتن آرمه، نواحی صلب انتهایی، مدت زمان حذف ستون، تحلیل دینامیکی غیرخطی، سختی قائم.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2017.86030.1172	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.86030.1172	۱۳۹۷/۰۸/۳۰	۱۳۹۶/۰۴/۰۶	۱۳۹۶/۰۴/۰۶	۱۳۹۶/۰۴/۲۶	۱۳۹۵/۰۶/۰۲
			حمیدرضا اشرفی		*نویسنده مسئول:	
			h.r.ashrafi36@gmail.com		پست الکترونیکی:	

Investigation of progressive collapse in reinforced concrete frames, considering end rigid zones and various scenarios for column removal duration

Hamid Reza Ashrafi^{*1}, Seyed Ali Hassanzadeh²

1- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran

2- M.Sc. of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran

ABSTRACT

In this study, some researches about end rigid zones parameters and column removal duration in progressive collapse reinforced concrete frames are taken place. Due to massive dimensions of beams and columns in reinforced concrete frames, the effect of end rigid zones cannot be ignored. Column removal duration is one of the variables that can have different values considering the cause of an accident in which this study it is assessed in conditions such as suddenly, standard and gradually removal. Therefore, two 4- and 8-storey reinforced concrete frames are analyzed via OpenSees Software. The impact of end rigid zones and column removal duration in either frames has been evaluated by removal of the middle and corner column. In order to evaluate end rigid zones for determining vertical stiffness of structure and beams rotation considering performance level, nonlinear dynamic analysis is used. In addition, to assess structural capacity, nonlinear static analysis of increasing load is applied. To evaluate column removal duration, nonlinear dynamic analysis is used to assess the vertical stiffness and performance level of beams. After analyzing the frames, it was shown that the end rigid zone can have a great impact on increasing vertical stiffness; while having much lower influence on beam rotation and structural capacity. Column removal duration can also have an impressive effect on maximum value of vertical displacement. This effect is highly demonstrated in gradually removal; however there is a slight difference in suddenly and standard removal.

ARTICLE INFO

Received: 23/08/2017

Revised: 20/07/2017

Accepted: 28/07/2017

Keywords:

*Progressive collapse
Reinforced concrete frame
End rigid zones
column removal duration
Nonlinear dynamic analysis
Vertical stiffness*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2017.86030.1172

*Corresponding author: Hamid Reza Ashrafi.

Email address: h.r.ashrafi36@gmail.com

۱- مقدمه

خرابی پیش‌رونده یا خرابی نامتناسب از جمله حوادثی است که در صورت بروز، ممکن است تلفات جبران‌ناپذیری را به سازه وارد کند. خرابی پیش‌رونده به ایجاد یک خرابی اولیه و گسترش آن به کل سازه و یا بخش اعظمی از آن اطلاق می‌شود [۱]. تاکنون آیین‌نامه‌ها و استانداردهای زیادی در مورد خرابی پیش‌رونده به رشته تحریر درآمده است که در میان آن‌ها می‌توان به دستورالعمل اداره خدمات عمومی آمریکا (GSA) [۲] و آیین‌نامه وزارت دفاع آمریکا (DoD) [۳] اشاره نمود. در سال‌های اخیر محتوای این دو استاندارد، بسیار به هم نزدیک شده است؛ به طوری که با خواندن هر دو آیین‌نامه، می‌توان یک برداشت را از بندهای دو آیین‌نامه داشت [۴]. به دلیل بغرنج بودن علت خرابی اولیه، مطابق آیین‌نامه‌های GSA و DoD، روش‌های مختلفی برای ارزیابی سازه در برابر این پدیده وجود دارد که در این میان روش مسیرجایگزین بار^۱ که از دقیق‌ترین و کامل‌ترین روش‌ها است؛ از حذف ستون برای در نظر گرفتن خرابی اولیه استفاده می‌کند. با این عمل در واقع آیین‌نامه‌ها نوع خرابی را مستقل از نوع حادثه (مانند انفجار، آتش‌سوزی، زلزله‌های شدید، خطای طراحی، خطای ساخت و موارد دیگر) تعریف کرده‌اند و با حذف ستون، مقاومت سازه را برای هر نوع بار غیرعادی بررسی می‌کنند. بنابراین می‌توان گفت که آیین‌نامه‌های خرابی پیش‌رونده از یک روش کلی برای بررسی مقاومت سازه در برابر بارهای غیرعادی استفاده می‌کنند.

اتصالات صلب و نواحی صلب انتهایی یکی از بخش‌های مهم مدلسازی ماکروی می‌باشد. مدلسازی صحیح اتصالات می‌تواند تأثیر قابل توجهی بر روی نتایج حاصل از تحلیل سازه در برابر خرابی پیش‌رونده داشته باشد که در آن بائو و همکاران اهمیت این تأثیر را بر روی قاب‌های بتن‌آرمه نشان داده‌اند [۵]. رشیدیان و همکاران [۶] برای ارزیابی تأثیر اتصالات بر روی خرابی پیش‌رونده از مدل مربوط به آلتانتوش [۷] استفاده کردند و به این نتیجه رسیدند که این مدل می‌تواند نتایجی نزدیک به مدل آزمایشگاهی را ارائه دهد. البته استفاده از مدل آلتانتوش با توجه به پارامترهای موردنیاز و پیچیدگی‌های مدلسازی، برای مدل‌های حجیم قابل کاربرد نیست. لیوینگستون و همکاران [۸] برای مدلسازی اتصال تیر به ستون در قاب بتن‌آرمه از مدل فنر برای در نظر گرفتن ترک انتهایی تیرها استفاده نمودند. در این مطالعه ایشان فنرهایی با سختی‌های مختلف را مدلسازی کردند و دریافتند که این مقدار سختی می‌تواند تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای در نتایج داشته باشد. کریمن و همکاران [۹] در ارزیابی ساختمان‌های بتن‌آرمه در برابر خرابی پیش‌رونده ناشی از زلزله، اتصالات تیر به ستون را با منحنی ایبارا-کراواینکلر مدلسازی کردند؛ این مدل اگرچه می‌توانست پاسخی دقیق را شامل شود ولی در صورت استفاده از این مدل نمی‌توان از مقاطع فایبری استفاده نمود. زیرا مقاطع فایبر اندرکنش لنگر-نیروی محوری را در نظر می‌گیرند اما با استفاده از این منحنی نمی‌توان از این مقاطع استفاده نمود و تنها اثر لنگر را می‌توان در نظر گرفت. استفاده از منحنی رفتاری ایبارا-کراواینکلر علاوه بر مشکلات مربوط به مدلسازی، بیش‌تر از آن که برای تحلیل‌های مربوط به خرابی پیش‌رونده ناشی از حذف ستون مناسب باشد برای تحلیل‌های لرزه‌ای مناسب است زیرا در تحلیل‌های لرزه‌ای نیروی محوری ایجاد شده در تیرها به صورت قابل ملاحظه‌ای کمتر از نیروی محوری ایجاد شده در تیرها بر اثر خرابی پیش‌رونده است. تمام مدلسازی‌های مربوط به اتصال تیر به ستون که به صورت ماکروی انجام شده‌اند از یک جهت دارای پیچیدگی در مدلسازی هستند و از طرف دیگر ممکن است بر اثر اشتباه در داده‌های ورودی با نتایجی اشتباه مواجه شد. در این تحقیق سعی شده است که رفتار اتصال صلب با و بدون نواحی صلب بررسی گردد. در سازه‌های بتن‌آرمه به دلیل بزرگ بودن ابعاد تیرها و ستون‌ها نمی‌توان از صلبیت انتهایی در تیرها و ستون‌ها صرف‌نظر نمود. در این مطالعه دو قاب بتن‌آرمه با تعداد طبقات ۴ و ۸ در نظر گرفته شده‌اند و در هر کدام از این قاب‌ها دو ستون حذف شده‌اند که یکی از آن‌ها ستون وسط و دیگری ستون گوشه در طبقه اول قاب‌ها می‌باشند. در بررسی نواحی صلب انتهایی در این پژوهش از تحلیل دینامیکی غیرخطی برای ارزیابی سختی قائم و بررسی سطح عملکرد تیرها و از تحلیل پوش‌داون نیز برای تعیین ظرفیت سازه پس از حذف ستون استفاده شده است.

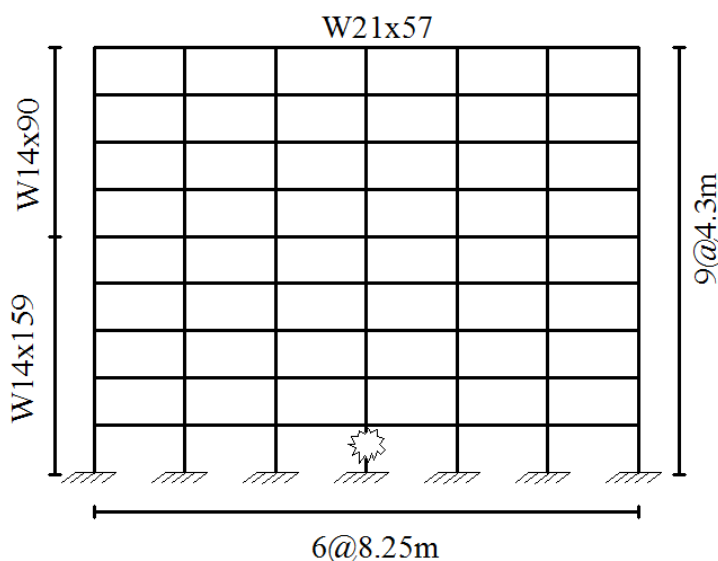
مدت زمان حذف ستون پارامتر دیگری است که در این مقاله مورد بحث قرار می‌گیرد و تأثیر قابل توجه آن بر نتایج نشان داده می‌شود. مدت زمان حذف ستون از موارد مهمی است که تاکنون تحقیقات زیادی روی آن انجام نشده است. رهایی و همکاران [۱۰] پیرامون زمان حذف ستون تحقیقاتی انجام دادند و برای این عمل، حذف ناگهانی و تدریجی را در نظر گرفتند. در حذف تدریجی تمام پارامترهای مربوط

¹ Alternate Path Method (APM)

به آتش‌سوزی را در نظر گرفتند و آن‌ها را در مدلسازی وارد نمودند. در پایان ایشان به این نتیجه رسیدند که تغییر مکان قائم در حذف تدریجی ناشی از آتش‌سوزی حدود ۷۰ تا ۷۸ درصد تغییر مکان در حذف ناگهانی است و مقدار دوران در تیر بالای ستون محذوف نیز حدود ۷۰ تا ۷۳ درصد مقدار دوران در تیر نظیر حذف ناگهانی می‌باشد. در مطالعه حاضر برای حذف ستون در قاب بتن‌آرمه سه نوع زمان حذف در نظر گرفته شده است که عبارتند از: حذف ناگهانی، حذف آیین‌نامه‌ای و حذف تدریجی. در این مطالعه نشان داده می‌شود که نتایج حذف ناگهانی و آیین‌نامه‌ای بسیار به هم نزدیک می‌باشند و این در حالی است که نتایج حذف تدریجی با نتایج آن دو بسیار متفاوت خواهد بود. در هر سناریوی حذف ستون، برای ارزیابی سختی سازه و بررسی سطح عملکرد تیرها از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شده است.

۲- صحت سنجی

در این تحقیق جهت اطمینان از نتایج مدلسازی مربوط به نواحی صلب انتهایی و حذف ستون، یک قاب خمشی فولادی مورد مطالعه قرار داده شده است که در آن مقاومت تسلیم و نهایی فولاد به ترتیب برابر ۳۸۴/۷ و ۵۰۰ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته برابر 2106×10^{11} نیوتن بر مترمربع فرض شده است. این قاب شامل ۶ دهانه با طول ۸/۲۵ متر برای هر دهانه (البته طول خالص تیرها برابر ۷/۸۹ متر فرض شده است و مقدار ۰/۳۶ به عنوان ناحیه با صلبیت انتهایی فرض شده است) و ۹ طبقه با ارتفاع ۴/۳ متر برای هر طبقه در نظر گرفته شده است. بار خطی وارد بر بام و تیپ طبقات به ترتیب برابر ۱۲/۶۷ و ۳۲/۳۷ کیلونیوتن بر متر فرض شده است. برای تمام تیرهای طبقات مقطع $W21 \times 57$ ، برای ستون‌های طبقات اول تا پنجم مقطع $W14 \times 159$ و برای ستون‌های طبقات ششم تا نهم مقطع $W14 \times 90$ انتخاب شده است که در شکل ۱ جزئیات آن نمایش داده شده است. لازم به ذکر است که در مدلسازی این سازه از اثر میرایی صرف‌نظر شده است.

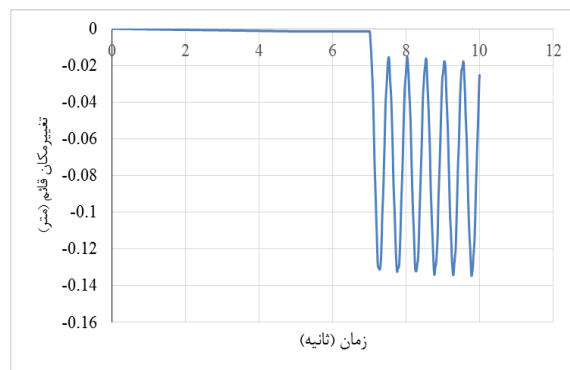


شکل ۱: مدل مورد استفاده توسط نجی و ایرانی [۱۱] و همچنین لی و همکاران [۱۲].

مدل فوق توسط نجی و ایرانی [۱۱] و همچنین لی و همکاران [۱۲] به ترتیب با استفاده از روابط تحلیلی مبتنی بر روابط مکانیک مهندسی (یا تحلیل دستی) و مدل اجزاء محدود مورد بررسی قرار گرفته است. در این تحقیق، این مدل با نرم‌افزار OpenSees [۱۳] مدلسازی شده است. نتایج مربوط به مراجع فوق و همچنین مدل‌سازی این تحقیق در جدول ۱ آمده است. در شکل ۲ نیز نمودار مربوط به تاریخچه تغییر مکان قائم پس از حذف ستون آورده شده است. توجه شود از آنجا که ماهیت خرابی پیش‌رونده به صورت رفت و برگشتی نیست بنابراین برای صحت سنجی مربوط به حذف ستون از نمودارهای هیستریزس استفاده نمی‌شود [۲].

جدول ۱: مقایسه نتایج مربوط به حذف ستون در قاب شکل ۱.

تحقیق حاضر	نجی و ایرانی	لی و همکاران	بیشینه تغییر مکان قائم (سانتی متر)
۱۳/۴	۱۴	۱۳/۲	
۲۲۴۱/۴۵۲	۲۲۴۰/۹۴۷	۲۲۴۰/۹۳	نیروی محوری ایجاد شده در ستون مورد مطالعه قبل از حذف (کیلو نیوتن)



شکل ۲: تاریخچه تغییر مکان قائم در این مطالعه.

باید گفت که در این مدل سازی، اختصاص نواحی صلب انتهایی موجب شد تا نرم افزار OpenSees، بارهای وارد بر آن قسمت از تیرهایی که صلب شده بودند؛ حذف کند. با مقایسه نتایج تحلیل دستی و نرم افزارهای دیگر با نتایج نرم افزار OpenSees نویسندگان این مقاله بر خطای نرم افزار واقف شدند. طی مکاتباتی که نویسندگان مقاله با نویسنده اصلی برنامه OpenSees داشتند به این نتیجه رسیدند که بار موجود در نواحی صلب انتهایی در نرم افزار OpenSees برخلاف نرم افزارهای ماکروی دیگر باید در گره مربوطه وارد شود که جزئیات آن در بخش های بعدی توضیح داده می شود.

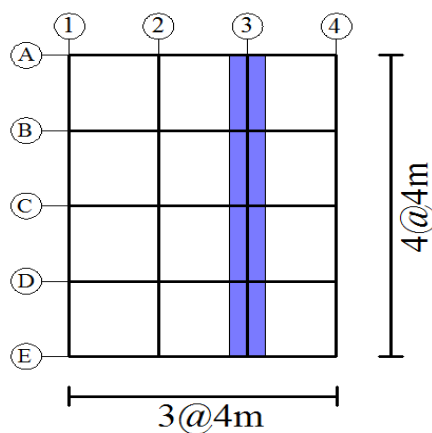
باید خاطرنشان کرد اگرچه مدل مورد استفاده در این تحقیق، مربوط به قاب های بتن آرمه است، اما به دلایل زیر از آوردن قاب بتن آرمه برای صحت سنجی صرف نظر شده است؛ زیرا هدف از صحت سنجی فقط مطمئن شدن از نحوه مدلسازی حذف ستون و نواحی صلب در اتصالات بوده است و این بحث فارغ از نوع سیستم به کار رفته در سازه است. در اغلب مقالات مربوط به مدلسازی آزمایشگاهی با تحلیل استاتیکی غیر خطی بار افزایش یافته یا پوش داوون انجام گرفته اند. در مدل های مربوط به مقالات آزمایشگاهی و عددی نیز اغلب یا مدلسازی پیچیده بوده، یا آن که بعضی از داده های مهم در آن ها موجود نبوده که در نهایت مجبور به حدس داده ها می شدیم که این ممکن بود خطای زیادی را به مدل وارد می کرد (که در این میان می توان به مدلسازی سه بعدی، مدلسازی دیوارهای آجری پرکننده، میرایی و یا مصالح اشاره نمود). تنها تفاوت مدل های مورد نظر در این مقاله فقط به نحوه مدلسازی مقاطع باز می گردد که آن هم خود در بسیاری از مراجع از جمله در [۱۴] به تفصیل بیان شده است.

۳- مدل های مورد بررسی

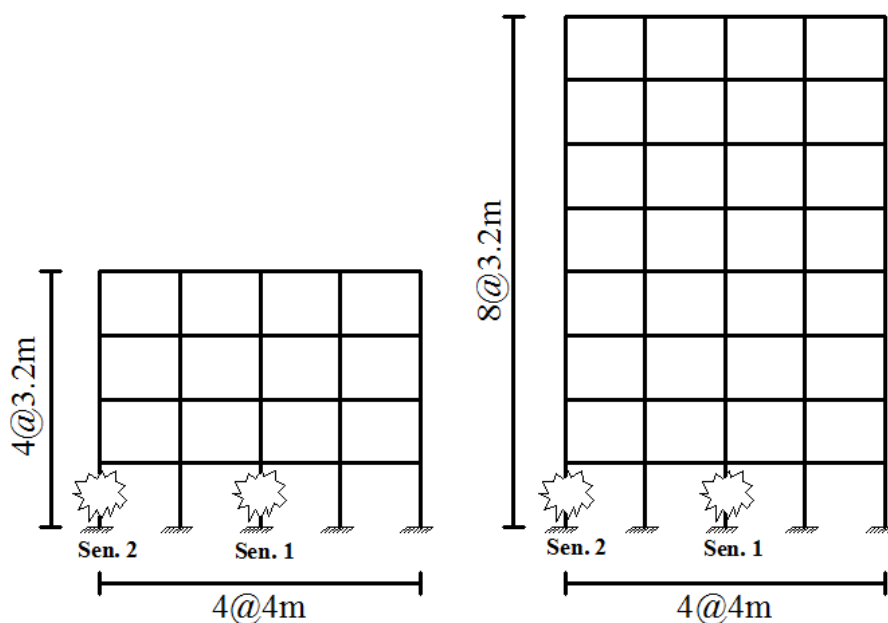
۳-۱- ویژگی های کلی مدل ها

در پژوهش حاضر، دو قاب بتن آرمه با تعداد طبقات ۴ و ۸ طبقه از پلان یک ساختمان بتن آرمه با سیستم قاب خمشی متوسط در هر دو راستا، انتخاب شده است. ارتفاع هر طبقه در دو قاب مذکور، ۳/۲ متر منظور شده است. پلان ساختمان در شکل ۳ و قاب های مورد مطالعه همراه با سناریوهای حذف ستون در شکل ۴ نشان داده شده است. در هر دو قاب سناریوی ۱ مربوط به حذف ستون میانی و سناریوی ۲ مربوط به حذف ستون گوشه است. در این ساختمان بارهای مرده و زنده در تمام طبقات به ترتیب برابر ۵۱۰ کیلوگرم بر مترمربع و ۳۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار دیوارهای پیرامونی برابر ۶۵۰ کیلوگرم بر مترمربع شده است. در این مطالعه جهت ساده سازی و جلوگیری از پیچیدگی بارگذاری در اتاقک پله و آسانسور، بار آن قسمت مشابه بار سقف در نظر گرفته شده است. بار خطی وارد بر قاب با توجه به سطوح

بارگیر محاسبه شده و به المان‌های خطی اختصاص داده شده است؛ جرم آن نیز با توجه به جرم قابل ارتعاش قاب محاسبه شده و به گره‌ها اختصاص داده شده است.



شکل ۳: پلان مورد نظر برای مطالعه حاضر.



شکل ۴: قاب‌های مورد مطالعه و سناریوهای مربوط به آن‌ها.

قاب‌های مورد نظر مطابق آیین‌نامه‌های ساختمانی ایران برای منطقه‌ای با پهنه لرزه‌خیزی خیلی زیاد و خاک نوع II طراحی شده‌اند. جداول ۲ و ۳ به ترتیب مقاطع مورد استفاده در هر یک از قاب‌های ۴ و ۸ طبقه را نشان می‌دهد.

جدول ۲: ابعاد تیرها و ستون‌های مورد استفاده در قاب ۴ طبقه.

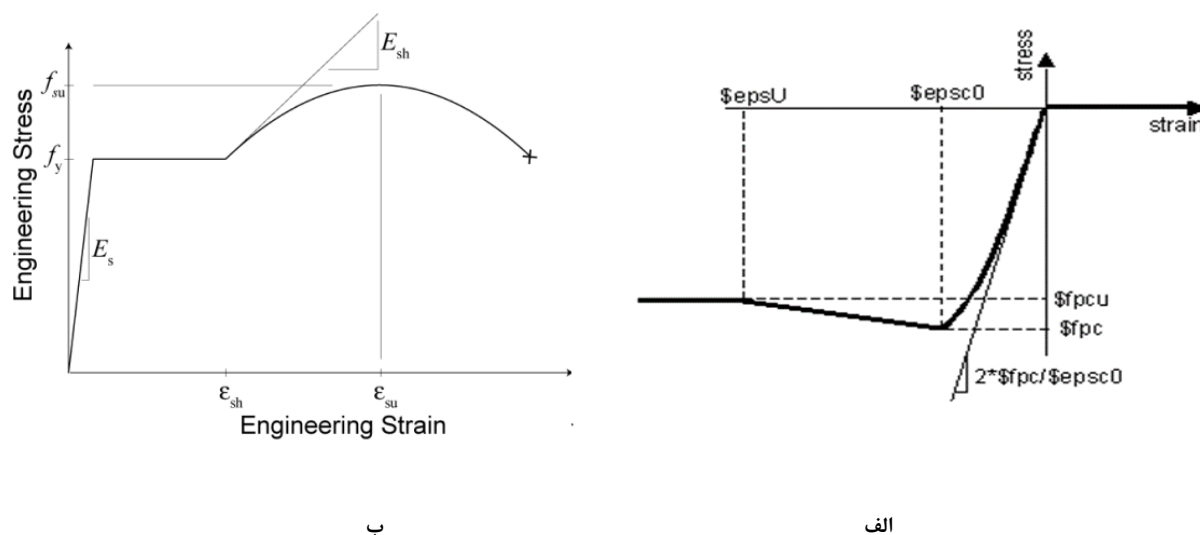
شماره طبقات	ابعاد تیر		ابعاد ستون			
	عرض (سانتی‌متر)	ارتفاع (سانتی‌متر)	تعداد و اندازه میلگردها	عرض (سانتی‌متر)	ارتفاع (سانتی‌متر)	تعداد و اندازه میلگردها
۱ و ۲	۴۵	۴۵	Top ۵Φ۱۸ Bot. ۳Φ۱۸	۴۵	۴۵	۱۲Φ۱۸
۳ و ۴	۳۵	۴۰	Top ۴Φ۱۸ Bot. ۲Φ۱۸	۴۰	۴۰	۸Φ۱۶

جدول ۳: ابعاد تیرها و ستون‌های مورد استفاده در قاب ۸ طبقه.

شماره طبقات	ابعاد تیر			ابعاد ستون		
	عرض (سانتی‌متر)	ارتفاع (سانتی‌متر)	تعداد و اندازه میلگردها	عرض (سانتی‌متر)	ارتفاع (سانتی‌متر)	تعداد و اندازه میلگردها
۱ و ۲	۶۰	۴۵	Top ۸ Φ۲۰ Bot. ۶ Φ۲۰	۶۵	۶۵	۱۶ Φ۲۰
۳ و ۴	۵۵	۴۰	Top ۸ Φ۲۰ Bot. ۶ Φ۲۰	۵۵	۵۵	۱۲ Φ۲۰
۵ و ۶	۴۵	۴۰	Top ۵ Φ۲۰ Bot. ۴ Φ۲۰	۴۵	۴۵	۸ Φ۲۰
۷ و ۸	۴۰	۳۰	Top ۴ Φ۲۰ Bot. ۲ Φ۲۰	۳۵	۳۵	۴ Φ۲۰

۲-۲- مدلسازی

مدل‌سازی قاب موردنظر به صورت ماکروی در نرم‌افزار OpenSees صورت گرفته است و در آن از مصالح concrete01 برای مصالح بتنی استفاده شده است. در این نوع مصالح، تنش کششی بتن برابر صفر فرض شده است و مطابق مرجع [۱۵] این نوع مصالح بتنی به دلیل نداشتن مشکلات همگرایی در تحلیل بسیار مناسب است. از آن‌جا که مقاومت و کرنش بتن محصور شده (بتن موجود در هسته^۲) و بتن محصور نشده (بتن مورد استفاده در پوشش^۳) در مدلسازی خرابی پیش‌رونده با هم تفاوت قابل ملاحظه‌ای دارند؛ برای هر کدام از این دو، مصالح بتنی جداگانه‌ای تعریف شده است که برای این منظور از مدل مرجع [۱۶] استفاده شده است. در ادامه از مصالح ReinforcingSteel برای تعریف میلگردهای فولادی استفاده شده است. برای مصالح بتن، مقاومت فشاری برابر ۲۸ مگاپاسکال و برای میلگردهای فولادی مقاومت تسلیم و نهایی به ترتیب برابر ۴۰۰ و ۶۰۰ مگاپاسکال فرض شده‌اند. مشخصات مربوط به مصالح بتن و فولاد مورد استفاده به ترتیب در شکل‌های ۵-الف و ۵-ب آورده شده است.



شکل ۵: نمودار تنش و کرنش مصالح (الف) مصالح بتنی [۱۷] (ب) مصالح فولادی [۱۸].

² Core concrete³ Cover concrete

از آنجایی که ماهیت خرابی پیش‌رونده هم دینامیکی و هم غیرخطی است؛ در این تحقیق از تحلیل دینامیکی غیرخطی از نوع تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای برای حذف ستون‌ها استفاده شده است. مطابق آیین‌نامه‌های GSA و DoD در هنگام استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی در ارزیابی خرابی پیش‌رونده، باید از ترکیب بار رابطه (۱) برای کل سطوح سازه استفاده نمود.

$$Q = 1.2D.L. + 0.5L.L. \quad (1)$$

در رابطه (۱)، D.L. و L.L. به ترتیب بیانگر بارهای مرده و بارهای زنده وارد بر سازه می‌باشد.

برای تعریف مقاطع، از مقطع فایبر^۴ استفاده شده است. در این مقاطع از مصالح تک‌محوری^۵ برای هر فایبر استفاده می‌شود که این خود موجب می‌شود که فرضیه‌های تیربرنولی را در نظر بگیرد. هر مقطع فایبر خود به تعداد زیادی از فایبر تقسیم شده است که در هر لحظه از آنالیز غیرخطی با توجه با فاصله آن از محور خنثی، متحمل یک کرنش می‌شود. اگر این کرنش در مدول الاستیسیته متناظر ضرب شود یک جزء تنش به وجود می‌آید. در صورتی که این جزء تنش در سطح مقطع مربوط به خود ضرب شود یک جزء نیرو به وجود می‌آید که از انتگرال گیری این جزء نیروها در تمام سطح مقطع، نیروی محوری مقطع حصول می‌شود. در ادامه چنانچه هر جزء نیرو در بازوی آن تا محل تار خنثی ضرب شود؛ جزء لنگری به وجود می‌آید که با انتگرال گیری از این جزء لنگرها می‌توان لنگر خمشی موجود در مقطع را به دست آورد. بنابراین از خصوصیات مقاطع فایبر می‌توان به در نظر گرفتن نیروی محوری و لنگر خمشی در مقطع اشاره کرد. در نظر گرفتن توأم نیروی محوری و لنگر خمشی سبب لحاظ شدن درجات آزادی انتقالی و دورانی در مقطع می‌شود که در مدل‌سازی خرابی پیش‌رونده، درجه آزادی انتقالی از اهمیت بالایی برخوردار است [۱۹]. این در حالی است که در نرم‌افزارهای تجاری بیش‌تر موارد از مفصل پلاستیک که به صورت متمرکز هستند و فقط درجه آزادی دورانی (یا لنگر خمشی) را دارد؛ استفاده می‌شود و آیین‌نامه‌های GSA و DoD نیز بر استفاده از این روش تأکید دارند.

از المان‌های تیرستون غیرخطی^۶ نیز برای تعریف المان‌ها استفاده شده است. این المان‌ها به صورت نیرویی و بر پایه پلاستیسیته گسترده می‌باشند تا رفتار واقعی المان را در تحلیل غیرخطی ارزیابی نماید. جهت برآورد رفتار غیرخطی هندسی از تبدیل همگرد^۷ استفاده شده است که در این نوع تبدیل، تبدیلات هندسی غیرخطی را به صورتی کاملاً دقیق از سیستم محلی به سیستم کلی محاسبه کرده است [۲۰]. در این تحقیق از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به روش انتگرال مستقیم استفاده شده است که در آن میرایی سازه با استفاده از میرایی رایلی^۸ و برابر ۰/۰۵ فرض شده است. برای الگوریتم حل مطابق مرجع [۲۱] از روش کرایلف نیوتن^۹ و برای ساخت انتگرال گیر از روش نیومارک^{۱۰} استفاده شده است. گام‌های زمانی تحلیل برابر ۰/۰۰۱ ثانیه منظور شده‌اند و در بعضی از موارد برای همگرایی، این مقدار به ۰/۰۱ ثانیه افزایش یافته است.

یکی از مهم‌ترین نکات مهم پیرامون تیرهای بتن‌آرمه این است که این اعضاء با ترک خوردگی و جاری شدن میلگردهای کششی، تمایل به کشیدگی در راستای طولی خودشان دارند. این در حالی است که این تمایل به کشیدگی، توسط کف و ستون‌ها بازداشته می‌شود. به این تمایل کشیدگی اصطلاحاً رشد تیر^{۱۱} گفته می‌شود و چون در واقعیت به دلیل مقید بودن تیرها چنین پدیده‌ای روی نمی‌دهد پس باید حتماً تیرهای بتن‌آرمه مقید گردند تا از رشد آن‌ها در جهت طولی جلوگیری شود. مقید نمودن تیرها باعث ایجاد نیروی محوری قابل ملاحظه‌ای در تیرها پس از حذف ستون می‌شود. این نیروی محوری ایجاد شده باعث می‌شود مقاومت تیرها در برابر خرابی پیش‌رونده زیاد شود و تغییر مکان‌های قائم به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش یابند. مقید نمودن تیرها و جلوگیری از رشد آن‌ها در واقع همان گنش زنجیری

⁴ Fiber section

⁵ Uniaxial Material

⁶ nonlinearBeamColumn

⁷ Co-rotational transformation

⁸ Rayleigh damping

⁹ KrylovNewton algorithm

¹⁰ Newmark Method

¹¹ Beam growth

در تیرها را به صورت قابل ملاحظه‌ای تقویت می‌کند. این بخش از مدل‌سازی ساختمان‌های بتن‌آرمه یکی از مهم‌ترین نکاتی است که باید بدان توجه نمود زیرا در غیراینصورت نتایج دستخوش تغییر می‌گردند و مقاومت سازه بسیار کمتر از واقعیت نشان داده می‌شود [۲۲].

۴- بررسی نواحی صلب انتهایی

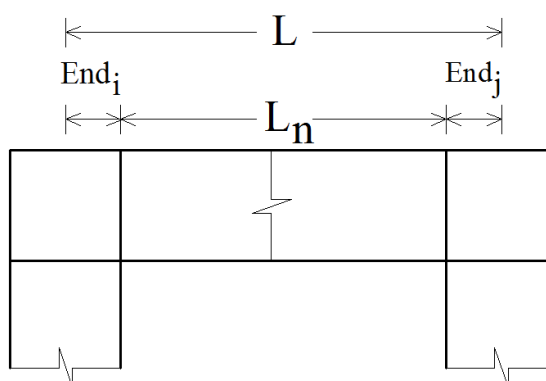
۴-۱- کلیات

در مدل‌سازی سازه‌های ساختمانی به صورت ماکروی، تیرها و ستون‌ها به صورت خط یا المان و اتصالات به صورت نقطه یا گره در نظر گرفته می‌شوند. در این مدل‌ها تأثیر ابعاد تیرها و ستون‌ها لحاظ نمی‌شود. در ساختمان‌های بتن‌آرمه به دلیل بزرگ بودن ابعاد مقاطع، نمی‌توان از تأثیر ابعاد آن‌ها صرف‌نظر نمود. مطابق شکل ۶ در تعریف طول المان‌ها، همواره طول L (یعنی طول محور به محور) به نرم‌افزار معرفی می‌شود اما در واقعیت این طول برابر L_n (یعنی طول خالص که در آن نواحی صلب انتهایی در نظر گرفته شده‌اند) است. از نظر تئوری، در نظر گرفتن ناحیه صلب انتهایی باعث کوتاه‌تر شدن عضو و در نتیجه افزایش سختی در سازه می‌گردد. برای مدل‌سازی این ناحیه صلب در نرم‌افزار OpenSees باید مقدار ناحیه صلب با توجه به مختصات کلی تیرها و ستون‌ها وارد گردد. همانطور که پیش‌تر عنوان شد بار وارد شده به نواحی صلب حذف می‌شود که این قاعده در سایر نرم‌افزارهای ماکروی وجود ندارد. این مشکل که تاکنون در هیچ یک از منابع آموزش این برنامه در وبسایت مربوطه بحث نشده بود برای اولین بار مطرح گردید. در ادامه طی مکاتباتی که نویسندگان این مقاله با نویسنده اصلی برنامه OpenSees داشتند؛ دریافتند که بار موجود در نواحی صلب باید به گره موردنظر وارد شود. در مواردی که تمام وزن موردنظر در اتصال به صورت گسترده در نظر گرفته می‌شود این بار باید مطابق شکل ۷ وارد شود. لازم به یادآوری است که اختصاص نواحی صلب انتهایی موجب حذف شدن بارها در آن نواحی می‌شود؛ بنابراین باید بار را حتماً به گره مربوطه اختصاص داد در غیراینصورت محاسبات با خطا همراه می‌شود. شکل ۶ برای محاسبه مقادیر طول واقعی تیرها با در نظر گرفتن ناحیه صلب در محل اتصال آورده شده است:

$$L_n = L - End_i - End_j \quad (2)$$

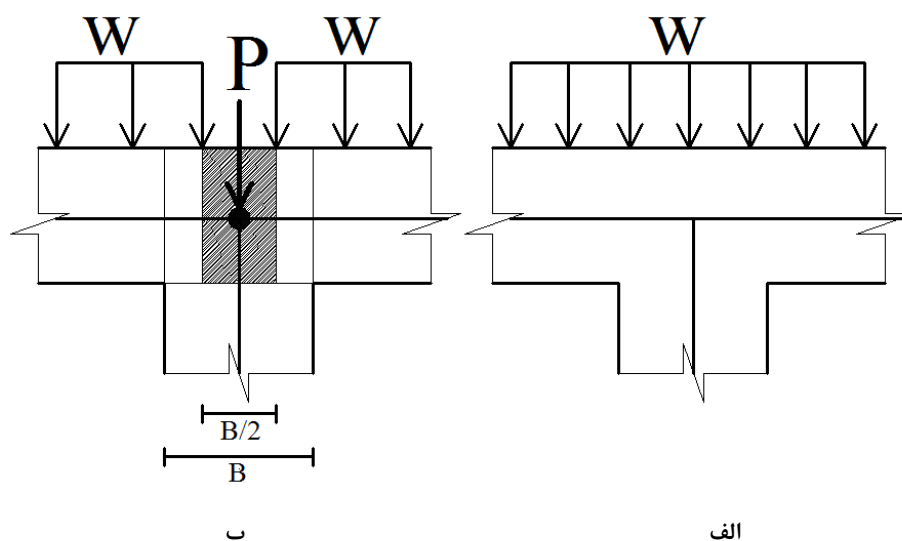
در رابطه (۲)، End_i بیانگر ناحیه صلب در ابتدای تیر، End_j بیانگر ناحیه صلب در انتهای تیر، L طول آکس به آکس تیر و L_n طول خالص تیر است. در تحلیل‌های لرزه‌ای عموماً فقط نصف این نواحی را در تحلیل در نظر می‌گیرند زیرا در نظر گرفتن کل نواحی صلب انتهایی در خلاف جهت اطمینان است. در این تحقیق نیز مانند تحلیل‌های لرزه‌ای فقط نصف طول نواحی صلب در نظر گرفته می‌شود. بنابراین رابطه (۲) به رابطه (۳) تصحیح می‌گردد.

$$L_n = L - \frac{End_i}{2} - \frac{End_j}{2} \quad (3)$$



شکل ۶: طول تیرها با و بدون در نظر گرفتن نواحی صلب انتهایی.

در شکل ۷ چگونگی مدل‌سازی نواحی صلب انتهایی در نرم‌افزار OpenSees آمده است. همانطور که در شکل ۷ مشاهده می‌گردد؛ فقط نصف نواحی صلب در تحلیل در نظر گرفته شده‌اند و از در نظر گرفتن کل ناحیه صلب صرف‌نظر شده است.



شکل ۷: چگونگی مدلسازی نواحی صلب انتهایی در نرم‌افزار OpenSees (الف) اتصال بدون در نظر گرفتن نواحی صلب انتهایی (ب) اتصال با در نظر گرفتن نواحی صلب انتهایی.

در شکل ۷-ب، اگر بار یکنواخت وارد بر تیر باشد و B هم برابر بُعد اتصال باشد؛ آنگاه $B/2$ برابر طول ناحیه صلب می‌گردد. با اختصاص دادن ناحیه صلب در این ناحیه به نرم‌افزار OpenSees، بار گسترده w در این طول حذف می‌شود. بنابراین باید بار حذف شده را به صورت بار متمرکز P به گره مورد نظر وارد نمود. نحوه محاسبه این بار در رابطه (۴) آمده است.

$$P = w \times \frac{B}{2} \quad (4)$$

۴-۲- بحث و نتایج مربوط به تحلیل دینامیکی غیرخطی

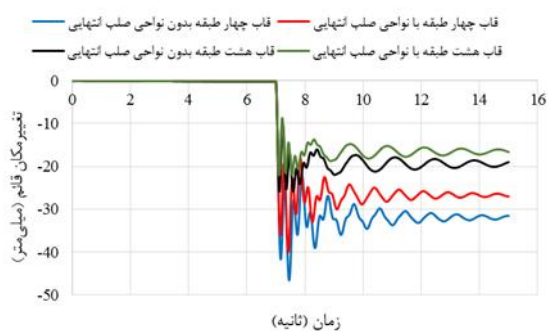
در تحلیل دینامیکی غیرخطی، هنگام حذف ناگهانی ستون در یک قاب، اگر قاب بدون نواحی صلب انتهایی به اندازه Δ_1 بیشینه تغییر مکان قائم را داشته باشد و در قاب با نواحی صلب در سناریوی مشابه به اندازه Δ_2 بیشینه تغییر مکان قائم را تجربه نماید، آنگاه نسبت سختی‌های دو قاب (با و بدون نواحی صلب انتهایی) برابر با عکس تغییر مکان‌ها می‌باشد. در رابطه (۵) جزئیات آن نشان داده شده است.

$$F_1 = F_2 \rightarrow K_1 \Delta_1 = K_2 \Delta_2 \rightarrow \frac{K_2}{K_1} = \frac{\Delta_1}{\Delta_2} \quad (5)$$

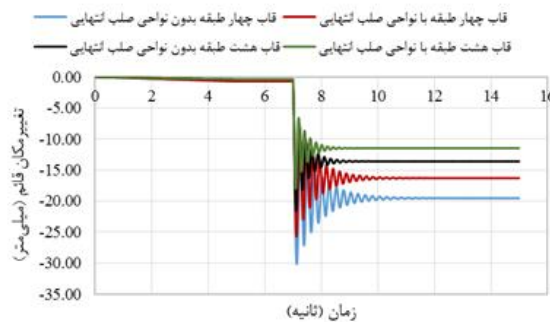
در رابطه (۵)، F_1 و F_2 به ترتیب نیروی ناشی از حذف ستون می‌باشد که برای قاب‌های با هندسه و بار یکسان، برابر می‌باشد. بنابراین مقایسه عکس تغییر مکان‌ها در هر کدام از قاب‌ها با در نظر گرفتن نواحی صلب انتهایی دقیقاً برابر نسبت سختی در همان دو قاب می‌باشد. در جدول ۴ مقادیر مربوط به بیشینه تغییر مکان‌های قائم و نسبت سختی‌ها در تحلیل دینامیکی غیرخطی آورده شده است. در شکل‌های ۸-الف و ۸-ب نیز نمودارهای مربوط به تاریخچه زمانی تغییر مکان قائم گره بالای ستون محذوف آورده شده است.

جدول ۴: تأثیر نواحی صلب انتهایی بر روی تغییر مکان قائم در تحلیل دینامیکی غیر خطی.

طبقه	سناریو	وضعیت نواحی صلب انتهایی	بیشینه تغییر مکان قائم (میلی متر)	درصد افزایش سختی قاب با نواحی صلب انتهایی نسبت به قاب بدون نواحی صلب انتهایی ($\frac{K_2}{K_1}$)
۴	میانی	بدون نواحی صلب انتهایی	۳۰/۱	۱۷/۱۲
		با نواحی صلب انتهایی	۲۵/۷	
	گوشه	بدون نواحی صلب انتهایی	۴۶/۵۸	۱۶/۳۹
		با نواحی صلب انتهایی	۴۰/۰۲	
۸	میانی	بدون نواحی صلب انتهایی	۲۱/۶	۱۹/۸۶
		با نواحی صلب انتهایی	۱۸/۰۲	
	گوشه	بدون نواحی صلب انتهایی	۲۵/۸۸	۱۷/۰۵
		با نواحی صلب انتهایی	۲۲/۱۱	



ب



الف

شکل ۸: نمودار تاریخچه تغییر مکان قائم پس از حذف ستون در قاب‌ها (الف) سناریوی ۱ (ب) سناریوی ۲.

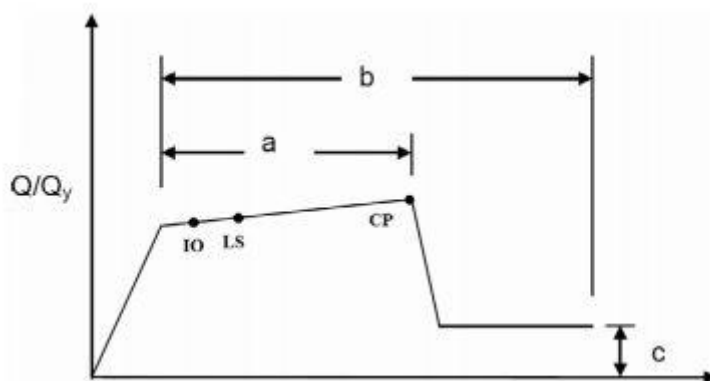
همانطور که در جدول ۴ مشاهده می‌شود؛ وجود نواحی صلب انتهایی موجب افزایش سختی در قاب‌ها می‌شود. این افزایش سختی در سناریوی ۱ بیش‌تر از سناریوی ۲ می‌باشد. علاوه بر این، تأثیر نواحی صلب انتهایی در قاب ۸ طبقه نسبت به قاب ۴ طبقه نیز بیش‌تر می‌باشد به طوری‌که در حذف ستون میانی مقدار افزایش سختی از ۱۷/۱۲ درصد به ۱۹/۸۶ درصد رسیده است و در حذف ستون گوشه همین مقدار از ۱۶/۳۹ درصد به ۱۷/۰۵ درصد رسیده است. دلیل این افزایش درصد در سختی، در واقع همان ابعاد تیرها و ستون‌ها می‌باشد؛ زیرا هر قدر که ارتفاع قاب‌ها بیش‌تر رود؛ مقدار ابعاد تیرها و ستون‌ها نیز بزرگ‌تر می‌شوند که در نتیجه آن طول نواحی صلب انتهایی نیز افزایش می‌یابد. بنابراین می‌توان دریافت که با افزایش ارتفاع سازه، میزان تأثیر نواحی صلب انتهایی در افزایش سختی سازه، بیش‌تر می‌شود. در شکل‌های ۸-الف و ۸-ب نمودارهای مربوط به تاریخچه زمانی گره بالای ستون محذوف در سناریوهای ۱ و ۲ برای هر دو قاب نشان داده شده است. همانطور که از دو شکل معلوم است؛ نواحی صلب انتهایی، تأثیر قابل ملاحظه‌ای هم در بیشینه تغییر مکان قائم و هم در تغییر مکان قائم ماندگار دارند. از نکات قابل توجه پیرامون نتایج بالا آن است که تغییر مکان‌های بیشینه و ماندگار مربوط به قاب ۸ طبقه از تغییر مکان‌های بیشینه و ماندگار قاب ۴ طبقه کمتر است. این اختلاف میان دو قاب به حدی است که تغییر مکان‌های قاب ۴ طبقه با نواحی صلب انتهایی از تغییر مکان‌های قاب ۸ طبقه بدون نواحی صلب انتهایی بیش‌تر می‌باشد. بنابراین با افزایش تعداد طبقات از چهار به هشت طبقه تغییر مکان‌های قائم بسیار کم می‌شوند.

۴-۳- بررسی سطوح عملکردی تیرها

راهنمای GSA2013 برای سطح عملکرد تیرها، معیارهایی را مشخص کرده است. سطح عملکرد تیرهای بتن آرمه در خرابی پیش‌رونده در مقایسه با سطح عملکرد تیرها در بهسازی لرزه‌ای تفاوت قابل ملاحظه‌ای دارد. در خرابی پیش‌رونده به دلیل تغییر مکان‌های قائم زیاد، دوران سطح عملکرد در آستانه فروریزش (CP) از ۰/۰۲۵ به ۰/۰۶۳ افزایش یافته است [۲۳]. در جدول ۵ سطح عملکرد تیرها مطابق آیین‌نامه GSA2013 آورده شده است. در شکل ۹ نیز پارامترهای مربوط به جدول ۵ مشخص شده است. لازم به یادآوری است که پارامترهای IO، LS و CP به ترتیب بیانگر سطوح عملکردی بهره‌برداری بی‌وقفه، ایمنی جانی و در آستانه فروریزش می‌باشند. در جدول ۶، سطح عملکرد و همچنین اختلاف دوران در حالات با و یا بدون نواحی صلب انتهایی آورده شده است.

جدول ۵: پارامترهای مدلسازی غیرخطی و سطوح عملکردی تیرهای بتن آرمه.

پارامترهای مدلسازی			سطوح عملکرد		
نسبت مقاومت باقیمانده			IO	LS	CP
دوران‌های پلاستیک (رادیان)					
a	b	c			
۰/۰۶۳	۰/۱	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۶۳



شکل ۹: تعریف سطوح عملکرد تیرها در خرابی پیش‌رونده [۲۳].

جدول ۶: دوران‌های به وجود آمده در تیرها و بررسی سطح عملکرد تیرهای بالای ستون محدود.

طبقه	سناریو	با یا بدون نواحی صلب انتهایی	بیشینه تغییر مکان قائم (میلی‌متر)	دوران (رادیان)	سطح عملکرد	اختلاف بین دوران‌ها (درصد)
۴	میانی	بدون نواحی صلب انتهایی	۳۰/۱	۰/۰۰۷۵	IO	۹/۳۳
		با نواحی صلب انتهایی	۲۵/۷	۰/۰۰۶۸	IO	
	گوشه	بدون نواحی صلب انتهایی	۴۶/۵۸	۰/۰۱۱۲	LS	۵/۳۶
		با نواحی صلب انتهایی	۴۰/۰۲	۰/۰۱۰۶	LS	
۸	میانی	بدون نواحی صلب انتهایی	۲۱/۶	۰/۰۰۵۴	IO	۱۱/۱۱
		با نواحی صلب انتهایی	۱۸/۰۲	۰/۰۰۴۸	IO	
	گوشه	بدون نواحی صلب انتهایی	۲۵/۸۸	۰/۰۰۶۵	IO	۹/۲۳
		با نواحی صلب انتهایی	۲۲/۱۱	۰/۰۰۵۹	IO	

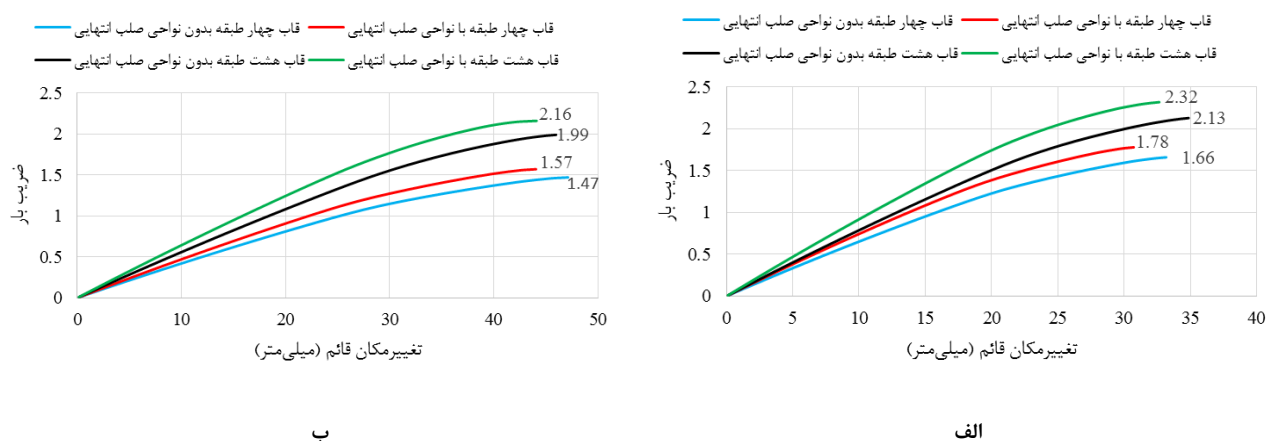
مقدار دوران تیرها در خرابی پیش‌رونده برابر نسبت حداکثر تغییرمکان قائم بر طول تیر می‌شود که در رابطه (۶) بیان شده است [۲۴-۲۵]. در این رابطه Δ برابر بیشینه تغییرمکان قائم پس از حذف ستون، L برابر طول تیر و θ_p نیز برابر دوران پلاستیک می‌باشد. باید توجه داشت که طول تیر در هنگام در نظر گرفتن نواحی صلب انتهایی مطابق رابطه (۳) می‌باشد. بنابراین در هنگام محاسبه دوران تیر باید طول تیری را محاسبه نمود که در آن تغییرشکل وجود داشته باشد به عبارت دیگر زمانی که نواحی صلب در نظر گرفته شود؛ طول این نواحی باید از کل طول تیر کسر گردد.

$$\theta_p = \frac{\Delta}{L} \quad (6)$$

همانطور که از جدول ۶ مشخص است؛ سازه با و بدون وجود نواحی صلب در یک سطح عملکرد قرار دارد. اگرچه مقدار دوران‌های ایجاد شده مقداری با هم اختلاف دارند اما این اختلاف موجب آن نشده است که سطح عملکرد دو حالت با هم متفاوت شود. کمتر شدن اختلاف بین دوران‌ها در دو حالت با و بدون نواحی صلب انتهایی می‌تواند در نتیجه طول واقعی تیرها باشد. زیرا در حالتی که نواحی صلب انتهایی اختصاص داده شده باشند باید طول آن نواحی از طول تیر کسر شود که در نتیجه آن مقدار دوران زیاد می‌شود.

۴-۴- تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزایشی قائم

در این مطالعه برای بررسی ظرفیت قاب‌ها با و بدون لحاظ نمودن اثر نواحی صلب انتهایی از تحلیل استاتیکی غیرخطی قائم یا تحلیل پوش‌داون استفاده شده است. زیرا تحلیل دینامیکی غیرخطی علی‌رغم تمام محاسنی که دارد؛ نمی‌تواند ظرفیت باقیمانده سازه را پس از حذف ستون تا لحظه فروریزش کامل تخمین بزند. تحلیل پوش‌داون به هر دو روش بارکنترل و تغییرمکان کنترل قابل انجام است اما از آنجایی که هدف این تحقیق بدست آوردن بیش‌ترین بار ثقلی می‌باشد از روش بارکنترل استفاده شده است. مطابق تحقیق خاندلوال و ال-تویل [۲۶] تحلیل پوش‌داون به دو صورت انجام می‌شود که در روش اول بار فقط به دهانه‌های آسیب دیده بصورت خطی وارد می‌شود و در روش دوم این بار به تمام دهانه‌ها به صورت خطی وارد می‌شود. در این تحقیق مطابق روش دوم بار ثقلی رابطه (۱) بر تمام دهانه‌ها وارد شده است زیرا این روش یک ارزیابی صحیح را از ظرفیت کل سازه نشان می‌دهد و این در حالی است که افزایش بار در دهانه‌های آسیب‌دیده بیش‌تر ظرفیت محل آسیب دیده را در نظر می‌گیرد. در راهنمای GSA2013 ترکیب بار رابطه (۱) در یک ضریب ضرب شده است تا اثرات دینامیکی ناشی از حذف ناگهانی ستون را در نظر بگیرد. از آنجاکه محاسبه این ضریب به صورت تقریبی است؛ بنابراین در این تحقیق از این ضریب استفاده نشده است و ضریب نشان داده شده در شکل‌های ۱۰-الف و ۱۰-ب براساس ترکیب بار رابطه (۱) می‌باشد که نسبت به آن نرمالیزه شده است.



شکل ۱۰: نمودار مربوط به تحلیل پوش‌داون برای تعیین ظرفیت نهایی قاب‌ها (الف) سناریوی ۱ (ب) سناریوی ۲.

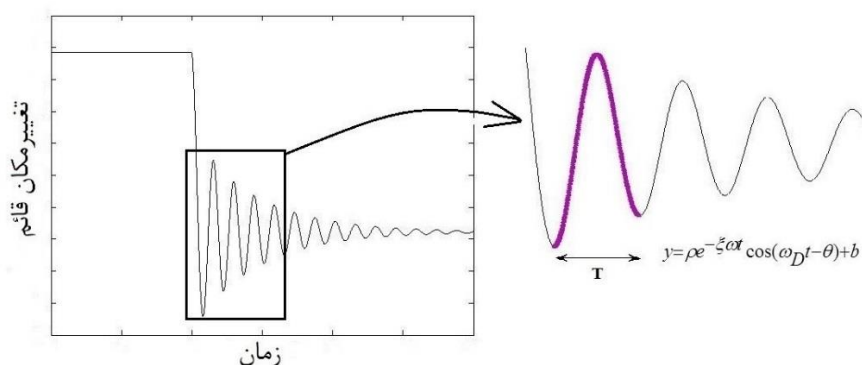
همانطور که در شکل‌های ۱۰-الف و ۱۰-ب مشاهده می‌شود؛ وجود نواحی صلب انتهایی موجب می‌شود که در سناریوی ۱ مربوط به قاب چهار طبقه، ضریب بار نهایی از ۱/۶۶ به ۱/۷۸ افزایش پیدا کند که این امر موجب افزایش ۷/۲۳ درصد از ظرفیت قاب شده است. همین مقادیر در قاب هشت طبقه از ۲/۱۳ به ۲/۳۲ افزایش یافت که این خود معادل افزایش ظرفیت به میزان ۸/۹۲ درصد بوده است. در سناریوی ۲ در قاب چهار طبقه نیز ظرفیت قاب با نواحی صلب از ۱/۴۷ به ۱/۵۷ که معادل ۶/۸ درصد است؛ افزایش یافته است. همین مقادیر برای قاب هشت طبقه از ۱/۹۹ به ۲/۱۶ که معادل افزایش ۸/۵۴ درصد است؛ رسیده است. مقادیر مربوط به تحلیل ظرفیت قاب‌ها نشان می‌دهند که با وجود نواحی صلب انتهایی ظرفیت قاب‌ها افزایش چندانی نیافته است و تأثیر این نواحی کمتر از ۱۰ درصد بوده است. در واقع می‌توان گفت که وجود نواحی صلب انتهایی بیش‌تر بر روی تغییر مکان‌های قائم در قاب مؤثر است و بر روی ظرفیت کلی سازه تأثیر چشمگیری ندارد.

۵- سناریوهای مختلف حذف زمانی ستون‌ها

۵-۱- کلیات

بررسی مدت زمان حذف ستون یکی از پارامترهای مهمی است که تاکنون کمتر بدان پرداخته شده است. همانطور که در مقدمه هم بیان شد؛ خرابی پیش‌رونده یک تحلیل عام برای ارزیابی سازه در برابر بارهای غیرعادی نظیر انفجار، آتش‌سوزی، زلزله‌های شدید، خطای ساخت و خطای طراحی است. هر کدام از بارهای غیرعادی می‌توانند مدت زمان خاصی برای حذف المان‌های باربر مانند ستون‌ها داشته باشند. در حالت کلی سه نوع مدت زمان برای حذف ستون در نظر گرفته شده است. این سه مدت زمان به ترتیب حذف ناگهانی، آیین‌نامه‌ای و تدریجی می‌باشند که در زیر هر کدام به تفصیل آورده شده‌اند [۲۷]:

- حذف ناگهانی: در این حالت ستون موردنظر به صورت ناگهانی و در مدت زمانی نزدیک به صفر، از سازه موردنظر حذف می‌شود. در این تحقیق، این زمان برابر ۱ میلی‌ثانیه در نظر گرفته شده است.
- حذف آیین‌نامه‌ای: در این حالت ستون در مدت زمانی کمتر از یک دهم زمان تناوب ارتعاش دهانه‌های قائم پس از حذف ستون سازه در نظر گرفته می‌شود. منظور از ارتعاش دهانه‌ها پس از حذف ستون در واقع همان منحنی زمان بر حسب تغییر مکان قائم است که در شکل ۱۱ نمایش داده شده است.



شکل ۱۱: زمان تناوب مربوط به حرکت قائم سازه در اثر حذف ستون.

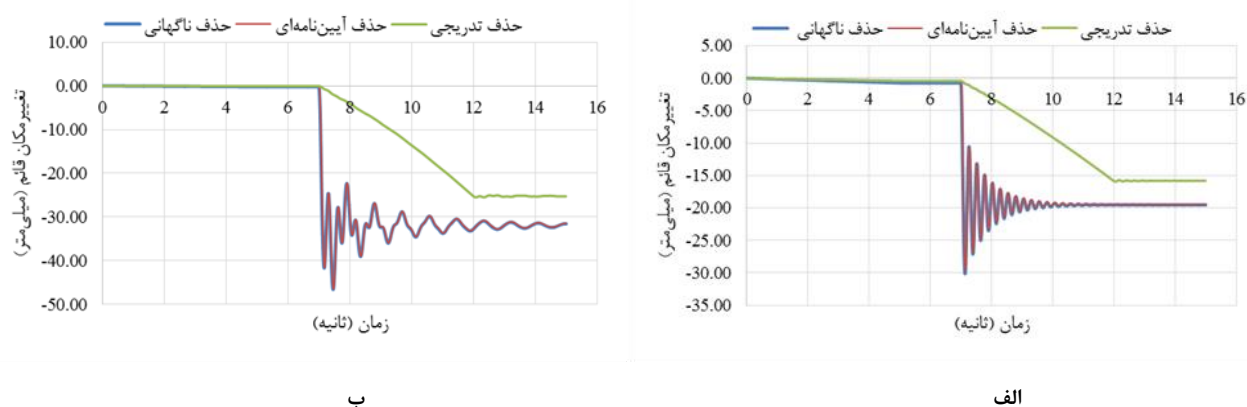
در این مطالعه قاب چهار طبقه دارای زمان تناوب طبیعی $0/59$ ثانیه و زمان تناوب ارتعاش قائم $0/28$ ثانیه بوده است. قاب هشت طبقه نیز دارای زمان تناوب طبیعی $0/97$ ثانیه و زمان تناوب ارتعاش قائم $0/24$ ثانیه بوده است. کمتر بودن زمان تناوب ارتعاش قائم در قاب هشت طبقه به دلیل افزایش سختی قائم در قاب هشت طبقه نسبت به قاب چهار طبقه می‌باشد که در بخش ۴-۲ بدان اشاره شد. بنابراین ستون‌های قاب‌های چهار و هشت طبقه، مطابق راهنمای GSA2013 باید به ترتیب در مدت زمان $0/28$ و $0/24$ ثانیه از سازه حذف شوند.

- حذف تدریجی: در این حالت عکس‌العمل ستون در مدت زمانی طولانی (که در این تحقیق ۵ ثانیه فرض شده است) حذف می‌شود. در هنگام آتش‌سوزی این حالت از حذف ستون می‌تواند به وقوع بپیوندد.

در نرم‌افزار OpenSees امکان حذف مستقیم ستون به کمک دستور حذف المان^{۱۲} وجود دارد [۲۸] و این در حالی است که در سایر نرم‌افزارهای ماکروی امکان حذف مستقیم المان بدون در نظر گرفتن عکس‌العمل جایگزین برای ستون محذوف وجود ندارد. در این نرم‌افزارها برای مدل‌سازی حذف ستون ابتدا نیروی موجود در ستون (ستون موردنظر برای حذف) را با تحلیل استاتیکی به دست آورده و سپس ستون موردنظر را حذف می‌نمایند و عکس‌العمل به دست آمده در مرحله قبل را جایگزین المان حذف شده، می‌کنند. در ادامه برای نشان دادن حذف ناگهانی ستون، نیرویی برابر اما در خلاف جهت عکس‌العمل را در یک مدت زمان دلخواه (که در ادامه این مدت زمان مشخص می‌شود) بر آن گره وارد می‌کنند تا پدیده حذف ستون در خرابی پیش‌رونده مدل‌سازی گردد. در این پژوهش چون مدت زمان حذف ستون مهم می‌باشد؛ حذف ستون به صورت مستقیم با محدودیت‌هایی روبه‌رو می‌شود. در این بخش به خاطر محدودیت حذف المان از حذف عکس‌العمل ستون به جای حذف ستون استفاده گردیده است.

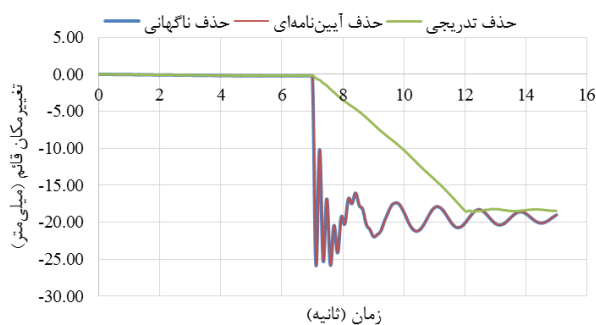
۵-۲- بحث و نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی

در اشکال ۱۲-الف و ۱۲-ب به ترتیب نمودارهای مربوط به تغییر مکان قائم در سناریوهای ۱ و ۲ در قاب چهار طبقه و در شکل‌های ۱۳-الف و ۱۳-ب به ترتیب نمودارهای مربوط به تغییر مکان قائم در سناریوهای ۱ و ۲ در قاب هشت طبقه آورده شده است. در جدول ۷ نیز مقادیر مربوط به بیشینه تغییر مکان‌های قائم در هر کدام از زمان‌های حذف با توجه به نوع قاب و نوع سناریو آورده شده است. لازم به یادآوری است که در این قسمت، نواحی صلب انتهایی در نظر گرفته نشده‌اند.

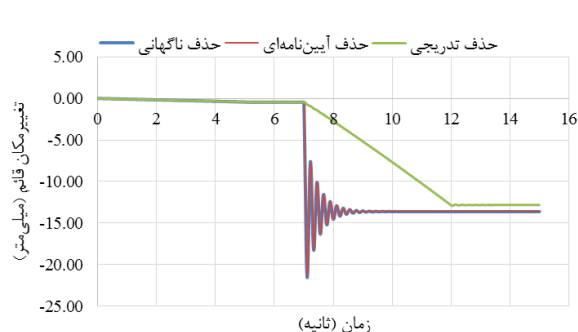


شکل ۱۲: نمودارهای مربوط به تاریخچه تغییر مکان قائم در قاب چهار طبقه (الف) سناریوی ۱ (ب) سناریوی ۲.

¹²Remove element command



الف



ب

شکل ۱۳: نمودارهای مربوط به تاریخچه تغییر مکان قائم در قاب هشت طبقه الف) سناریوی ۱ ب) سناریوی ۲.

از نتایج قابل توجه در اشکال ۱۲ و ۱۳ این است که در قاب هشت طبقه تغییر مکان ماندگار در حالت‌های حذف مختلف زمانی بسیار به هم نزدیک شده است؛ علاوه بر این اختلاف بین بیشینه تغییر مکان‌های قائم آن‌ها نیز نسبت به قاب چهار طبقه کمتر شده است. دلیل کم‌رنگ شدن پارامتر زمان حذف ستون در قاب ۸ طبقه در واقع به ماهیت آن‌ها بازمی‌گردد زیرا در سازه‌های با تعداد طبقات بالاتر ابعاد تیرها و ستون‌ها از یک طرف افزایش می‌یابند و از طرف دیگر با افزایش تعداد طبقات نامعینی سازه بالاتر می‌رود. دلایل فوق باعث کاهش ارتعاش سازه پس از حذف ناگهانی ستون می‌شوند که در نتیجه آن بیشینه تغییر مکان قائم به طور قابل توجهی افزایش نمی‌یابد. مقادیر مطلق مربوط به بیشینه تغییر مکان‌های قائم در سناریوهای قاب‌های چهار و هشت طبقه در جدول ۷ آورده شده است. در جدول ۷ بین زمان‌های حذف ناگهانی، آیین‌نامه‌ای و تدریجی مقایسه‌ای جداگانه انجام شده است تا به طور دقیق اختلاف هر کدام از زمان‌های حذف ستون مشخص شود.

جدول ۷: تأثیر مدت زمان حذف ستون در قاب‌های مورد مطالعه.

قاب	سناریو	نوع زمان حذف	بیشینه تغییر مکان قائم (میلی‌متر)	تأثیر زمان حذف (درصد)		
				تفاوت بین حذف آیین‌نامه‌ای و تدریجی	تفاوت بین حذف ناگهانی و تدریجی	تفاوت بین حذف ناگهانی و آیین‌نامه‌ای
۴ طبقه	میانی	حذف ناگهانی	۳۰/۱			
		حذف آیین‌نامه‌ای	۲۹/۸	۱	۴۷/۱۸	۴۶/۶۴
		حذف تدریجی	۱۵/۹			
	گوشه	حذف ناگهانی	۴۶/۶			
		حذف آیین‌نامه‌ای	۴۶/۵	۰/۲۱	۴۵/۲۸	۴۵/۱۶
		حذف تدریجی	۲۵/۵			
۸ طبقه	میانی	حذف ناگهانی	۲۱/۶			
		حذف آیین‌نامه‌ای	۲۱/۴	۰/۹۳	۴۰/۲۸	۳۹/۷۲
		حذف تدریجی	۱۲/۹			
	گوشه	حذف ناگهانی	۲۵/۹			
		حذف آیین‌نامه‌ای	۲۵/۸	۰/۳۹	۲۸/۱۹	۲۷/۹۱
		حذف تدریجی	۱۸/۶			

همانطور که جدول ۷ مشخص است؛ تفاوت میان حذف ناگهانی و حذف آیین‌نامه‌ای از یک درصد فراتر نرفته است. این امر خود مؤید این واقعیت است که راهنمای GSA2013 از دقت بسیار مناسبی برخوردار می‌باشد. از طرف دیگر مشاهده می‌شود که اختلاف بین بیشینه تغییرمکان قائم در حذف تدریجی نسبت به حذف ناگهانی و آیین‌نامه‌ای بسیار زیاد است. اختلاف بین بیشینه تغییرمکان قائم در حذف ناگهانی و آیین‌نامه‌ای نسبت به حذف تدریجی در قاب چهار طبقه در سناریوهای ۱ و ۲ به طور میانگین ۴۷ و ۴۵ درصد می‌باشد. همین اختلاف در قاب هشت طبقه در سناریوهای ۱ و ۲ به طور میانگین ۴۰ و ۲۸ درصد شده است. اعداد بالا نشان‌دهنده تأثیر زمان حذف ستون می‌باشند که باید توجه خاصی را به آن‌ها مبذول داشت.

۳-۵- بررسی سطوح عملکردی تیرها

برای بررسی سطوح عملکردی در تیرها همانند بخش ۴-۳ باید عمل نمود با این تفاوت که در این بخش طول تیرها برای تمام سناریوها ثابت می‌باشد. از آنجایی که شکل و ضوابط پذیرش در تیرها در بخش ۴-۳ آمده است؛ در زیر تنها به آوردن نتایج مربوط به دوران تیرهای بالای ستون‌های محذوف بسنده شده است. در جدول ۸ دوران مربوط به تیرهای بالای ستون‌های محذوف (بحرانی‌ترین دوران) آورده شده است.

جدول ۸: دوران‌های به وجود آمده در تیرها و بررسی سطح عملکرد تیرهای بالای ستون محذوف.

قاب	سناریو	زمان حذف	بیشینه تغییرمکان قائم (میلی‌متر)	بیشینه دوران در تیرها (رادیان)	سطح عملکرد تیرها
۴ طبقه	میانی	حذف ناگهانی	۳۰/۱	۰/۰۰۷۵	IO
		حذف آیین‌نامه‌ای	۲۹/۸	۰/۰۰۷۴۵	IO
		حذف تدریجی	۱۵/۹	۰/۰۰۳۹۸	IO
	گوشه	حذف ناگهانی	۴۶/۶	۰/۰۱۱۶۵	LS
		حذف آیین‌نامه‌ای	۴۶/۵	۰/۰۱۱۶۳	LS
		حذف تدریجی	۲۵/۵	۰/۰۰۶۳۸	IO
۸ طبقه	میانی	حذف ناگهانی	۲۱/۶	۰/۰۰۵۴	IO
		حذف آیین‌نامه‌ای	۲۱/۴	۰/۰۰۵۲۵	IO
		حذف تدریجی	۱۲/۹	۰/۰۰۳۲۳	IO
	گوشه	حذف ناگهانی	۲۵/۹	۰/۰۰۶۴۸	IO
		حذف آیین‌نامه‌ای	۲۵/۸	۰/۰۰۶۴۵	IO
		حذف تدریجی	۱۸/۶	۰/۰۰۴۶۵	IO

به دلیل آن که طول تیرها در تمام سناریوها با هم برابر است بنابراین اختلاف بین آن‌ها نیز برابر اختلاف بین تغییرمکان‌های آن‌ها می‌باشد که این اختلاف در جدول ۷ آورده شده است. همانطور که در جدول ۸ نشان داده شده است؛ مقدار دوران در حذف تدریجی در تمام سناریوها در محدوده قابلیت استفاده بی وقفه (IO) قرار دارد اما در حذف ناگهانی و تدریجی در سناریوی ۲ در قاب چهار طبقه در ناحیه ایمنی جانی (LS) قرار گرفته است.

۶- نتیجه گیری

در این پژوهش دو قاب چهار و هشت طبقه بتن‌آرمه برای بررسی پارامترهای نواحی صلب انتهایی و مدت زمان حذف ستون در خرابی پیش‌رونده مورد مطالعه قرار گرفتند. برای این منظور هر کدام از پارامترها به صورت مستقل مورد بررسی قرار گرفتند که در پایان نتایج زیر حاصل گردید:

- در نظر گرفتن ناحیه صلب انتهایی موجب کاهش تغییر مکان قائم در تیرهای بالای ستون محذوف گردید که متعاقباً موجب افزایش سختی قائم در قاب شد. در این مطالعه برای تمام قاب‌های مورد مطالعه، سختی قائم در قاب با در نظر گرفتن نواحی صلب انتهایی به طور متوسط حدود ۱۷ درصد افزایش یافت. از سوی دیگر مقدار دوران تیرها و همچنین ظرفیت کلی سازه تأثیری کمتر از حدود ۱۰ درصد را بر افزایش کاهش دوران و یا افزایش ظرفیت قاب‌های مورد مطالعه داشتند. بنابراین اگرچه وجود نواحی صلب سختی قائم سازه را به صورت قابل ملاحظه‌ای افزایش داد اما تأثیر آن در دوران تیرهای بالای ستون محذوف و همچنین افزایش ظرفیت سازه به صورت چشمگیری نبود.
- با افزایش تعداد طبقات قاب از چهار به هشت طبقه، تغییر مکان قاب به طور قابل ملاحظه‌ای در هر دو سناریو کاهش پیدا کرد. این کاهش در تغییر مکان به اندازه‌ای بود که مقدار تغییر مکان قائم در قاب هشت طبقه بدون نواحی صلب انتهایی از همان مقدار در قاب چهار طبقه با در نظر گرفتن نواحی صلب انتهایی کمتر شد. بنابراین با افزایش تعداد طبقات بر نامعینی سازه افزوده شد و در افزایش سختی سازه نقش مؤثری داشت.
- زمان حذف ستون پارامتری مهم و کلیدی در خرابی پیش‌رونده است که با توجه به نوع بار غیرعادی معلوم می‌شود. در این مطالعه مشخص شد که زمان حذف ناگهانی و آیین‌نامه‌ای تطابق بسیار نزدیکی به هم داشته‌اند و با افزایش ارتفاع سازه و بالطبع افزایش زمان تناوب سازه، تفاوت این دو کمتر از یک درصد شد. از طرف دیگر تفاوت قابل ملاحظه‌ای در حذف ناگهانی و آیین‌نامه‌ای با حذف تدریجی ملاحظه شد. این تفاوت در قاب چهار طبقه، بسیار زیاد بود در حالی که این اختلاف در قاب هشت طبقه، کمتر شد زیرا در سازه‌های بلند به دلیل نامعینی بالا، ارتعاش ناشی از حذف ستون به صورت ناگهانی تأثیر کمتری در نتایج دارد. در این مطالعه میانگین اختلاف نتایج بین حذف ناگهانی و آیین‌نامه‌ای با حذف تدریجی در قاب چهار طبقه به ترتیب ۴۷ و ۴۵ درصد به دست آمد و این در حالی است که همین مقادیر در قاب هشت طبقه به ترتیب ۴۰ و ۲۸ درصد حاصل شد.
- در بررسی سطح عملکرد بحرانی‌ترین تیر در هر سناریو، وجود نواحی صلب انتهایی در سطح عملکرد تیرها تأثیرگذار نبود. این در حالی است که در بررسی زمان حذف ستون، در حذف تدریجی، سطح عملکرد تیرهای قاب چهار طبقه از سطح عملکرد حذف ناگهانی و آیین‌نامه‌ای بهتر بوده است. در قاب هشت طبقه تمام سطوح عملکرد تیرها با وجود انواع حذف ستون هیچ تغییری نداشت.
- در این پژوهش هنگام اختصاص دادن بار گسترده به نواحی صلب انتهایی، مشخص شد که نرم‌افزار OpenSees، بر خلاف سایر نرم‌افزارهای ماکرو، بارهای گسترده اختصاص داده شده به نواحی صلب را حذف می‌کند. طی مکاتبات انجام شده توسط نویسندگان این مقاله با نویسنده اصلی نرم‌افزار OpenSees، مشخص شد که بارهای حذف شده در نواحی صلب انتهایی باید به گره‌های مربوطه وارد شوند. رعایت این اصل در نرم‌افزار OpenSees از موارد مهمی است که تاکنون بدان اشاره‌ای نشده است و ممکن است خطای قابل ملاحظه‌ای بر اثر نادیده گرفتن آن در نتایج حاصل شود.

مراجع

- [1] ASCE/SEI 7 (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures*. Reston, Virginia, U.S., Published: American Society of Civil Engineering (ASCE).
- [2] GSA (General Services Administration). (2013). *Alternate path analysis and design guidelines for progressive collapse resistance*. Washington, DC, Published: General Services Administration (GSA).
- [3] DoD (Department of Defense). (2013). *Design of buildings to resist progressive collapse*, Washington, DC (2013). Published: UFC 4-023-03.
- [4] Marchand KA., Stevens DJ. (2015). Progressive Collapse Criteria and Design Approaches Improvement. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 29(5):B4015004.
- [5] Bao Y., Kunnath SK., El-Tawil S., Lew HS. (2008). Macromodel-based simulation of progressive collapse: RC frame structures. *Journal of Structural Engineering*, 134(7), 1079-91.
- [6] Rashidian O., Abbasnia R., Ahmadi R., Nav FM. (2016). Progressive Collapse of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Sub-assemblages: Considering the Effects of a Transverse Frame. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 10(4):479-97.

- [7] Altoonash, A. (2004). *Simulation and damage models for performance assessment of reinforced concrete beam-column joints*. Ph.D. Dissertation, Stanford University, Stanford, CA.
- [8] Livingston E., Sasani M., Bazan M., Sagioglu S. (2015). Progressive collapse resistance of RC beams. *Engineering Structures*, 95,61-70.
- [9] Karimiyan S., Moghadam AS., Kashan AH., Karimiyan M. (2015). Progressive collapse evaluation of RC symmetric and asymmetric mid-rise and tall buildings under earthquake loads. *International Journal of Civil Engineering*, 13(1 A),30-44.
- [10] Rahai A., Asghshahr MS., Banazedeh M., Kazem H. (2013). Progressive collapse assessment of RC structures under instantaneous and gradual removal of columns. *Advances in Structural Engineering*, 16(10),1671-82.
- [11] Naji, A., Irani, F. (2012). progressive collapse analysis of steel frames: simplified procedure and explicit expression for dynamic increase factor. *International Journal of Steel Structures*, 12(4),537-549.
- [12] Lee, C., Kim, S., Han, K. and Lee, K. (2009). Simplified nonlinear progressive collapse analysis of welded steel moment frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 65, 1130-37.
- [13] OpenSees. (2016). *Open system for earthquake engineering simulation*. Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley, CA.
- [14] OpenSees Wiki, (2006). Fiber Section. [online] Available at: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Fiber_Section [Accessed 23 January 2014].
- [15] Bazan ML. (2008). *Response of reinforced concrete elements and structures following loss of load bearing elements*. Ph.D. Dissertation, Northeastern University Boston (MA).
- [16] Scott, BD., Park, R. and Priestley MJN. (1982). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. *ACI Struct. J.*, 79(1), 13-27.
- [17] OpenSees Wiki, (2006). Concrete01 Material. [online] Available at: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Concrete01_Material_--_Zero_Tensile_Strength [Accessed 17 February 2014].
- [18] OpenSees Wiki, (2006). Reinforcing Steel Material. [online] Available at: http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Reinforcing_Steel_Material [Accessed 16 June 2010].
- [19] Sasani,M., Kazemi, A., Sagioglu, S. and Forest, S. (2011). Progressive Collapse Resistance of an Actual 11-Story Structure Subjected to Severe Initial Damage. *Journal of Structural Engineering*, 137(9), 893-902.
- [20] Kazemi-Moghaddam, A. and Sasani, M. (2015). Progressive collapse evaluation of Murrah Federal Building following sudden loss of column G20. *Engineering Structures*, 89, 162-171.
- [21] Scott, MH., and Fenves, G. (2010). Krylov Subspace Accelerated Newton Algorithm: Application to Dynamic Progressive Collapse Simulation of Frames. *Journal of Structural Engineering*, 136(5), 473-480.
- [22] Kazemi A., Sasani M. (2011). Progressive Collapse Analysis of RC Structures Including Beam Axial Deformation. In: *Structures Congress*, Las Vegas: ASCE, 3132-3140.
- [23] Ghahremannejad M., Park Y. (2016). Impact on the number of floors of a reinforced concrete building subjected to sudden column removal. *Engineering Structures*, 111,11-23.
- [24] Marjanishvili S., Agnew E. (2006). Comparison of various procedures for progressive collapse analysis. *Journal of Performance of Constructed Facilities*. 20(4),365-74.
- [25] Kordbagh B., Mohammadi M. (2017). Influence of seismicity level and height of the building on progressive collapse resistance of steel frames. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. [online] 26(2), e1305. Available at: <http://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/tal.1305/full> [Accessed 14. Aug. 2016].
- [26] Khandelwal K., El-Tawil S. (2011). Pushdown resistance as a measure of robustness in progressive collapse analysis. *Engineering Structures*, 33(9), 2653-61.
- [27] Asghshahr MS. (2012). *Evaluation of progressive collapse in reinforced concrete structures with moment frames by considering of weak ductility*. M.S. thesis, Amirkabir University of Technology.
- [28] Talaat,M., Mosalam, Kh. (2009). Modeling progressive collapse in reinforced concrete buildings using direct element removal. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38, 609-634.