

ارزیابی امکان رخداد گسیختگی پیشرونده در قابهای خمشی فولادی (معمولی، متوسط و ویژه) بر اثر حذف ستون

کوروش مهدی زاده^۱، عباس کرم الدین^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

چکیده

ساختمانها در طول عمر مفید خود ممکن است تحت تاثیر تهدیدات خارجی مختلفی قرار گیرند. این تهدیدات می توانند با آسیب رساندن به المانهای اصلی ساختمان باعث گسترش خرابی و گسیختگی پیشرونده در سازه گردند. طی دهه های اخیر محققین تلاش گسترده ای در مورد نحوه ی مقابله با پدیده های غیر طبیعی مانند انفجار، تصادف و خرابکاری های تروریستی نموده اند. در این تحقیق یک سازه ی ۵ طبقه ی فولادی با سیستم های قاب خمشی معمولی، متوسط ویژه (معادل شکل پذیری های کم، متوسط و زیاد) بر اساس آئین نامه های داخلی طراحی و ضوابط هر کدام کنترل شده اند. در ادامه با انتخاب یک قاب میانی، امکان رخداد گسیختگی پیشرونده در اثر حذف ستون های کناری و میانی هر سه قاب بر اساس دستورالعمل های *GSA* و *UFC* بررسی شده است. با تعریف مفاصل پلاستیک متمرکز در انتهای المانها و با استفاده از پارامترهای کاهندگی مقاومت و سختی حاصل از مطالعات آزمایشگاهی سایر محققین، رفتار دینامیکی غیر خطی قابها در اثر حذف ستون بررسی شده است. نتایج نشان می دهد که امکان آسیب قاب های خمشی فولادی ویژه بیش از قابهای خمشی متوسط و معمولی می باشد. همچنین نتایج مشخص می کند که بر خلاف مقاوم سازی های لرزه ای که فراهم کردن شکل پذیری روشی مهم برای کاهش آسیب ساختمانها می باشد، در خرابی های ناشی از بارهای ثقلی، بیشتر بودن مقاومت و سختی اعضا می تواند گسترش خرابی را محدود نماید.

کلمات کلیدی: قاب خمشی فولادی، گسیختگی پیشرونده، شکل پذیری، کاهندگی، دستورالعمل *GSA*، دستورالعمل *UFC*.

| شناسه دیجیتال: | | سابقه مقاله: | | | | |
|----------------|---|--------------|---------------|-----------------|------------|------------------|
| doi: | 10.22065/jsce.2017.89028.1231 | چاپ | انتشار آنلاین | پذیرش | بازنگری | دریافت |
| | http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.89028.1231 | ۱۳۹۷/۰۸/۳۰ | ۱۳۹۶/۰۶/۰۱ | ۱۳۹۶/۰۶/۰۱ | ۱۳۹۶/۰۵/۰۹ | ۱۳۹۶/۰۳/۲۲ |
| | | | | *نویسنده مسئول: | | عباس کرم الدین |
| | | | | پست الکترونیکی: | | a-karam@um.ac.ir |

Evaluation the Possibility of the Occurrence of Progressive Collapse in Steel Moment Frames (Ordinary, Intermediate and Special) Due to Sudden Column Removal

Kourosh Mehdizadeh¹, Abbas Karamodin^{2*}

1- PhD Candidate, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran

ABSTRACT

Buildings during their useful life may be affected by different external threats. These threats can harm the key elements of buildings and thus lead to progressive collapse. In recent decades, researchers have been working extensively on how to deal with abnormal events such as explosions, accidents and terrorist attacks. In this study, a typically 5-story steel structure with ordinary, intermediate and special (low, medium and high ductility levels) moment frames designed based on internal regulations and all criteria have been controlled. Then by selecting a middle two-dimensional frame, the possibility of occurrence of progressive collapse caused by the sudden removal of corner and middle columns of all three frames have been investigated based on the guidelines of the GSA and the UFC. By defining the concentrated plastic hinges at the element ends and by using the strength and stiffness attenuation parameters resulted from laboratory studies of other researchers, non-linear dynamic behavior of frames due to sudden removal of columns have been investigated. Results show that the possibility of damage to special moment frame is more than the intermediate and ordinary moment frames. Also the results indicate unlike the seismic retrofitting that providing ductility is an important method to reduce damages to the buildings, for damages caused by gravity loads, higher strength and stiffness can limit the progress of damages.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

ARTICLE INFO

Received: 12/06/2017

Revised: 31/07/2017

Accepted: 23/08/2017

Keywords:

*Steel Moment Frame
Progressive Collapse
Ductility
Deteriorating
GSA Guideline
UFC Guideline*

doi: 10.22065/jsce.2017.89028.1231

*Corresponding author: Abbas Karamodin.

Email address: a-karam@um.ac.ir

۱- مقدمه

سازه ها در طول عمر مفید خود ممکن است تحت تاثیر تهدیدات مختلفی قرار گیرند. این تهدیدات می تواند وابسته به طبیعت یا غیر طبیعی باشند. طی دهه های گذشته دانش مهندسی در مورد نحوه ی تحلیل و برخورد با پدیده های طبیعی مانند باد، زلزله و واکنشهای متقابل اعضای سازه ای و غیرسازه ای در برابر این پدیده ها گسترش یافته است. تحقیق در زمینه ی تهدیدات انسان ساز و غیر طبیعی نظیر اقدامات تروریستی، انفجار، آتش سوزی، برخورد وسائط نقلیه زمینی و هواپیما به ساختمان و مواردی مشابه آن نیز از مقوله های مهمی هستند که اخیرا به چالشی مهم برای مهندسين سازه تبدیل شده اند. در این گونه تهدیدات، خرابی یک عنصر سازه ای ممکن است منجر به خرابی سایر اعضای سازه ای و فروریختن بخشی و یا حتی کل سازه گردد. این پدیده با عنوان گسیختگی پیش رونده شناخته می شود. در این حالت سازه بعد از ایجاد آسیب موضعی در رسیدن به شرایط تعادل استاتیکی جدید ناتوان می باشد و بسته به شرایط مختلف و نوع سیستم سازه ای، خرابی به سایر المانها گسترش می یابد. بعد از رخداد رونان پوینت (۱۹۶۸) و یا حادثه های مشابه بعد از آن مانند فروریختن برج های مرکز تجارت جهانی در نیویورک (۲۰۰۱)، آئین نامه های مختلفی نظیر^۲ GSA،^۳ DOD،^۴ ASCE و^۵ ACI، پیشنهاداتی را به منظور کنترل این پدیده ارائه داده اند [۱،۲،۳،۴]. دستورالعمل های DOD و GSA به صورت تحلیلی روشهای کنترل ساختمانها در مقابل این رخداد را ارائه داده اند. آئین نامه ی DOD روش مسیر جایگزین بار^۶ APM را به عنوان روشی تحلیلی و مقاومت کلافی را برای مقاوم سازی ساختمانها پیشنهاد می دهد. آیین نامه ی ACI نیز روش طراحی غیرمستقیم را جهت مقاوم سازی ساختمانهای بتن مسلح در برابر این پدیده ارائه می کند. آیین نامه ی ASCE به الزامات ضروری جهت افزایش پیوستگی کلی المانهای سازه اشاره کرده است.

زینیزوسکی^۸ در سال ۲۰۰۹ روشی احتمالاتی جهت بررسی پدیده ی گسیختگی پیش رونده ناشی از انفجار ارائه کرد [۵]. در این مطالعه توزیع ساکنین در ساختمان به صورت احتمالاتی در نظر گرفته شده است و پاسخ سازه به سناریوهای مختلف حذف ستون بررسی شده است. در این تحقیق مساحت کف های فروریخته بعد از تحلیل ساختمان با نرم افزار LS-DYNA ارزیابی شده است و با لحاظ کردن سطح کل زیر بنا، احتمال توزیع ساکنین در طبقات به رخداد گسیختگی پیشرونده ارتباط داده شده است. در این مطالعه استفاده از پانل های سقف کوچکتر برای حفظ جان ساکنین پیشنهاد شده است. جینکو^۹ و همکاران در سال ۲۰۰۹ در مورد ظرفیت قابهای مهاربندی شده در برابر گسیختگی پیشرونده مطالعه کردند [۶]. در این تحقیق پتانسیل انهدام پیشرونده در هشت نوع قاب مهاربندی شده به روش های تحلیل خطی و غیرخطی بررسی شده است. پارک و کیم^۱ در سال ۲۰۱۰ مطالعه ای در زمینه ی گسیختگی پیشرونده ی احتمالاتی سازه های فولادی با در نظر گرفتن اتصالات^{۱۱} WUFB،^{۱۲} RBS و^{۱۳} WCPF انجام دادند [۷]. در این مطالعه عدم قطعیت های ویژگیهای مصالح، تنش تسلیم، مدول الاستیسیته و بار زنده در نظر گرفته شده است و منحنی های شکنندگی با استفاده از روش^{۱۴} FOSM و بر اساس احتمال تجاوز جایابی های عمودی محل حذف ستون از شرایط حدی مشخص توسعه یافته است. نتایج این تحقیق نشان داده است که اتصالات RBS مقاومت بیشتری در مقابل گسیختگی پیشرونده نشان می دهند. همچنین نتایج این تحقیق نشان داده است که در صورت حذف ستون کناری احتمال رخداد گسیختگی پیشرونده نسبت به حذف ستون های داخلی بیشتر است. لیو^{۱۵} در سال ۲۰۱۱ به بررسی رخداد گسیختگی پیشرونده ی قاب های فولادی با استفاده از بهینه سازی سازه ای پرداخته است [۸]. در این پژوهش با استفاده از روش مسیر جایگزین بار، هر سه روش تحلیل استاتیکی خطی، غیر خطی و دینامیکی غیر خطی در ارزیابی امکان رخداد گسیختگی پیشرونده بررسی شده است. زینیزوسکی و

¹ Progressive Collapse

² Ronan Point

³ General Service Administration

⁴ Department of Defence

⁵ American Society of Civil Engineers

⁶ American Concrete Institute

⁷ Alternate Path Method

⁸ Szyniszewski

⁹ Jinkoo

¹⁰ Park and Kim

¹¹ welded Unreinforced Flange-Bolted Web

¹² Reduced Beam Section

¹³ Welded Cover Plate Flange

¹⁴ First-Order Second-Moment Method

¹⁵ Liu

کرواتامر^۶ در سال ۲۰۱۲ گسیختگی پیشرونده ی قابهای فولادی را به روش جریان انرژی در المانهای سازه های فولادی چند طبقه بررسی کردند [۹]. هادیانفرد و واسق در سال ۲۰۱۲ با استفاده از روشهای استاتیکی و دینامیکی خطی و غیر خطی امکان رخداد گسیختگی پیشرونده در قابهای فولادی را بررسی کردند. آنها در این مطالعه نتیجه گرفتند که سازه های فولادی با ارتفاع کمتر از المانهای کمتری در توزیع مجدد بار برخوردارند و ظرفیت آنها در مقابل گسیختگی پیش رونده کمتر است [۱۰]. مروری و حدیدی در سال ۲۰۱۲ رفتار قابهای فولادی را در مقابل گسیختگی پیشرونده به روش دینامیکی غیرخطی بررسی کردند. در این تحقیق با اشاره به دستورالعمل *UFC*، سازه های سه بعدی ۵ و ۲۵ طبقه به روش دینامیکی غیرخطی تحلیل شده است و پاسخهای تاریخچه زمانی مربوط به حذف تک ستون و دو ستون مجاور بررسی شده است. در این تحقیق جابجایی های عمودی، نیروی محوری و لنگر خمشی المانها پس از حذف ستون بررسی شده است [۱۱]. رویروی^{۱۷} و همکاران در سال ۲۰۱۲ به بررسی امکان وقوع فروریزش پیشرونده ی سازه های فولادی تحت اعمال بار حرارتی آتش پرداختند [۱۲]. در این تحقیق یک روش استاتیکی- دینامیکی ارزیابی رخداد فروریزش پیشرونده توسعه یافته است که نشان می دهد قابهای مهاربندی با نسبت بارگذاری کم و مقاطع تیر بزرگتر دماهای بالاتری را تحمل نموده اند. در این مطالعه سیستم مهاربندی به عنوان روشی برای جلوگیری از گسیختگی پیشرونده ی قابها بیان شده است و سختی جانبی بالای قاب به عنوان عاملی برای کاهش تغییر شکل های عمودی کوچکتر در محل ستون های تخریب شده بیان شده است. کیم و جونگ^۸ در سال ۲۰۱۳ گسیختگی پیشرونده در سازه هایی را که ستونهای آنها مایل هستند را بررسی کردند [۱۳]. سازه های مورد نظر با ساختاری با شبکه های مورب طراحی شده بودند و خرابی پیشرونده ی آنها تحت تحلیل های دینامیکی و استاتیکی غیر خطی مورد بررسی قرار گرفته است. در این تحقیق اثر $p - \Delta$ به عنوان پارامتری مهم در ارزیابی رخداد گسیختگی پیشرونده در این سازه ها بیان شده است. توکلی و رشیدی الشتی در سال ۲۰۱۳ گسیختگی پیشرونده در قابهای خمشی فولادی را تحت بارگذاری جانبی بررسی کردند [۱۴]. هدف این مطالعه بررسی رفتار قابهایی است که بر اساس ضوابط آئین نامه های لرزه ای طراحی و کنترل شده اند. به این منظور تحلیل پوش آور^۹ سازه های ۵ و ۱۵ طبقه با ۴ و ۶ دهانه دو بعدی و سه بعدی انجام شده است. در سازه های مورد نظر این مطالعه، با فرض خرابی اولیه در ستونها که می تواند ناشی از انفجار کوچک در ساختمان، برخورد وسایل نقلیه و حتی وقوع زلزله هایی در گذشته باشد، تحلیل پوش آور انجام شده است. با بررسی نمودارهای پوش آور و نحوه ی تشکیل مفاصل پلاستیک، تاثیر خسارت های اولیه در مقاومت ساختمانها در مقابل گسیختگی پیشرونده بررسی شده است. نتایج این تحقیق نشان می دهد که مدل های سه بعدی حساسیت بیشتری به کاهش برش پایه و حذف المانها نشان می دهند. در این تحقیق عنوان شده است که سازه ها در مقابل حذف ستون میانی استحکام بیشتری نسبت به حذف ستون گوشه نشان می دهند. در این پژوهش تاثیر تعداد طبقات و حذف انواع المان ها بررسی شده است. ناطقی و پارسائی^{۱۰} در سال ۲۰۱۳ مطالعه ای در زمینه ی تاثیر خرابی اولیه روی احتمال فروریزش ساختمان یک طبقه انجام دادند. مطابق این تحقیق، در صورتی که در سازه ی مورد نظر نقص اولیه ای وجود داشته باشد، ممکن است در اثر وقوع زلزله این خرابی به سایر المانها و حتی کل سازه گسترش یابد. خرابی پیشرونده ی ناشی از وقوع زلزله می تواند در همه ساختمانها صرفنظر از تعداد طبقات رخ دهد [۱۵]. مشهدی علی و خیرالدین در سال ۲۰۱۴ به ارزیابی گسیختگی پیشرونده ی سیستم ساختاری جدید هگزآگرید^{۱۱} در ساختمان های بلند پرداختند [۱۶]. هگزآگرید یک سیستم لوله ای است که با توسعه ی شش ضلعی های محیطی در ارتفاع سازه ایجاد می شود. این ساختار به عنوان یک سیستم مقاوم موثر در برابر بارهای ثقیلی و جانبی عمل می کند. در این مطالعه دو ساختمان ۲۸ و ۴۸ طبقه که سیستم مقاوم جانبی آنها جهت مقابله با نیروی باد طراحی شده است، مد نظر بوده است. گسیختگی پیشرونده با دو روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی ارزیابی شده است. نتایج تحلیل ها نشان داده می دهد که سیستم هگزآگرید به اندازه کافی پتانسیل توزیع مجدد نیرو را دارا می باشد و این ساختمانها مقاومت قابل توجهی در مقابل گسیختگی پیشرونده از خود نشان داده است. توو و ژائو^{۱۲} در سال ۲۰۱۴ به قضاوت و تعیین اجزای کلیدی در رخداد گسیختگی پیشرونده پرداختند [۱۷]. در این تحقیق ابتدا المانهای کلیدی ساختمانهای بتن آرمه ی مورد نظر مشخص شده اند و سپس ستونها از محل های مختلف به ترتیب های گوناگون حذف شده اند. در این حالت رفتار سایر المانها بررسی و بحرانی ترین حالت

| | |
|--------------------------------|---|
| ¹ Krauthammer | 6 |
| ¹ Ruirui | 7 |
| ¹ Kim and Jung | 8 |
| ¹ Pushover Analysis | 9 |
| ² hexagrid | 0 |
| ² Tu and Zhao | 1 |

ممکن ارائه شده است. نتایج این تحقیق مسیرهای بحرانی حذف ستون را نشان می دهد و نقش المانهای کلیدی را مشخص می نماید. حسینی و همکاران در سال ۲۰۱۴ به بررسی آسیب پذیری قابهای خمشی فولادی در برابر گسیختگی پیشرونده پرداختند [۱۸]. در این پژوهش از دستورالعمل های *UFC* و *GSA* استفاده شده است. در این مطالعه آسیب پذیری قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه به روش تحلیل دینامیکی غیر خطی و با توجه به آئین نامه *DOD* انجام شده است. حذف ستون گوشه در این سازه امکان رخداد گسیختگی پیشرونده را فراهم کرده است. براساس مطالعه ی دیگری که توسط کریمیان و همکاران در سال ۲۰۱۵ انجام شده است، گسیختگی پیشرونده ی سازه های سه بعدی بتنی با نامنظمی در پلان بررسی شده است [۱۹]. در این مطالعه گسیختگی پیشرونده ی ساختمانهای ۶، ۹ و ۱۲ طبقه ی بتنی در دو حالت بدون و با خروج از مرکزیت جرم تحت زلزله بررسی شده است.

هدف از تحقیق حاضر ارزیابی نقش شکل پذیری، سختی و مقاومت المانها در مقابل رخداد گسیختگی پیشرونده ی قابهای خمشی فولادی تحت اثر حذف ستون می باشد. آئین نامه ی طراحی سازه های فولادی (مبحث دهم مقررات ملی ساختمان) سه نوع قاب خمشی فولادی را با شکل پذیری های کم، متوسط و زیاد معرفی نموده است [۲۰]. این قابها به ترتیب با عناوین قاب خمشی فولادی معمولی^{۲۲} (*OMRF*)، قاب خمشی فولادی متوسط (*IMRF*) و قاب خمشی فولادی ویژه (*SMRF*) بیان شده اند. ایبارا و همکاران در سال ۲۰۰۲ روشی جهت ارزیابی فروریزش سیستمهای سازه ای با در نظر گرفتن اثر توام $P - \Delta$ و کاهندگی مقاومت و سختی المانها پیشنهاد کردند [۲۱]. ایبارا^{۲۵} و همکاران در سال ۲۰۰۵، با در نظر گرفتن کاهندگی مقاومت و سختی المانها تحت بارهای سیکلی و دینامیکی، مدل سه خطی *IMK*^{۲۴} را ارائه کردند که کاربرد گسترده ای در تحقیقات مختلف داشته است [۲۲]. در تحقیق حاضر مدلهای سازه ای بر اساس رفتار سه خطی *IMK* و پارامترهای کاهندگی حاصل از نتایج آزمایشگاهی مطالعات لیگنوس و کراوینکلر^{۲۳} سالهای ۲۰۰۹، ۲۰۱۰ و ۲۰۱۱ ایجاد شده است [۲۳، ۲۴، ۲۵]. با توجه به تفاوت نگرش آئین نامه ها در طراحی سازه هائی با شکل پذیری های زیاد، متوسط و کم، ارزیابی رفتار آنها تحت رخداد حذف ستون و میزان خرابی های حاصل از بار ثقلی می تواند تفسیرهای متفاوتی از رفتار این سازه ها ایجاد نماید.

۲- ارائه ی مدل ها

در این مطالعه یک سازه ی فولادی ۵ طبقه با سیستمهای قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه (معادل شکل پذیری های کم، متوسط و زیاد) بر اساس آئین نامه ی داخلی (مبحث ششم و دهم مقررات ملی) و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم طراحی شده است [۲۶، ۲۷، ۲۸]. تعداد دهانه ها در هر طرف ۳، عرض دهانه ها ۵ متر و ارتفاع طبقات نیز ۳ متر در نظر گرفته شده است. بار مرده ی طبقات ۶۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده ی طبقات و بام به ترتیب ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع لحاظ گردیده است. تنش تسلیم فولاد ۲۷۵ مگاپاسکال و مدل الاستیسیته فولاد ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال لحاظ شده است. ضوابط مربوط به چشمه ی اتصال قاب های خمشی ویژه و متوسط کنترل شده است و ضوابط مربوط به برقراری اصل ستون قوی-تیر ضعیف در قاب خمشی ویژه بررسی گردیده است. شکل ۱ نمای سه بعدی سازه را نشان می دهد. به منظور انجام تحلیل ها، یک قاب میانی از سازه ی مورد نظر استخراج شده است. جدول ۱ مقاطع طراحی شده ی تیرها و ستونهای سه قاب را نشان می دهد. با توجه به آزمایش های مختلف برای تیرهای *H* و ستونهای *HSS* توسط لیگنوس و کراوینکلر، روابطی مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی برای پارامترهای مدل اصلاح شده ی *IMK* ارائه شده است [۲۴، ۲۹، ۳۰]. شکل ۲ مدل سه خطی اصلاح شده ی *IMK* را نشان می دهد. بر اساس منابع مذکور، K_e سختی ارتجاعی، θ_y چرخش تسلیم، M_y لنگر تسلیم، M_c لنگر اوج، θ_c چرخش اوج، θ_p ظرفیت چرخش پلاستیک، θ_{pc} ظرفیت چرخش پلاستیک پس از نقطه ی اوج و θ_u چرخش نهائی می باشد. مقدار چرخش نهائی نیز بر اساس مطالعات آزمایشگاهی منابع مذکور مقدار ۰،۰۶ پیشنهاد شده است [۲۵ و ۲۹]. در این تحقیق در دو انتهای المانهای تیر، ستون و یک گوشه ی چشمه ی اتصال از فنرهای پیچشی به منظور لحاظ کردن رفتار غیر خطی استفاده شده است و خود المانها با رفتار الاستیک

| | |
|--|---|
| ² Ordinary Moment Resisting Frame | 2 |
| ² Intermediate Moment Resisting Frame | 3 |
| ² Special Moment Resisting Frame | 4 |
| ² Ibara | 5 |
| ² Ibara Medina Krawinler | 6 |
| ² Lignos and Krawinkler | 7 |
| ² Hollow Structural Section | 8 |

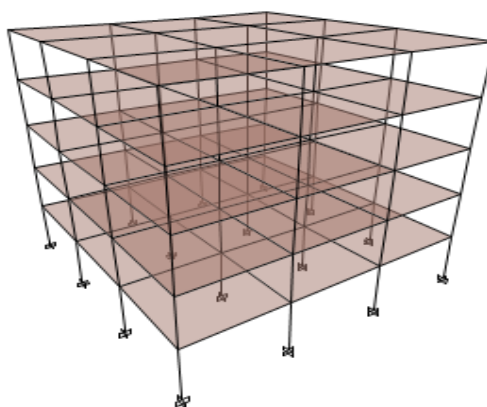
مدل شده اند. به مفاصل پلاستیک تیرها و ستون ها، رفتار مدل اصلاح شده ی IMK با پارامترهای مراجع فوق اختصاص یافته است. چشمه ی اتصال نیز بر اساس مطالعه ی گوپتا و کراوینکلر^۲ مطابق روابط ۱ الی ۴ مدل سازی شده است [۳۱]. شکل ۲ همچنین رفتار سه خطی چشمه ی اتصال را بر اساس روابط پیشنهادی نشان می دهد.

$$V_y = 0.55 F_y d_c t_p \quad (۱)$$

$$V_p = V_y \left(1 + \frac{3b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \quad (۲)$$

$$\gamma_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}G} \quad (۳)$$

$$\gamma_p = 4\gamma_y \quad (۴)$$



شکل ۱: سازه ی فولادی ۵ طبقه ی مورد نظر در این تحقیق

جدول ۱: مقاطع طراحی تیرها و ستونهای قاب میانی سازه های ۵ طبقه

| موقعیت و نوع المانها | | OMRF | IMRF | SMRF |
|----------------------|------|----------------|----------------|----------------|
| طبقه اول | تیر | IPE450 | IPE400 | IPE360 |
| | ستون | HSS 320x320x20 | HSS 300x300x12 | HSS 330x330x15 |
| طبقه دوم | تیر | IPE450 | IPE400 | IPE360 |
| | ستون | HSS 320x320x20 | HSS 300x300x12 | HSS 330x330x15 |
| طبقه سوم | تیر | IPE450 | IPE400 | IPE330 |
| | ستون | HSS 260x260x10 | HSS 280x280x12 | HSS 290x290x12 |
| طبقه چهارم | تیر | IPE400 | IPE360 | IPE330 |
| | ستون | HSS 260x260x10 | HSS 260x260x12 | HSS 290x290x12 |
| طبقه پنجم | تیر | IPE360 | IPE360 | IPE300 |
| | ستون | HSS 240x240x10 | HSS 260x260x12 | HSS 270x270x10 |

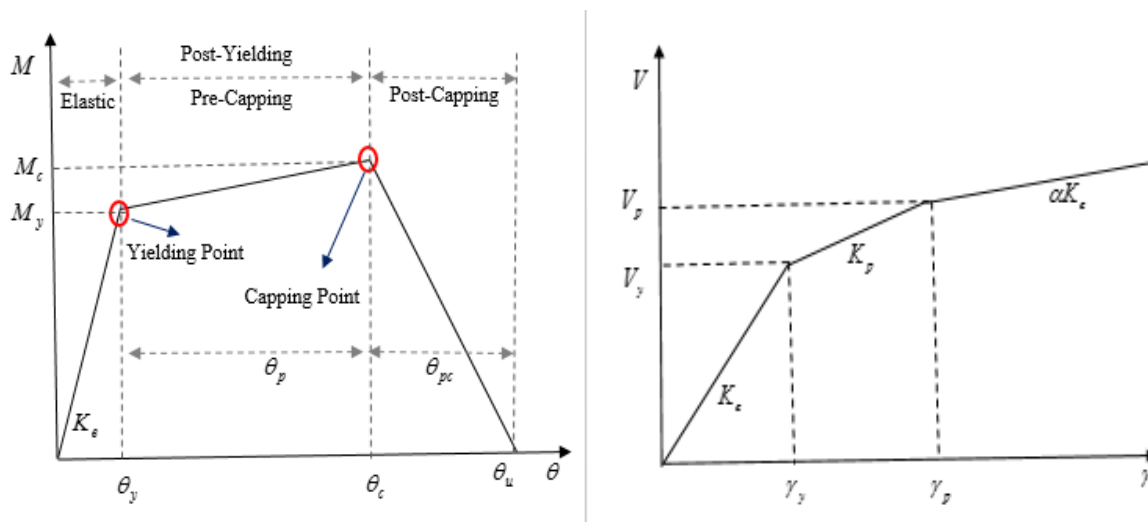
در روابط فوق F_y تنش تسلیم فولاد، d_c عمق ستون، b_c پهنای بال ستون، t_p ضخامت جان، t_{cf} ضخامت بال ستون، G مدول برشی، V نیروی برشی و γ تغییر شکل برشی می باشد. سایر پارامترها در شکل ۲ مشخص شده اند. α پارامتر سخت شدگی کرنشی است که مقدار آن در این تحقیق ۳ درصد لحاظ گردید [۳۱]. مطابق منابع [۲۴،۳۰]، پارامترهای مدل کاهندگی تیرهای H با ارتفاع کمتر از ۵۳۳ میلیمتر نیز مطابق روابط ۵ الی ۷ می باشد.

² Gupta and Krawinkler

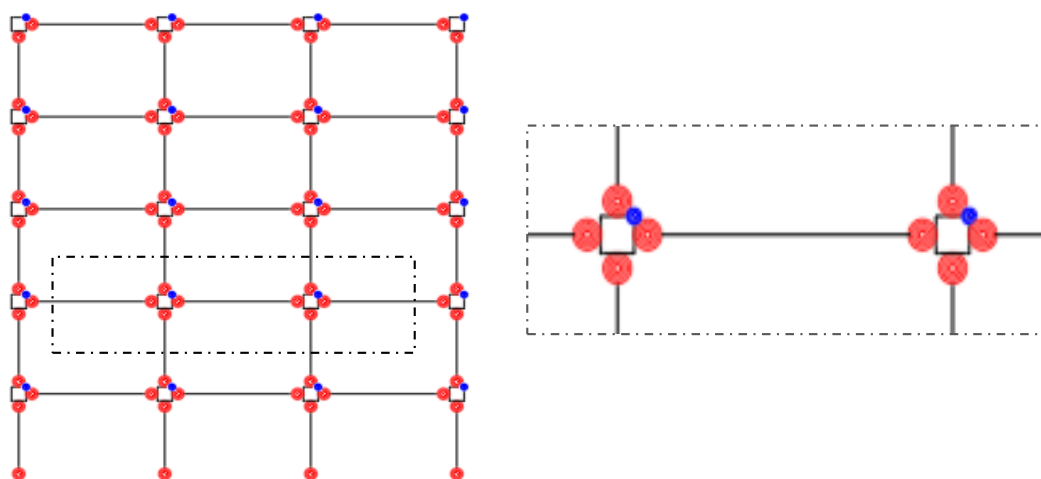
$$\theta_p = 0.0865 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.365} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.140} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.340} \left(\frac{C_1 U_{nit} d}{533}\right)^{-0.721} \left(\frac{C_2 U_{nit} F_y}{355}\right)^{-0.230} \quad (5)$$

$$\theta_{pc} = 5.63 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.565} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.800} \left(\frac{C_1 U_{nit} d}{533}\right)^{-0.280} \left(\frac{C_2 U_{nit} F_y}{355}\right)^{-0.430} \quad (6)$$

$$\Lambda = \frac{Et}{M_y} = 495 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1.34} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.595} \left(\frac{C_2 U_{nit} F_y}{355}\right)^{-0.360} \quad (7)$$



شکل ۲: نمودار کاهش‌دهی سه خطی بر اساس مدل اصلاح شده ی IMK [۲۲ و ۲۵] و رفتار سه خطی چشمه اتصال [۳۱]



شکل ۳: مدل قاب میانی سازه ی مورد نظر با مفاصل پلاستیک تعریف شده در المانهای تیر ، ستون و چشمه ی اتصال

همچنین مطابق مرجع [۲۹]، برای ستون های HSS روابط ۸ الی ۱۰ ارائه شده است.

$$\theta_p = 0.614 \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.05} \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{1.18} \left(\frac{C F_y}{380}\right)^{-0.11} \quad (8)$$

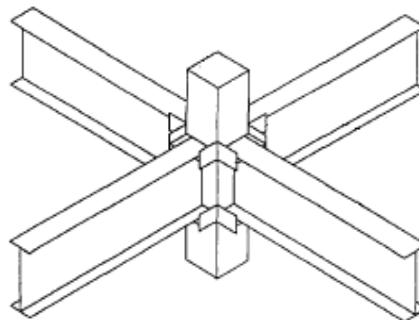
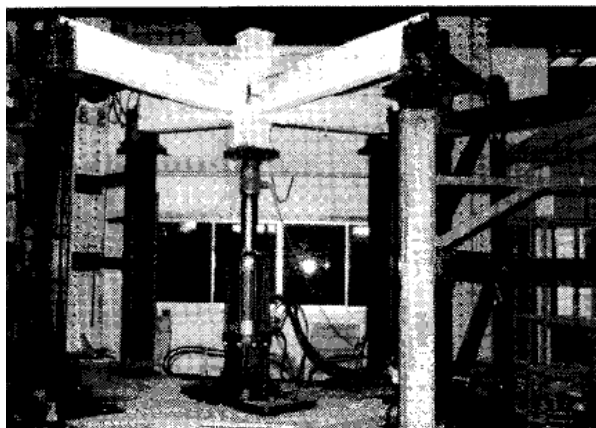
$$\theta_{pc} = 13.82 \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.22} \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{3.04} \left(\frac{C F_y}{380}\right)^{-0.15} \quad (9)$$

$$\Lambda = \frac{E_t}{M_y} = 3012 \left(\frac{D}{t}\right)^{-2.49} \left(1 - \frac{N}{N_y}\right)^{3.51} \left(\frac{CF_y}{380}\right)^{-0.20} \quad (10)$$

در روابط فوق L طول المان، t_f ضخامت جان، d ارتفاع مقطع، h عمق جان، b_f پهنای جان، t_w ضخامت جان، N نیروی محوری ستون و N_y نیروی محوری تسلیم ستون می باشد. پارامترهای تبدیل واحد هستند و در صورتی که ابعاد پارامترها بر حسب mm و MPa باشند مقادیر آنها برابر با یک خواهد بود. پارامتر D بعد ستون و t ضخامت ستون می باشد. E_t ظرفیت اتلاف انرژی هیسترتیک المان، M_y لنگر تسلیم المان و Λ ظرفیت دوران تجمعی المان می باشد. مطابق مطالعه ی لیگنوس و کراوینکلر در روابط پیشنهادی ستونهای HSS، مقدار تنش تسلیم $275 \text{ Mpa} \leq F_y \leq 500 \text{ Mpa}$ و $18 \leq \frac{D}{t} \leq 100$ بوده است [۳۲].

۳- صحت سنجی مدل سازی

شانموگام و تینگ در سال ۱۹۹۵ رفتار یک اتصال تیر به ستون فولادی را تحت بار سیکلی بررسی کردند [۳۳]. در این اتصال ۴ تیر با مقطع I به ستون مرکزی HSS متصل شده است. تیرها دارای طول ۱٫۵ متر و طول ستون نیز ۱ متر بوده است. تیرها در هر چهار طرف توسط سخت کننده های T شکل به ستون میانی جوش داده شده بودند. در این تحقیق مدل آزمایشگاهی $4TC1$ به منظور شبیه سازی رایانه ای توسط نرم افزار $OpenSEES 2.5.0$ انتخاب شده است [۳۴]. شکل ۴ مدل اتصال مورد نظر و دستگاه آزمایش را نشان می دهد. جدول ۲ و ۳ جزئیات اتصال و ویژگیهای مصالح را نشان می دهد. به منظور مدل سازی تیرها از المانهای الاستیک با فنرهای متمرکز پلاستیک در دو انتها استفاده شده است. مصالح اختصاص یافته به فنرها مدل سه خطی IMK بوده است. با توجه به تقارن اتصال، از مدل دو بعدی آن استفاده شده است و در انتها بار وارده دو برابر شده است. شکل ۵ مدل رایانه ای و نتیجه ی حاصل از صحت سنجی را نشان می دهد. همانطور که ملاحظه می گردد نتایج این تحقیق تطابق خوبی با مطالعه ی مرجع دارد.



شکل ۴: دستگاه آزمایش و نمونه ی مورد نظر جهت صحت سنجی در این مطالعه [۳۳]

جدول ۲: مشخصات هندسی اتصال مورد نظر [۳۳]

| نمونه | ابعاد ستون (میلیمتر) | ابعاد تیر (میلیمتر) | ابعاد سخت کننده (میلیمتر) ۲۰۰ میلی متر طول |
|-------|-----------------------|---------------------|--|
| 4CT1 | ۲۰۰×۲۰۰×۱۲ | ۲۵۴×۱۰۲×۲۲٫۳۲ | ۱۲۷×۷۶ |

جدول ۳: مشخصات مصالح فولادی اجزای مختلف اتصال مورد نظر [۳۳]

| نمونه ی مورد آزمایش | مدول یانگ | مقاومت تسلیم |
|---------------------|-----------|--------------|
|---------------------|-----------|--------------|

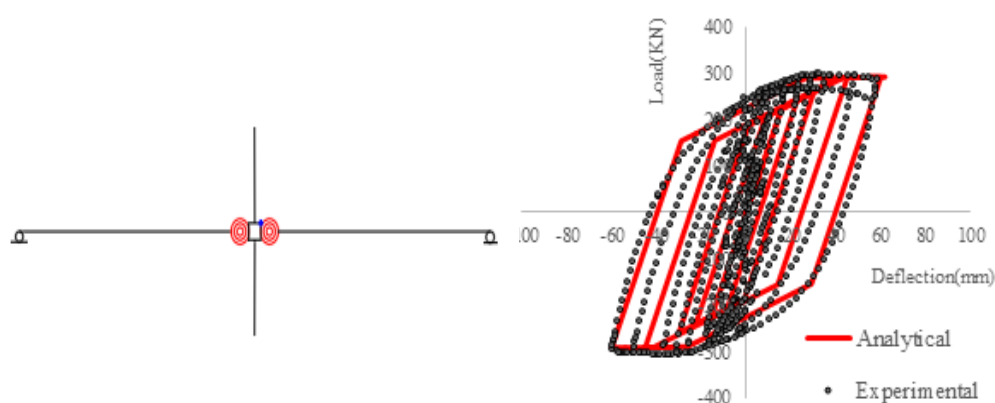
³ Shanmugam and Ting

0

³ Open System for Earthquake Engineering Simulation

1

| | نیوتن بر میلیمتر مربع | نیوتن بر میلیمتر مربع (× ۱۰۰۰) |
|---------------|-----------------------|--------------------------------|
| ستون | ۳۰۳ | ۲۰۰ |
| بال تیرها | ۳۰۲ | ۲۰۰ |
| جان تیرها | ۳۱۲ | ۲۰۰ |
| بال سخت کننده | ۲۷۹ | ۲۰۰ |
| جان سخت کننده | ۲۸۵ | ۲۰۰ |



شکل ۵: مدل شبیه سازی شده ی رایانه ای و نتیجه ی صحت سنجی

۴- نتایج تحلیل

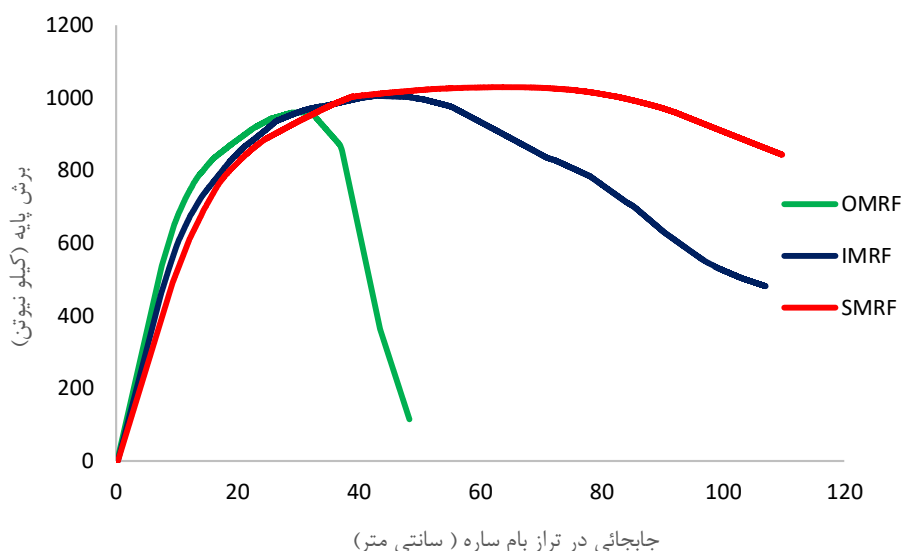
به منظور ارزیابی شکل پذیری قابهای مورد نظر، تحلیل های استاتیکی غیر خطی^۲ (بار جانبی افزاینده ی استاتیکی) انجام شده است. با تغییر ضخامت مقاطع و سعی و خطا، طرح نهائی المانها طوری تعیین شده است که به لحاظ مقاومت جانبی و سختی، سه قاب شرایط مشابهی داشته باشند و اختلاف اساسی آنها شکل پذیری باشد. شکل ۶ نمودارهای تحلیل استاتیکی غیر خطی سه قاب را نشان می دهد. بر اساس دستورالعمل^۳ FEMA شکل پذیری سه قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه از نمودارهای این شکل به ترتیب ۲،۳، ۲،۲ و ۴،۳ بدست می آید [۳۵]. در محاسبه شکل پذیری بر اساس این دستورالعمل، جابجائی در ۸۰ درصد مقاومت جانبی بر جابجائی انتهای رفتار خطی در مدل دو خطی تقسیم می شود.

³ Non-Linear Static Analysis

2

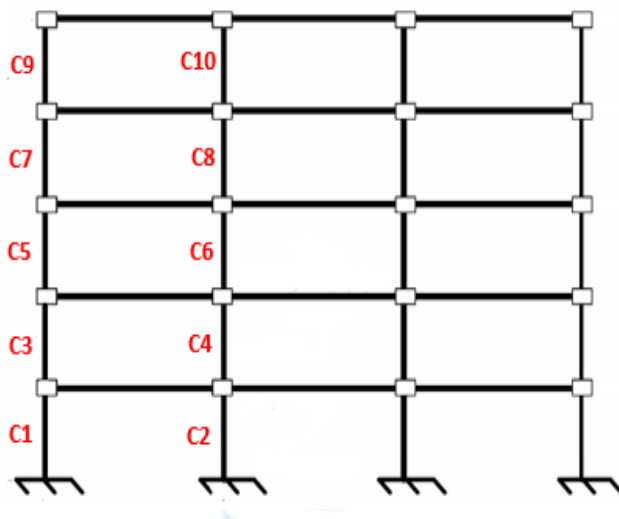
³ Federal Emergency Management Agency

3



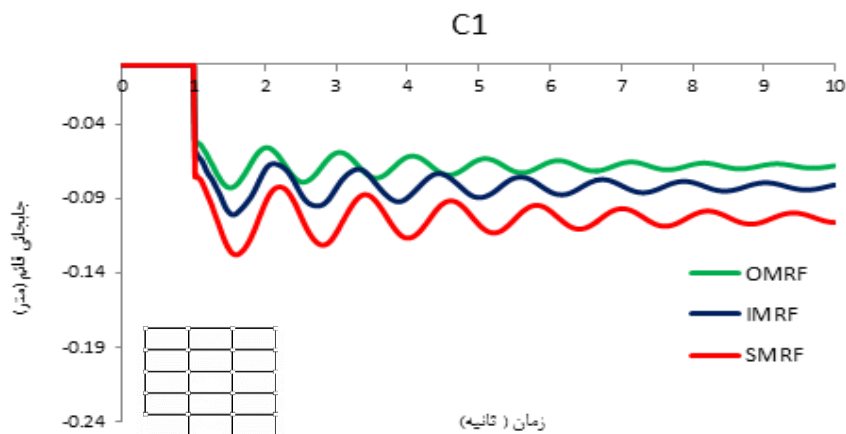
شکل ۶: نمودارهای تحلیل استاتیکی غیر خطی قاب های خمشی معمولی، متوسط و ویژه

به منظور بررسی رفتار ۳ قاب تحت اثر حذف ناگهانی ستون، ۱۰ سناریوی مختلف شامل حذف ستونهای کناری و میانی در نظر گرفته شده است. تحلیل تمامی سناریوها به روش دینامیکی غیر خطی و در مدت زمان ۱۰ ثانیه انجام شده است. حذف ستون در ثانیه ی اول تحلیل صورت گرفته است. شکل ۷ ده سناریوی C1 الی C10 را نشان می دهد. با توجه به تقارن سازه حذف سایر ستون ها لازم نمی باشد.

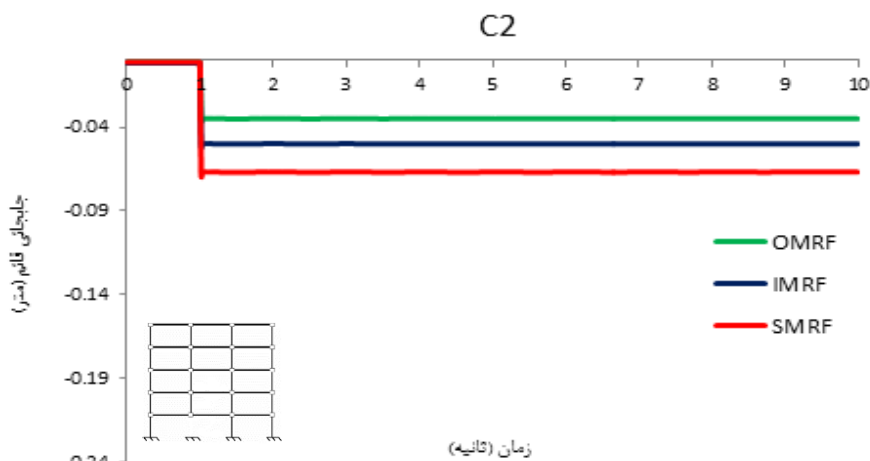


شکل ۷: سناریوهای مختلف حذف ستون در قابهای خمشی معمولی، متوسط و ویژه

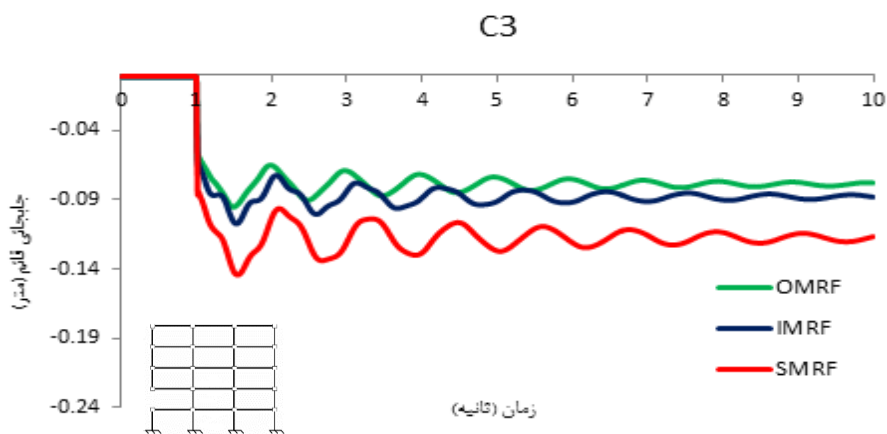
شکل ۸ جابجائی عمودی محل حذف ستون در سناریوی C1 را برای سه قاب خمشی در مدت زمان ۱۰ ثانیه نشان می دهد. ملاحظه می شود که بیشترین جابجائی عمودی مربوط به قاب خمشی ویژه می باشد. کمترین جابجائی عمودی نیز مربوط به قاب خمشی معمولی می باشد. اشکال ۹ الی ۱۷ نمودارهای مربوط به جابجائی عمودی محل حذف ستون را در سناریوهای C2 الی C10 نشان می دهند.



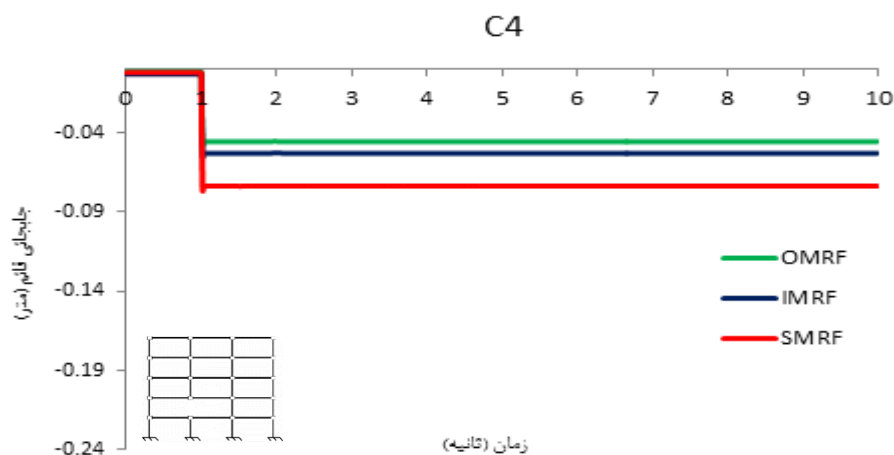
شکل ۸: جابجایی عمودی محل حذف ستون در سناریوی C1



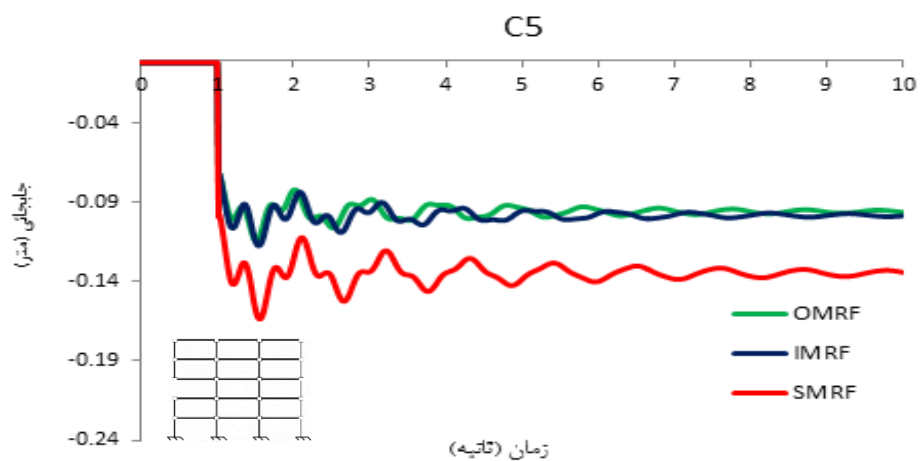
شکل ۹: جابجایی عمودی محل حذف ستون در سناریوی C2



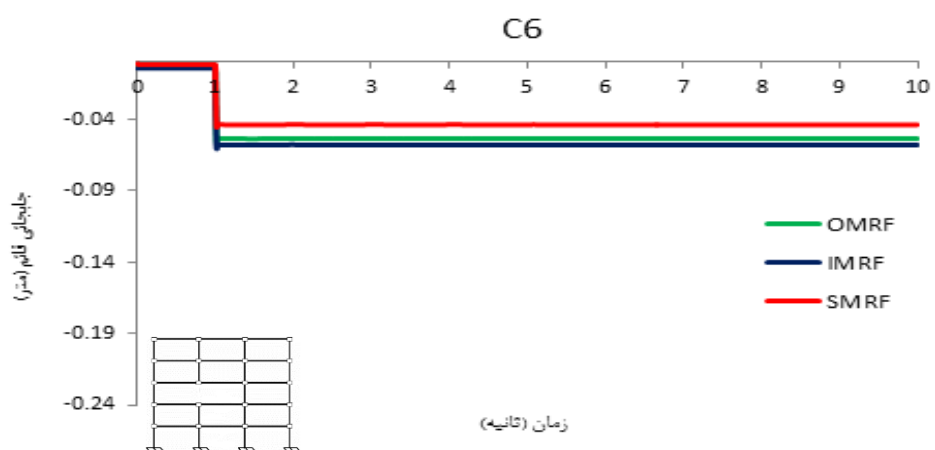
شکل ۱۰: جابجایی عمودی محل حذف ستون در سناریوی C3



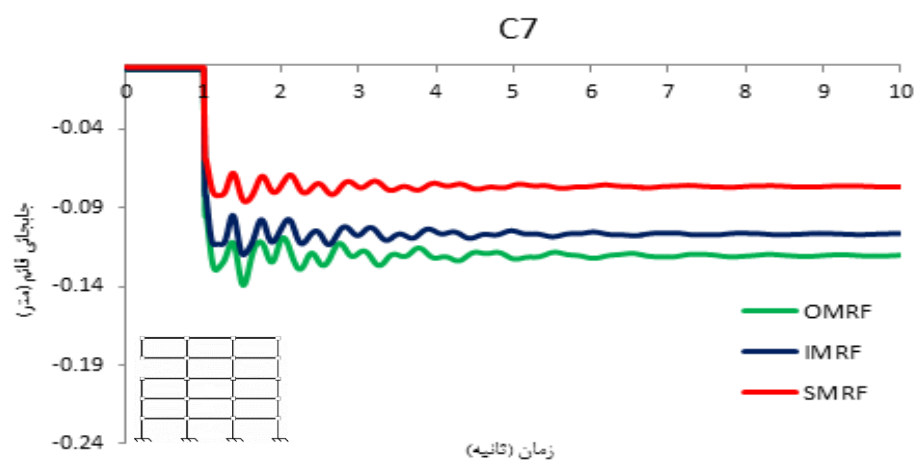
شکل ۱۱: جابجائی عمودی محل حذف ستون در سناریوی C4



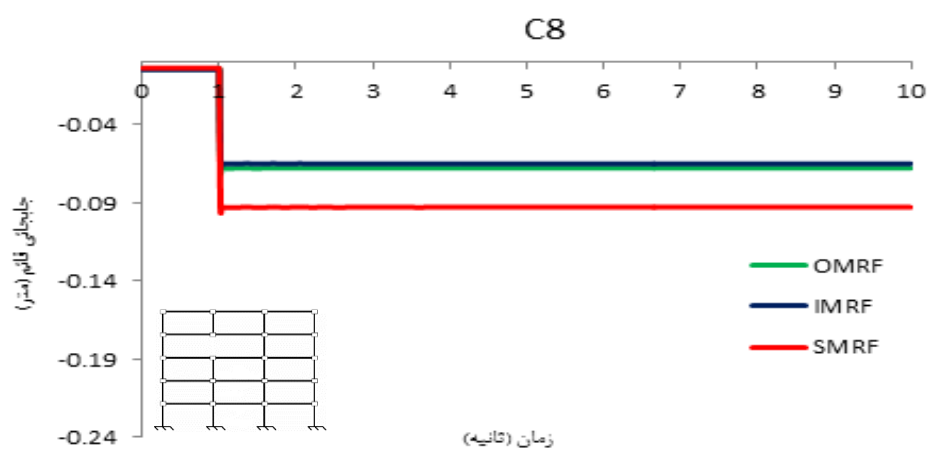
شکل ۱۲: جابجائی عمودی محل حذف ستون در سناریوی C5



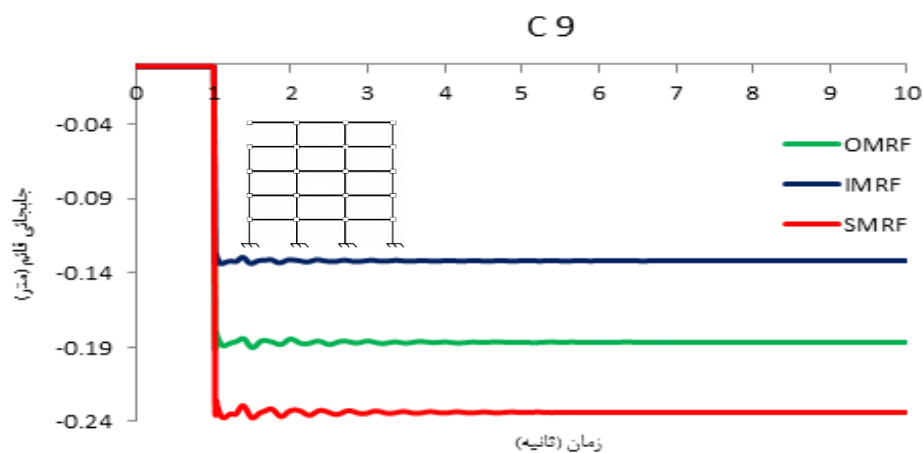
شکل ۱۳: جابجائی عمودی محل حذف ستون در سناریوی C6



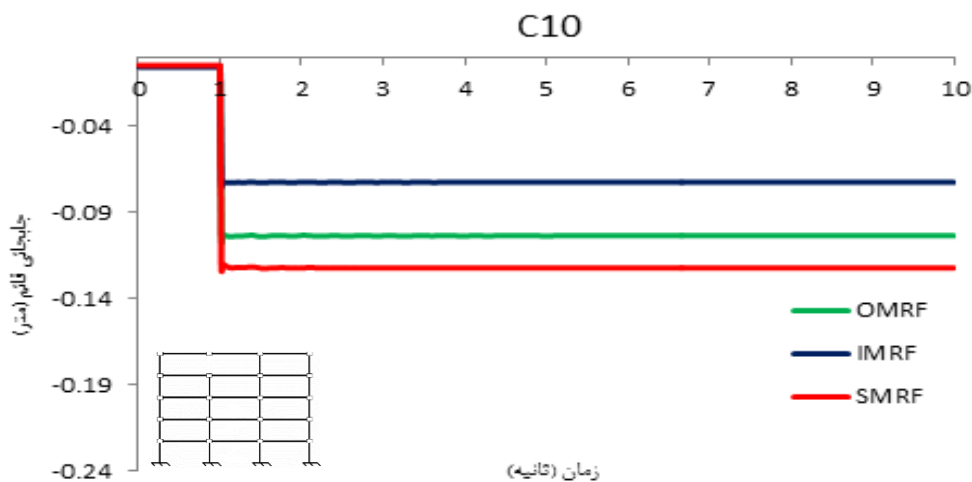
شکل ۱۴: جابجایی عمودی محل حذف ستون در سناریوی C7



شکل ۱۵: جابجایی عمودی محل حذف ستون در سناریوی C8

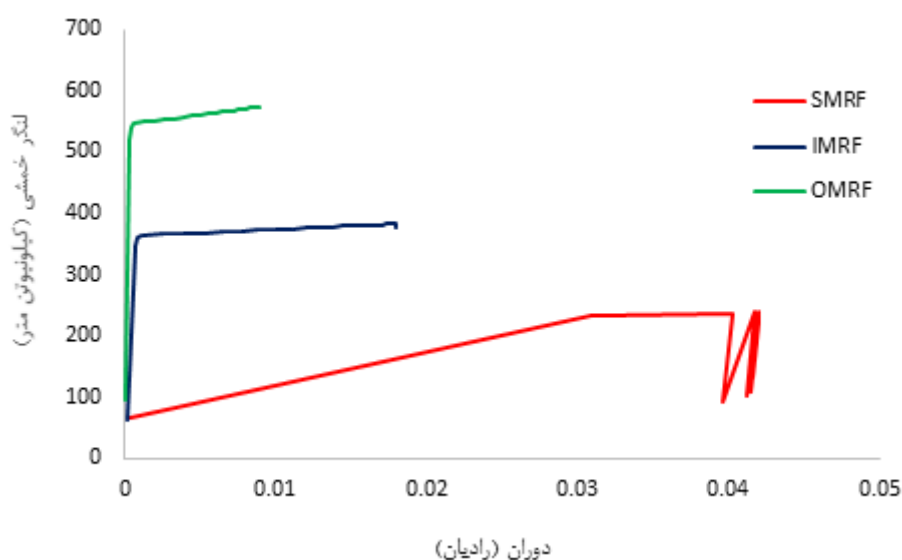


شکل ۱۶: جابجائی عمودی محل حذف ستون در سناریوی C9



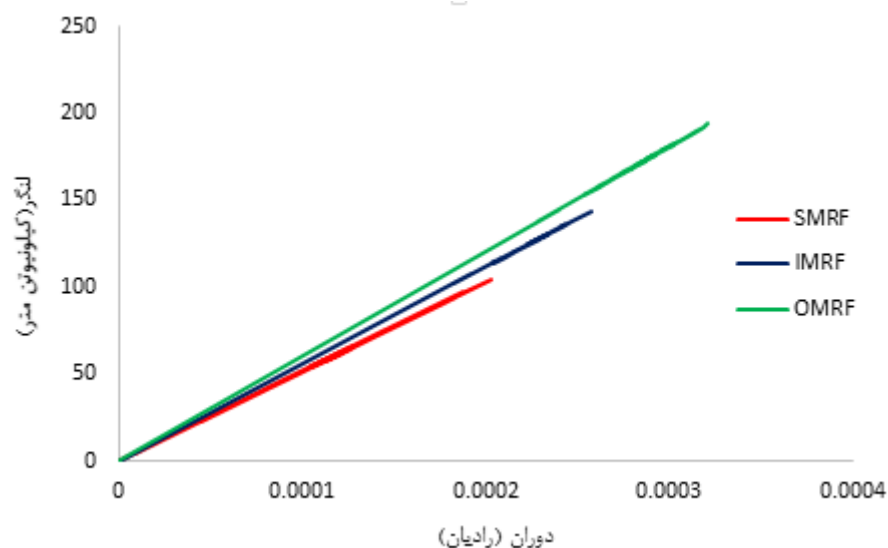
شکل ۱۷: جابجائی عمودی محل حذف ستون در سناریوی C10

همانطور که اشکال ۸ الی ۱۷ نشان می دهد جابجائی های عمودی محل حذف ستونهای گوشه در مقایسه با ستونهای میانی بزرگتر است و بحرانی ترین شرایط در سناریوی C9 پیش آمده است. مطابق این اشکال ارتعاشات ناشی از حذف ستونهای میانی جزئی و در ستونهای گوشه محسوس است. شکل ۱۸ نمودار لنگر دوران فنر پیچشی انتهای سمت راست تیر متصل به چشمه ی اتصال محل حذف ستون در سناریوی C9 را نشان می دهد.



شکل ۱۸: نمودار لنگر-دوران فنر پیچشی انتهای سمت راست تیر طبقه ی نهم در سناریوی C9

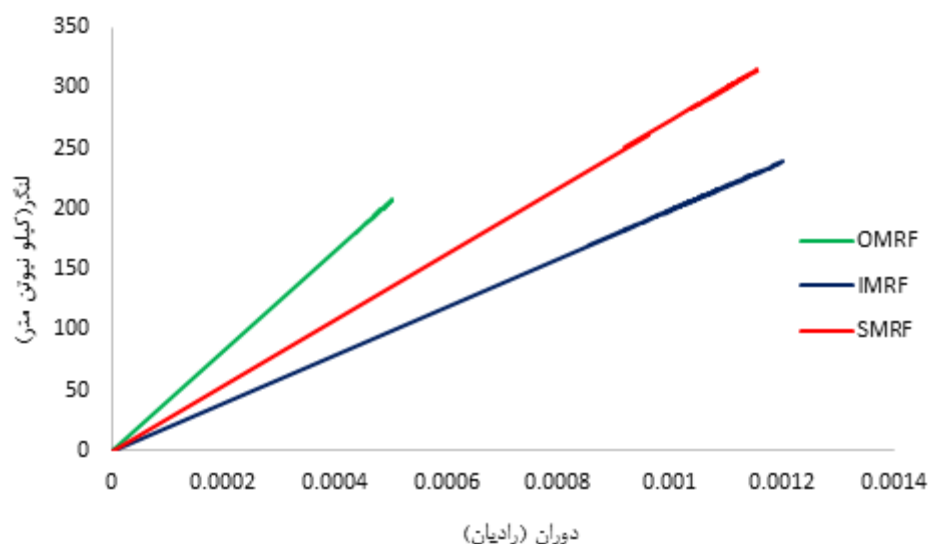
همانطور که ملاحظه می شود بر اساس رفتار سه خطی معرفی شده به فنرهای پیچشی پلاستیک، هر سه مفصل پلاستیک متمرکز وارد حیطة ی غیر خطی شده اند. با توجه به ضعیف تر بودن المان تیر (کوچکتر بودن ممان اینرسی، اساس مقطع پلاستیک و سایر مشخصات هندسی) در قاب خمشی ویژه، در این سناریو، سختی اولیه ی مفصل این قاب کمتر از سایر قابها می باشد. افت مقاومت مصالح در انتهای رفتار لنگر-دوران مفصل پلاستیک در این قاب مشاهده می شود. شکل ۱۹ نمودار لنگر-دوران مفصل پلاستیک ستون مجاور سناریوی C9 را نشان می دهد.



شکل ۱۹: نمودار لنگر-دوران فنر پیچشی ستون طبقه ی پنجم در سناریوی C9

همانطور که شکل ۱۹ نشان می دهد رفتار مفاصل پلاستیک این ستون در هر سه قاب خطی است. البته دوران ایجاد شده در موقعیت مورد نظر در قاب خمشی معمولی بیشتر از متوسط می باشد و دوران مفصل پلاستیک این ستون در قاب خمشی ویژه از سایر قابها کمتر است. این مساله به دلیل بزرگتر بودن مشخصات هندسی ستونهای قای خمشی ویژه در مقایسه با سایر قابها می باشد. شکل ۲۰ نمودارهای لنگر-دوران فنرهای پلاستیک تعریف شده در چشمه های اتصال متصل به ستون حذف شونده در سناریوی C9 را نشان می دهند.

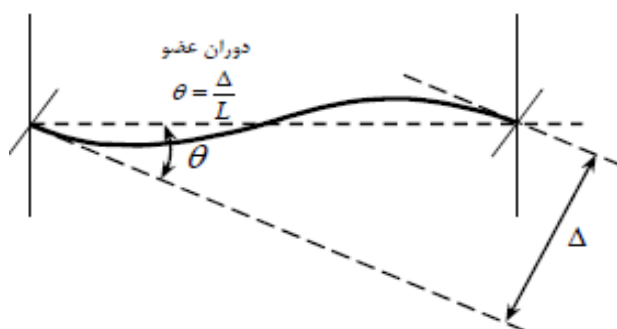
همانطور که ملاحظه می شود بیشترین تغییر شکل‌های برشی این مفصل مربوط به قاب خمشی ویژه و کمترین تغییر شکل‌های برشی مربوط به قاب خمشی معمولی می باشد.



شکل ۲۰: نمودار لنگر-دوران فنر پیچشی چشمه ی اتصال متصل به ستون حذف شونده در سناریوی C9

به منظور ارزیابی رفتار قابها با رویکرد آئین نامه ای، مطابق شکل ۲۱ نحوه ی تعریف و محاسبه ی دوران المانها نشان داده شده است. مطابق دستورالعمل FEMA، دوران المانها مطابق رابطه ی ۱۱ قابل محاسبه است. پارامترهای این رابطه بر اساس شکل ۲۱ تعریف می شود [۳۶].

$$\theta = \frac{\Delta}{L} \quad (11)$$



شکل ۲۱. تعریف دوران المان بر اساس دستورالعمل FEMA [۳۶]

مطابق دستورالعمل FEMA، دوران تسلیم تیرها بر اساس رابطه ی ۱۲ محاسبه می شود. برای ستونها رابطه ی ۱۳ پیشنهاد شده است [۳۶]:

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b} \quad (12)$$

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (13)$$

در روابط فوق θ_y دوران تسلیم المان، Z اساس مقطع پلاستیک، F_{ye} تنش تسلیم موثر، l_b طول تیر، E مدول الاستیک فولاد، I_b ممان اینرسی مقطع تیر، l_c طول ستون، I_c ممان اینرسی مقطع ستون، P نیروی محوری ستون و P_{ye} نیروی محوری حد تسلیم مورد انتظار در ستون می باشد. جدول ۴ پیشنهادات دستورالعمل های *GSA2003* و *UFC2009* را در کنترل رخداد گسیختگی پیشرونده بیان می کند [۱،۲]. این جدول بیشترین دوران مجاز تیرها و ستونهای فولادی را بر اساس *GSA2003* و سطح عملکرد مجاز این المانها را بر اساس دستورالعمل *UFC2009* ارائه ی کند. مطالعات مختلفی بر اساس این معیارها در ارزیابی فروریزش پیشرونده انجام شده است [۱۴،۱۸].

جدول ۴: پیشنهادات دستورالعمل های *GSA2003* و *UFC2009* در کنترل رخداد گسیختگی پیشرونده [۱،۲]

| عضو | دوران (رادیان) <i>GSA 2003</i> | دوران (رادیان) سطح عملکرد <i>UFC2009</i> |
|----------------|--------------------------------|--|
| تیرهای فولادی | ۰٫۲۱ | CP |
| ستونهای فولادی | ۰٫۲۱ | LS |

جداول ۵ و ۶ دوران تسلیم و سطوح عملکرد تیرها و ستونهای مختلف قابهای مورد نظر را نشان می دهد. مقادیر این جداول بر اساس دستورالعمل *FEMA* بدست آمده است [۳۶]. در این جدول از سطوح عملکرد استفاده ی بلاوقفه^۵ (*IO*)، ایمنی جانی^۶ (*LS*) و ممانعت فروریزش^۷ (*CP*) استفاده شده است [۳۶].

جدول ۵: دوران تسلیم و دوران معادل سطوح عملکرد تیرهای مختلف قابهای مورد مطالعه

| مقاطع تیر | θ_y | IO | LS | CP |
|-----------|------------|--------|--------|--------|
| IPE450 | ۰٫۰۰۶۳ | ۰٫۰۰۶۳ | ۰٫۰۴۲۶ | ۰٫۰۵۶۹ |
| IPE400 | ۰٫۰۰۷۱ | ۰٫۰۰۷۱ | ۰٫۰۴۲۷ | ۰٫۵۷۰ |
| IPE360 | ۰٫۰۰۷۸ | ۰٫۰۰۷۸ | ۰٫۰۴۷۳ | ۰٫۰۶۳۱ |
| IPE330 | ۰٫۰۰۸۶ | ۰٫۰۰۸۶ | ۰٫۰۵۱۶ | ۰٫۰۶۸۸ |
| IPE300 | ۰٫۰۰۹۴ | ۰٫۰۰۹۴ | ۰٫۰۵۶۸ | ۰٫۰۷۵۷ |

³ Immediate Occupancy

5

³ Life Safety

6

³ Collapse Capacity

7

جدول ۶: دوران تسلیم و دوران معادل سطوح عملکرد ستونهای مختلف قابهای مورد مطالعه

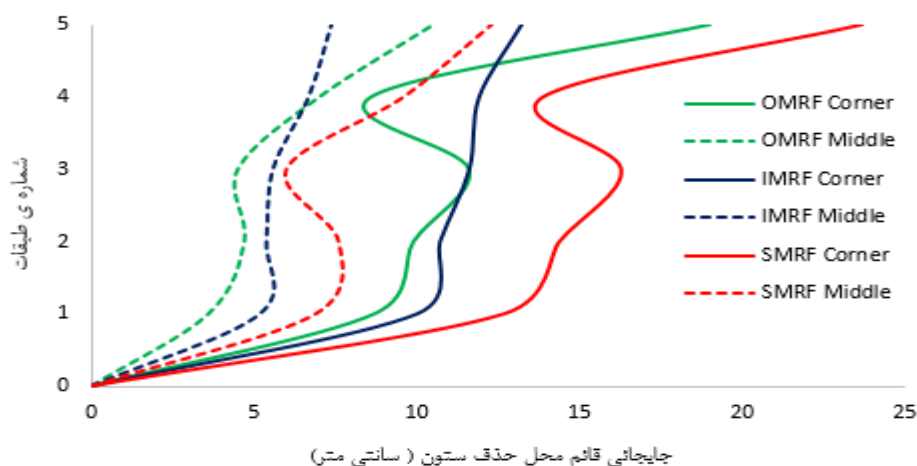
| مقاطع ستون | θ_y | IO | LS | CP |
|----------------|------------|--------|--------|--------|
| HSS 320x320x20 | ۰,۰۰۴۵ | ۰,۰۰۱۸ | ۰,۰۱۴۱ | ۰,۰۱۴۹ |
| HSS 330x330x15 | ۰,۰۰۴۳ | ۰,۰۰۱۷ | ۰,۰۱۳۴ | ۰,۰۱۴۲ |
| HSS 300x300x12 | ۰,۰۰۴۷ | ۰,۰۰۱۸ | ۰,۰۱۴۷ | ۰,۰۱۵۵ |
| HSS 290x290x12 | ۰,۰۰۴۹ | ۰,۰۰۱۹ | ۰,۰۱۵۲ | ۰,۰۱۶۱ |
| HSS 280x280x12 | ۰,۰۰۵۰ | ۰,۰۰۲۰ | ۰,۰۱۵۸ | ۰,۰۱۶۷ |
| HSS 270x270x10 | ۰,۰۰۵۲ | ۰,۰۰۲۰ | ۰,۰۱۶۹ | ۰,۰۱۷۹ |
| HSS 260x260x12 | ۰,۰۰۵۴ | ۰,۰۰۲۲ | ۰,۰۱۷۱ | ۰,۰۱۸۰ |
| HSS 260x260x10 | ۰,۰۰۵۴ | ۰,۰۰۲۱ | ۰,۰۱۶۹ | ۰,۰۱۷۹ |
| HSS 240x240x10 | ۰,۰۰۵۹ | ۰,۰۰۲۳ | ۰,۰۱۸۴ | ۰,۰۱۹۵ |

جدول ۷ دوران المانهای تیر متصل به چشمه ی اتصال محل حذف ستون را نشان می دهد. با توجه به اینکه دوران فنرهای پیچشی پلاستیک در دو انتهای ستونهای مختلف تحت همه ی تحلیل ها کمتر از دوران تسلیم مقاطع مربوطه بوده است لذا فقط خروجی های تیرها ارائه شده است. ملاحظه می شود در همه ی سناریوها شرایط دستورالعمل های *GSA* و *UFC* برآورد شده است. در این جدول l طول تیر می باشد.

جدول ۷: کنترل رفتار قابهای مورد نظر در سناریوهای مختلف حذف ستون مطابق دستورالعملهای *GSA2003* و *UFC2009*

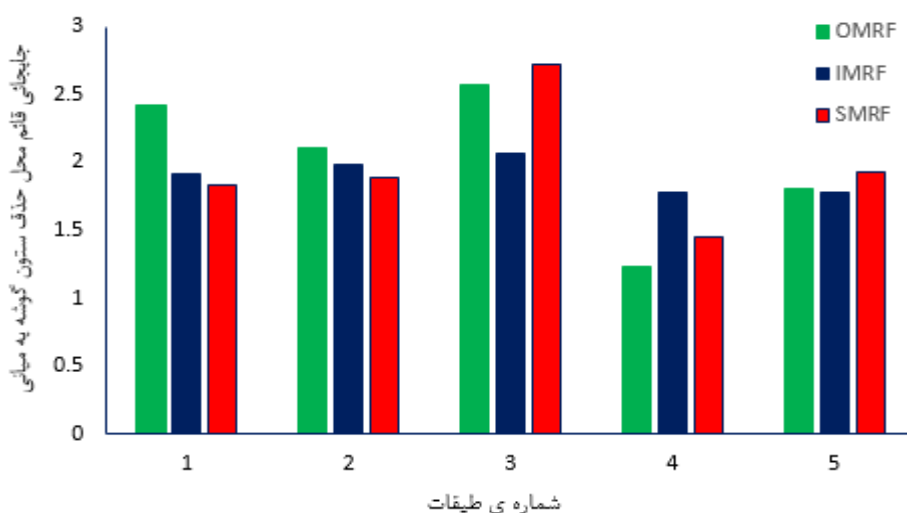
| سناریو | OMRF | | | IMRF | | | SMRF | | | GSA | UFC |
|------------|--------------|-----------------------------|-----------------|--------------|-----------------------------|----|--------------|-----------------------------|----|------|------|
| | $\Delta(cm)$ | $\theta = \frac{\Delta}{l}$ | PL ^۳ | $\Delta(cm)$ | $\theta = \frac{\Delta}{l}$ | PL | $\Delta(cm)$ | $\theta = \frac{\Delta}{l}$ | PL | | |
| C1 | ۸,۷ | ۰,۰۱۷ | LS | ۱۰,۰ | ۰,۰۲۰ | LS | ۱۲,۷ | ۰,۰۲۵ | LS | GOOD | GOOD |
| C2 | ۳,۶ | ۰,۰۰۷ | LS | ۵,۲ | ۰,۰۱۰ | LS | ۶,۹ | ۰,۰۱۳ | LS | GOOD | GOOD |
| C3 | ۹,۹ | ۰,۰۱۹ | LS | ۱۰,۷ | ۰,۰۲۱ | LS | ۱۴,۴ | ۰,۰۲۸ | LS | GOOD | GOOD |
| C4 | ۴,۷ | ۰,۰۰۹ | LS | ۵,۴ | ۰,۰۱۰ | LS | ۷,۶ | ۰,۰۱۵ | LS | GOOD | GOOD |
| C5 | ۱۱,۶ | ۰,۰۲۳ | LS | ۱۱,۶ | ۰,۰۲۳ | LS | ۱۶,۳ | ۰,۰۳۲ | LS | GOOD | GOOD |
| C6 | ۴,۵ | ۰,۰۰۹ | LS | ۵,۶ | ۰,۰۱۱ | LS | ۶,۰ | ۰,۰۱۲ | LS | GOOD | GOOD |
| C7 | ۸,۶ | ۰,۰۱۷ | LS | ۱۱,۹ | ۰,۰۲۳ | LS | ۱۳,۹ | ۰,۰۲۷ | LS | GOOD | GOOD |
| C8 | ۷,۰ | ۰,۰۱۴ | LS | ۶,۷ | ۰,۰۱۳ | LS | ۹,۶ | ۰,۰۱۹ | LS | GOOD | GOOD |
| C9 | ۱۹,۰ | ۰,۰۳۸ | LS | ۱۳,۲ | ۰,۰۲۶ | LS | ۲۳,۷ | ۰,۰۴۷ | LS | GOOD | GOOD |
| C10 | ۱۰,۵ | ۰,۰۲۱ | LS | ۷,۴ | ۰,۰۱۴ | LS | ۱۲,۳ | ۰,۰۲۴ | LS | GOOD | GOOD |

شکل ۲۲ حداکثر جابجایی عمودی موقعیت های محل حذف ستونهای کناری و میانی در سه قاب را نشان می دهد..



شکل ۲۲: حداکثر جابجائی عمودی موقعیت های محل حذف ستونهای کناری و میانی در سه قاب

همانطور که شکل ۲۲ نشان می دهد جابجائی عمودی محل حذف ستون های کناری بیش از ستونهای میانی است. این موضوع بحرانی تر شدن شرایط پایداری سازه را در صورت حذف ستون کناری نسبت به ستون داخلی نشان می دهد. همچنین ملاحظه می شود که میزان این جابجائی در قاب خمشی ویژه بیش از سایر قابها است. قاب خمشی معمولی کمترین جابجائی عمودی را دارد. قاب خمشی متوسط نیز در بعضی طبقات جابجائی بیشتری را در مقایسه با قاب خمشی معمولی نشان می دهد. با توجه به شکل پذیری زیاد قاب خمشی ویژه به نظر می رسد فراهم کردن شکل پذیری بر عکس نیاز رفتار لرزه ای، در خرابی های تحت بارهای ثقلی ضروری نمی باشد. به عبارتی درگسیختگی پیشرونده ی ناشی از خرابی اعضای کلیدی سازه، مقاومت بالای سایر المانها در پایداری سازه موثرتر می باشد. شکل ۲۳ نسبت جابجائی عمودی ناشی از حذف ستون گوشه را نسبت به حذف ستون میانی در طبقات مختلف قابها نشان می دهد. ملاحظه می شود که در طبقات اول تا سوم جابجائی در اثر حذف ستون گوشه بیش از $1/8$ برابر جابجائی در اثر حذف ستون میانی می باشد ولی در دو طبقات ۴م و ۵ام این نسبت کمتر است.



شکل ۲۳: نسبت جابجائی عمودی ناشی از حذف ستون گوشه نسبت به حذف ستون میانی در طبقات مختلف قابها

۵- نتیجه گیری

در این مطالعه سازه ی فولادی ۵ طبقه با سیستم های قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه (شکل پذیری های کم، متوسط و زیاد) مطابق آئین نامه های داخلی طراحی گردید. با استخراج قاب میانی سازه، مدل غیر خطی هر سه قاب در نرم افزار *OpenSEES 2.5.0* ایجاد شد. در انتهای المانها از مفاصل متمرکز پلاستیک استفاده گردید و پارامترهای رفتار غیر خطی آنها بر اساس نتایج آزمایشگاهی سایر محققین در نظر گرفته شد. به منظور ارزیابی رفتار سه قاب تحت شرایط رخدادهای گسیختگی پیش رونده از تکنیک حذف ستون استفاده شد. در یک بازه ی زمانی ده ثانیه که حذف ستون در ثانیه ای اول آن صورت گرفت، ده سناریوی مختلف برای ارزیابی رفتار قابها تعریف شد. با بررسی نتایج بدست آمده موارد زیر قابل بیان است:

- با توجه به جابجائی عمودی بیشتر محل حذف ستونهای کناری نسبت به ستونهای داخلی، حذف ستونهای کناری شرایط بحرانی تری را برای قاب ها ایجاد کرد. نسبت جابجائی عمودی در محل حذف ستون گوشه به ستون داخلی در سه طبقه ی اول در محدوده ی $1/8$ تا $2/7$ و در دو طبقه ی انتهائی در بازه ی $1,2$ الی $1,9$ بود.
- به لحاظ دستورالعمل های *GSA* و *UFC* هیچ کدام از قابها شرایط رخدادهای گسیختگی پیشرونده را پیدا نکردند.
- با توجه به تغییر شکلهای بیشتر در قاب خمشی ویژه نسبت به سایر قابها در اثر حذف ستونهای مختلف، پتانسیل رخدادهای گسیختگی پیشرونده در این قاب بیش از قاب های خمشی متوسط و معمولی ارزیابی گردید. این مورد می تواند به دلیل نگرش متفاوت در طراحی قاب خمشی ویژه در مقایسه با قابهای خمشی متوسط و معمولی باشد. برقراری اصل ستون قوی-تیر ضعیف می تواند رفتاری متفاوت از سازه در مقابل خرابی های ناشی از بار ثقلی دینامیکی ایجاد نماید.
- به نظر می رسد تامین شکل پذیری با نگرش ایجاد مفاصل پلاستیک در تیرها، با وجود موفقیت در مقاوم سازی و بهسازی لرزه ای در رخدادهائی نظیر گسیختگی پیشرونده تحت بارهای ثقلی موثر نمی باشد و حتی می تواند امکان رخدادهای آن را افزایش دهد. مقاومت و سختی بیشتر سازه پس از ایجاد آسیب اولیه در آن می تواند در جلوگیری از وقوع این رخدادهای موثرتر باشد.

مراجع

- [1] U. S. General Services Administration. (2003). *Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office building and major modernization projects*, Washington, DC.
- [2] Department of Defence (DOD). (2010). unified facilities criteria (UFC): *Design of structures to resist progressive collapse*, Washington (DC).
- [3] ASCE 7-05 (2005). *Minimum design loads for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers (ASCE).
- [4] *Building Code Requirements for Structural Concrete ACI 318-05 and Commentary-ACI 318R-05*, (2005). American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
- [5] Szyniszewski, S. (2009). Probabilistic approach to progressive collapse prevention. *Structures 2009: Don't Mess with Structural Engineers*, ASCE, 2836-2843.
- [6] Jinkoo, J., Lee, Y. and Choi, H. (2009). Progressive Collapse resisting capacity of braced frames. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*.
- [7] Park, J. and Kim, J. (2010). Fragility analysis of steel moment frames with various seismic connections subjected to sudden loss of a column", *Engineering Structures*, 1547-1555.
- [8] Liu, M. (2011). Progressive collapse design of seismic steel frames using structural optimization. *Journal of Constructional Steel Research*, 322-332.
- [9] Szyniszewski, S. and Krauthammer, T. (2012). Energy flow in progressive collapse of steel framed buildings. *Engineering Structures*, 142-153.
- [10] Hadianfard, M.A. and Wassegh, M. (2012). Linear and nonlinear analysis of progressive collapse for seismic designed steel moment frames. *14th international Conference on Community in Civil and Building Engineering*.
- [11] Morouri, S. and Hadidi, A. (2012). Assessment the behaviour of 3D steel moment frames subjected to progressive collapse by nonlinear dynamic procedure. *Trends in Advanced Science and Engineering*.

- [12] Ruirui, S., Zhaohui, H. and Ian, B. (2013). *Progressive collapse analysis of steel structures under fire conditions*. PhD Research Student, Department of Civil and Structural Engineering, the University of Sheffield, Sheffield.
- [13] Kim, J. and Jung, M.K. (2013). Progressive collapse resisting capacity of tilted building structures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 1359-1375.
- [14] Tavakoli, H. and Rashidi Alashti, A. (2013). Evaluation of progressive collapse potential of multi-story moment resisting steel frame buildings under lateral loading. *Sharif University of Technology, Scientia Iranica*. 20(1), 77-86.
- [15] Nateghi, F.A. and Parsaeifard, N. (2013) Studying the effect of initial damage on failure probability of one story steel buildings. *Iranica Journal of Energy & Environment* 4(3) Geo-hazard and civil Engineering):258-264.
- [16] Mashhadiali, N. and Kheyroddin, A. (2014). Progressive collapse assessment of new hexagrid structural system for tall buildings. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 947-961.
- [17] Tu, B. and Zhao, D. (2014). Judgment of key components during progressive collapse. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* (EJGE).
- [18]. Hosseini, M., Fanaie, N. and Yousefi, A.M. (2014). Studying the vulnerability of steel moment resistant frames subjected to progressive collapse, *Indian Journal of Science and Technology*, 335-342.
- [19] Karimiayan, S., Moghadam, A.S. and Husseinzadeh Kashan, A. and Karimiyan, M. (2015). Progressive collapse evaluation of RC symmetric and asymmetric mid-rise and tall buildings under earthquake loads. *International Journal of Civil Engineering*, Vol.13, NO.1, Transaction A: Civil Engineering.
- [20] INBC. (2013). *Design and Construction of Steel Structures*. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 10. (In Persian).
- [21] Ibarra, L., Medina, R. and Krawinkler, H. (2002). Collapse assessment of deteriorating SDOF systems. Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, UK, Paper 665, Elsevier Science Ltd.
- [22] Ibarra L. F., Medina R. A. and Krawinkler H., (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(12), pages. 1489-1511.
- [23] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2009). *Side-sway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations*. Report no. TB 172. Stanford (CA): John A. Blume Earthquake Engineering Research Centre. Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, 1-12.
- [24] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2011). Deterioration modelling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading, *Journal of Structural Engineering*, 137 (11), 1291-1302.
- [25] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2010). A steel database for component deterioration of tubular hollow square steel columns under varying axial load for collapse assessment of steel structures under earthquakes. *In Proceedings of the 7th International Conference on Urban Earthquake Engineering (7CUEE)*, Tokyo, Japan.
- [26] INBC. (2013). *Design and Construction of Steel Structures*. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 10. (In Persian).
- [27] INBC. (2013). *Design Loads for Buildings*. Tehran: Ministry of Housing and Urban Development, Iranian National Building Code, Part 6. (In Persian).
- [28] BHRC. (2014). *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings*. Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800. (In Persian).
- [29] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2010). A steel database for component deterioration of tubular hollow square steel columns under varying axial load for collapse assessment of steel structures under earthquakes. *In Proceedings of the 7th International Conference on Urban Earthquake Engineering (7CUEE)*, Tokyo, Japan.
- [30] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2007). *A database in support of modelling of component deterioration for collapse prediction of steel frame structures*. In *Proceeding of the ASCE Structures Congress, Long Beach CA, SEI institute*.
- [31] Gupta, A. and Krawinkler, H. (1999). *Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures*. Technical Report 132, The John A. Blume Earthquake Engineering Research Centre, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, CA. <http://server2.docfoc.com/uploads/Z2015/12/26/JWVv1cW5w9/b9e07b8eadbb3936bc52f79b7df20534.pdf>
- [32] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2012). Development and Utilization of Structural Component Databases for Performance-Based Earthquake Engineering. *Journal of Structural Engineering*, 139 (8), 1382-1394.
- [33] Shanmugam, N.E. and Ting, L.C. (1995). Welded interior box-column to I-beam connections. *Journal of Structural Engineering*, 824-830.
- [34] Mazzoni, S. and McKenna, F., Scott, M. H. and Fenves, G. L. (2006). *OpenSEES Command Language Manual*. [http://OpenSEES.Berkeley.edu/OPENSEES/manuals/user manual/OpenSEES Command Language Manual June 2006.pdf](http://OpenSEES.Berkeley.edu/OPENSEES/manuals/user%20manual/OpenSEES%20Command%20Language%20Manual%20June%202006.pdf).
- [35] FEMA P 695. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Washington, D.C. Federal Emergency Management Agency, USA.
- [36] FEMA 356. (2000). *Pre-Standard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington D.C. Federal Emergency Management Agency, USA.