

## بررسی نقش دیوار برشی فولادی در امکان رخداد خرابی پیش‌رونده در قاب‌های خمشی فولادی

کوروش مهدی‌زاده

گروه عمران، واحد گرمسار، دانشگاه آزاد اسلامی، گرمسار، ایران

سیده وحیده هاشمی

دانشجوی دکتری، گروه عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران

عباسعلی صادقی

دانشجوی دکتری، گروه عمران، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران

تاریخ دریافت: ۹۸/۰۸/۰۱ تاریخ پذیرش نهایی: ۹۸/۱۲/۱۴

Ko\_ma751@mail.um.ac.ir

### چکیده

خرابی پیش‌رونده پدیده‌ای است که با خرابی موضعی اولیه در اثر بارگذاری غیرعادی یا خطای طراحی و ساخت، آغاز شده و با فروپاشی بخش وسیعی و یا کل سازه پایان می‌پذیرد. البته پدیده‌ی خرابی پیش‌رونده در طول عمر مفید سازه به ندرت اتفاق خواهد افتاد. با این حال این مسئله می‌تواند خسارات مالی و جانی زیادی به بار آورد، از این رو به چالشی مهم در مهندسی سازه تبدیل شده است. در این تحقیق، مدل‌های سازه‌ای با سیستم‌های دیوار برشی فولادی با پیکربندی متفاوت و قاب خمشی با تعداد طبقات ۵، ۱۰ و ۱۵ به صورت دو بعدی در نرم‌افزار SAP2000 V.19 بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ای طراحی و سپس در نرم‌افزار اجزا محدودی ABAQUS مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفتند. در این ارزیابی از روش مسیر باربری جایگزین (AMP)، بر اساس راهنمای UFC4-023-03 که اقتصادی‌ترین و منطقی‌ترین روش است، استفاده شده است. با توجه به مقادیر جابجایی و دوران اعضا در اثر حذف ستون‌ها و شاخص‌های خسارت شکل‌پذیری و گسیختگی قاب‌ها، مهم‌ترین نتایج حاصله حاکی از آن است که احتمال وقوع خرابی پیش‌رونده در اثر حذف ستون گوشه‌ی قاب خمشی ۵ طبقه نسبت به سایر قاب‌ها بحرانی‌تر بوده است و همچنین عملکرد مناسب و مشابهی در اثر حذف ستون گوشه در قاب‌هایی با دیوار برشی فولادی با پیکربندی‌های مورد بررسی مشاهده گردیده است.

**کلید واژگان:** خرابی پیش‌رونده، دیوار برشی فولادی، قاب خمشی فولادی، حذف ستون، شاخص خسارت.

## ۱- مقدمه

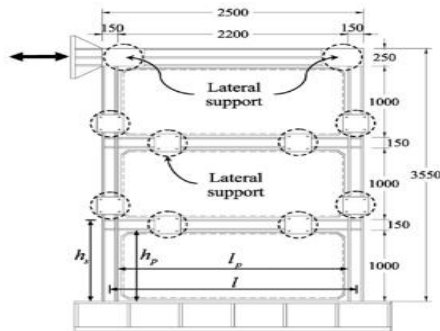
فروپاشی‌ها و گسیختگی‌هایی که در سالیان اخیر در ساختمان‌ها رخ داده، موضوع خرابی پیش‌رونده را بسیار برجسته نموده است. در واقع، خرابی پیش‌رونده، انتشار شکست‌های موضعی اولیه از عضو به عضو دیگر است که سرانجام آن، فروریزش کامل ساختمان یا فروریزش قسمت بزرگی از آن می‌باشد. عوامل مختلفی می‌توانند باعث گسیختگی موضعی و نهایتاً گسیختگی پیش‌رونده در سازه‌ها شوند. از مهم‌ترین این عوامل می‌توان به خطای طراحی یا ساخت، آتش‌سوزی، انفجار، اضافه بار تصادفی، ضربه‌ی ناشی از برخورد وسایل نقلیه و انفجار بمب‌ها اشاره کرد. از آنجایی که احتمال وقوع این خطرات کم بوده و با توجه به اینکه ساختمان‌ها معمولاً برای بارهای عادی نظیر بارهای مرده، زنده، باد و زلزله طراحی می‌شوند، در طراحی سازه‌ها اکثراً بارهای غیرعادی اشاره شده، در نظر گرفته نشده است. این در حالی است که در نظر نگرفتن بارهای غیرعادی مذکور می‌تواند منجر به آسیب‌های جبران‌ناپذیری در ساختمان‌ها گردد. در صورتی که سازه در برابر گسترش خرابی پیش‌رونده از پیوستگی و شکل‌پذیری لازم و درجه‌ی نامعینی کافی برخوردار باشد، تنها گسیختگی موضعی می‌تواند رخ دهد. در غیر این صورت گسیختگی پیش‌رونده به صورت کلی بوده و در بسیاری از مواردی که خرابی پیش‌رونده گسترش پیدا کرده، مشاهده شده است که تلفات جانی و مالی که در جریان این پدیده در سازه‌ها رخ می‌دهد، بسیار بیشتر از تلفاتی است که در هنگام اعمال بار غیرعادی اولیه به این سازه‌ها وارد می‌شود [۱].

به‌طور کلی سه روش برای خرابی پیش‌رونده در آیین‌نامه‌های موجود مطرح می‌شود:

۱. روش کنترل رویداد
۲. روش طراحی غیرمستقیم
۳. روش طراحی مستقیم، که این روش خود نیز شامل دو روش می‌شود:
  - الف) روش مسیر جایگزین بار
  - ب) روش مقاومت موضعی ویژه

در زمینه‌ی خرابی پیش‌رونده، مطالعات تئوری و تجربی گوناگونی در سراسر جهان انجام شده است. گریسون و همکاران در سال ۲۰۰۵، یک روش ساده سازی شده برای تحلیل استاتیکی غیر خطی در برابر خرابی پیش‌رونده ارائه نمودند. این روش بدین صورت است که سختی کاهش یافته در اثر گسیختگی به وجود آمده به صورت فنر معادل، مدل‌سازی می‌شود [۲]. زینبوسکی در سال ۲۰۰۹، روشی احتمالاتی جهت بررسی پدیده‌ی خرابی پیش‌رونده ناشی از انفجار ارائه کرد. در این مطالعه، توزیع

ساکنین در ساختمان به صورت احتمالاتی در نظر گرفته شده است و پاسخ سازه با توجه به سناریوهای مختلف حذف ستون بررسی شده است. در این تحقیق، مساحت کف‌های فروریخته بعد از تحلیل ساختمان با نرم‌افزار LS-DYNA ارزیابی شده است و با لحاظ کردن سطح کل زیربنا، احتمال توزیع ساکنین در طبقات به رخداد پدیده‌ی خرابی پیش‌رونده ارتباط داده شده است. در این مطالعه، به منظور کاهش خرابی پیش‌رونده استفاده از پانل‌های سقف کوچک‌تر برای حفظ جان ساکنین پیشنهاد شده است [۳]. لئو در سال ۲۰۱۱، به بررسی رخداد خرابی پیش‌رونده‌ی قاب‌های فولادی با استفاده از بهینه‌سازی پرداخته است. 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 خرابی پیش‌رونده بررسی شده است [۴]. زینبوسکی و کرواتامر در سال ۲۰۱۲، گسیختگی پیش‌رونده‌ی قاب‌های فولادی را به روش جریان انرژی در المان‌های سازه‌های فولادی چندطبقه بررسی کردند [۵]. فو در سال ۲۰۱۲، ساختمان‌های بلندمرتبه‌ی فولادی مجهز به مهارند ضربه‌ی را با استفاده از یک روش مدل‌سازی المان محدود سه‌بعدی در برابر گسیختگی پیش‌رونده تحلیل کرد. در این تحلیل‌ها، برای بررسی رفتار ساختمان تحت شرایط حذف متوالی ستون‌ها، از نرم‌افزار المان محدود ABAQUS استفاده شده است. مدل سازه‌ای دارای ۲۰ طبقه بوده و از دال‌های کامپوزیت در مدل‌سازی آن استفاده گردیده است. جزئیات پاسخ ساختمان در برابر خرابی پیش‌رونده، مورد مطالعه قرار گرفته و اقدامات لازم برای کاهش خرابی پیش‌رونده در طراحی‌های آینده توصیه شده است [۶]. مشهدی علی و خیرالدین در سال ۲۰۱۴، به ارزیابی گسیختگی پیش‌رونده‌ی سیستم ساختاری جدید هگزآگرید در ساختمان‌های بلند مرتبه پرداخته‌اند. هگزآگرید یک سیستم لوله‌ای است که با توسعه‌ی شش ضلعی‌های محیطی در ارتفاع سازه ایجاد می‌شود. این ساختار به‌عنوان یک سیستم مقاوم مؤثر در برابر بارهای ثقلی و جانبی عمل می‌کند. در این مطالعه، دو ساختمان ۲۸ و ۴۸ طبقه که سیستم مقاوم باربر جانبی آن‌ها جهت مقابله با نیروی باد طراحی شده است، مدنظر بوده است. خرابی پیش‌رونده با دو روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی ارزیابی شده است. نتایج تحلیل‌ها نشان داده است که سیستم هگزآگرید به‌اندازه‌ی کافی پتانسیل توزیع مجدد نیرو را دارا می‌باشد و این ساختمان‌ها مقاومت قابل توجهی در مقابل گسیختگی پیش‌رونده از خود نشان داده‌اند [۷]. بر اساس مطالعه‌ی دیگری که توسط کریمیان و همکاران در سال ۲۰۱۵، انجام شده است، گسیختگی پیش‌رونده‌ی سازه‌های سه‌بعدی بتنی با نامنظمی در پلان بررسی شده است. در این مطالعه، خرابی پیش‌رونده‌ی ساختمان‌های ۶، ۹ و ۱۲ طبقه‌ی بتنی در دو حالت بدون و با خروج از مرکزیت جرم تحت زلزله بررسی شده است [۸]. استفان و همکاران در سال



شکل ۱- مشخصات دیوار برشی فولادی در مطالعه چوی و پارک [۱۳]



شکل ۲- مدل دیوار برشی فولادی در مطالعه چوی و پارک [۱۳]

مشخصات مدل آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی فوق در جدول (۱) ارائه شده است.

جدول ۱- مشخصات مدل دیوار برشی فولادی [۱۱]

نوع المان	مقاطع	مقاومت نهایی (MPa)	مقاومت تسلیم (MPa)	ضخامت (mm)
ستون	H-150X150X22X22	۴۰۰	۲۴۰	-
تیر طبقه اول و دوم	H150x100x12x20	۵۲۷	۳۷۷	-
تیر طبقه آخر	H250x150x12x20	۵۲۷	۳۷۷	-
ورق	PL 1x2 m	۵۵۶	۴۰۷	۴

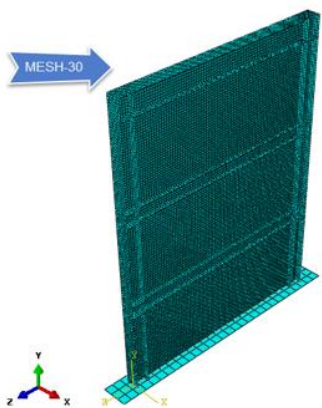
۲۰۱۸، تاثیر زمان حذف ستون را در رخداد فروریزش پیش‌رونده در سازه‌ی سه‌بعدی فولادی ۱۰ طبقه با سیستم قاب خمشی با سناریوهای مختلف حذف ستون با استفاده از نرم افزار SAP2000 مورد بررسی و محاسبه قرار داده‌اند [۹]. نجی در سال ۲۰۱۹، سناریوهای مختلف حذف ستون را در سازه‌ی سه بعدی ۵ طبقه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتنی به منظور بررسی رخداد فروریزش پیش‌رونده با روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی با استفاده از نرم افزار SAP2000 مقایسه و مطالعه نموده است [۱۰].

با توجه به بررسی سوابق مطالعاتی، در این تحقیق، به عنوان نوآوری نقش دیوار برشی فولادی در امکان رخداد خرابی پیش‌رونده در قاب‌های خمشی فولادی تحت سناریوهای حذف ستون "سناریوی حذف ستون در طبقه اول" در مدت ۱۰ ثانیه با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی مطالعه شده است. در این تحقیق، سیستم باربر جانبی دیوار برشی فولادی با پیکربندی‌های متفاوت "یک دهانه و دو دهانه" و قاب خمشی در ارتفاع‌های مختلف "۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه" در نرم‌افزار SAP2000 [۱۱] طراحی و سپس در نرم افزار اجزا محدودی ABAQUS [۱۲] تحلیل دینامیکی غیرخطی شده است و در نهایت ارتباط شاخص‌های خسارت شکل‌پذیری و گسیختگی با امکان رخداد خرابی پیش‌رونده در هنگام حذف ستون‌ها مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته است.

## ۲- صحت‌سنجی دیوار برشی فولادی

در این تحقیق صحت سنجی بر اساس تحقیق چوی و پارک [۱۳] در سال ۲۰۰۹ با نرم‌افزار ABAQUS [۱۲] انجام شده است. مشخصات مدل‌های صحت سنجی برای مطالعه بیشتر در مرجع فوق ارائه شده است. در این تحقیق، به‌منظور اطمینان از صحت نتایج مدل‌سازی از مقاله‌ی چوی و پارک در سال ۲۰۰۹ که در طی یک کار آزمایشگاهی به بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی پرداخته‌اند، استفاده شده است. مشخصات هندسی و نمایی کلی نمونه‌ی آزمایش شده در آزمایشگاه در شکل‌های (۱) و (۲) نشان داده شده است.

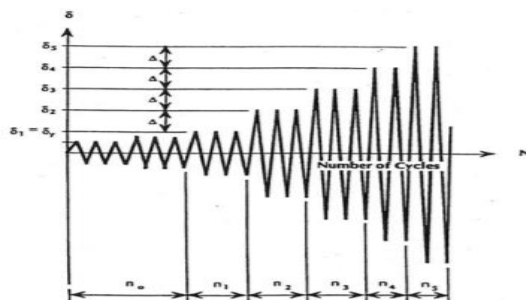
و یک خط در مرحله پلاستیک می‌باشد. بارگذاری نیز به صورت چرخه‌ای به بالای قاب وارد شده و برای تکیه‌گاه‌ها نیز شرایط مرزی گیردار در نظر گرفته شده است. شایان ذکر می‌باشد که برای جلوگیری از کمانش خارج از صفحه قاب در جهت عمود بر قاب در نقاطی که در نمونه آزمایشگاهی نشان داده شده است از قیدهایی جهت جلوگیری از کمانش خارج صفحه قاب استفاده شده است. برای تحلیل نمونه عددی نیز از روش استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. در مش‌بندی نام‌المان‌ها S4R استفاده شده است که یک المان ۴ گرگی می‌باشد. هر گرگ این المان دارای ۶ درجه‌ی آزادی می‌باشد که شامل سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی دورانی است. از این نوع المان می‌توان هم در پوسته‌های ضخیم و هم در پوسته‌های نازک استفاده نمود. برای دانه‌بندی نمونه Seed، از روش Seeds Global با سایز ۲۰ میلی‌متر استفاده شده است، مش‌بندی نمونه نیز با استفاده از تکنیک مش‌بندی منظم یا Structured انجام گرفته است. لازم به ذکر است که از این روش مش‌بندی بر روی سطوحی می‌توان استفاده نمود که اولاً سطح مذکور عاری از هر گونه سوراخ، خط یا نقطه باشد و ثانیاً سطح متشکل از سه تا پنج خط متصل به هم باشد. در شکل (۵)، مدل مش‌بندی شده‌ی نمونه‌ی اجزا محدودی دیوار برشی فولادی با مش ۳۰ ارائه شده است.



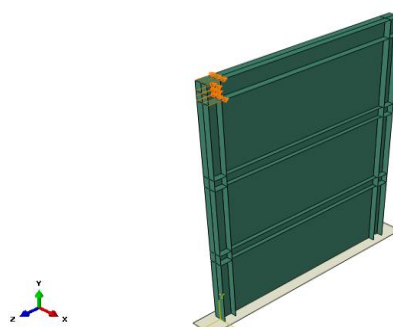
شکل ۵- مدل مش‌بندی نمونه‌ی اجزا محدودی با مش ۳۰

نرم‌افزار ABAQUS قابلیت انجام تحلیل‌های استاتیکی، دینامیکی و نیز خطی و غیرخطی را داراست. در این تحقیق، غیرخطی بودن یک تحلیل شامل غیرخطی بودن مصالح، غیرخطی بودن هندسی و نیز غیرخطی بودن شرایط مرزی می‌شود. غیرخطی بودن شرایط مرزی زمانی اتفاق می‌افتد که شرایط مرزی در طول تحلیل تغییر نماید که در مدل این تحقیق، شرایط مرزی ثابت هستند. همانطور که در بخش معرفی مصالح گفته شد، حالت پلاستیک (غیرخطی) مصالح در نرم‌افزار در نظر

در این تحقیق، بارگذاری نمونه‌ی اجزا محدودی به صورت چرخه‌ای صورت می‌گیرد. از جمله پروتکل‌های بارگذاری چرخه‌ای می‌توان به دو پروتکل ATC-24 و SAC اشاره نمود. استاندارد ATC-24، یکی از قدیمی‌ترین پروتکل‌های تدوین شده در ایالت متحده‌ی آمریکا در حوزه‌ی ارزیابی لرزه‌ای به شمار می‌رود که در آن از جابجایی تسلیم  $\Delta_{yield}$  به عنوان پایه‌ای برای افزایش دامنه‌ی بارگذاری استفاده می‌گردد [۱۴]. بارگذاری چرخه‌ای مطابق ATC-24 براساس شکل (۳) ارائه و اعمال شده است.



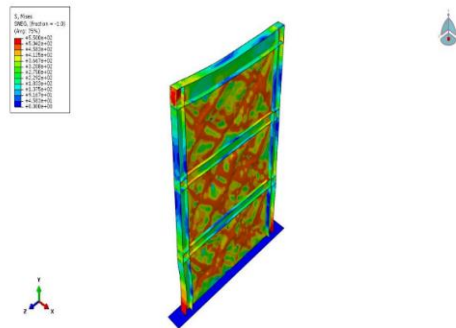
شکل ۳- پروتکل بارگذاری چرخه‌ای مطابق استاندارد ATC-24 [۱۴]  
مطابق شکل (۴)، بار چرخه‌ای به بالای مدل اجزا محدودی دیوار برشی فولادی اعمال شده است.



شکل ۴- اعمال بار چرخه‌ای به بالای مدل اجزا محدودی

در این تحقیق، مدل‌سازی کلیه‌ی المان‌ها از نوع Shell می‌باشد. مصالح فولادی بکار رفته در نمونه‌ها ایزوتروپیک فرض می‌شوند. برای معرفی روابط تنش و کرنشی مصالح در برنامه تحلیل المان محدود، این روابط به صورت نمودار چندخطی در نظر گرفته می‌شوند. اما باید توجه کرد که افزایش تعداد ناپیوستگی‌های نمودار تنش و کرنش، تعداد تکرارهای لازم برای رسیدن به جواب را بیشتر می‌کند. بنابراین باید نمودار تنش-کرنش را با تعداد کمی ناپیوستگی معرفی نمود. در این تحقیق، نمودار تنش-کرنش به صورت دوخطی در نظر گرفته شده است. این منحنی تنش-کرنش دوخطی، شامل یک خط در منطقه الاستیک

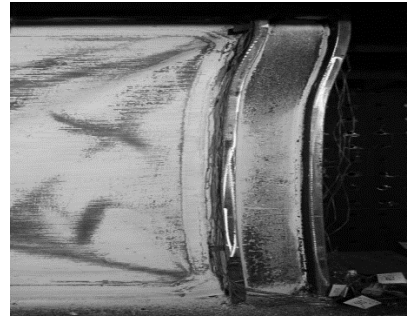
تقریباً همگرایی بهتری از نظر بیشینه نیرو و سختی چرخه‌های بارگذاری حاصل شده و نتیجه‌ی مدل‌سازی عددی نسبت به نتیجه‌ی نمونه‌ی آزمایشگاهی بسیار نزدیک بوده است. همچنین به منظور درک بهتر و ساده‌سازی منحنی هیستریزیس، مقایسه‌ی پوش منحنی هیستریزیس نمونه‌ی تحلیلی در نرم‌افزار ABAQUS با مش ۳۰ و نمونه‌ی آزمایشگاهی در شکل (۱۲) ارائه شده و مشخص گردیده است که صحت‌سنجی نمونه‌ی مدل‌سازی شده در نرم‌افزار اجزا محدودی ABAQUS [۱۳] با نمونه‌ی آزمایشگاهی چوی و پارک، مطابقت قابل توجهی دارد.



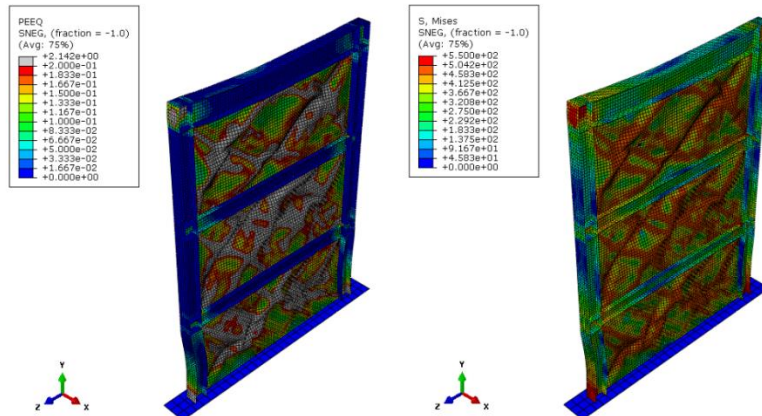
شکل ۷- کانتور تنش مدل اجزا محدودی دیوار برشی فولادی در نرم‌افزار ABAQUS

گرفته شده است و از طرفی از آنجا که تغییر شکل‌های بزرگ در طول تحلیل اتفاق می‌افتد، این قابلیت با فعال نمودن گزینه Nlgeom در نرم‌افزار فراهم شده است. بنابراین در این مدل دو نوع غیرخطی شدن مصالح و هندسی در نظر گرفته شده است.

در شکل‌های (۶) و (۷) به ترتیب تغییر شکل برشی در ستون طبقه‌ی اول مدل آزمایشگاهی و کانتور تنش مدل اجزا محدودی ارائه شده است. مطابق شکل (۸)، کانتور تنش و کرنش پلاستیک توزیع شده در نمونه با مش ۳۰ در لحظه‌ی بیشینه‌ی بارگذاری چرخه‌ای ارائه شده است. مطابق شکل (۹)، منحنی‌های هیستریزیس نمونه‌ی صحت‌سنجی شده با مش ۶ مش مختلف "۳۰، ۴۰، ۵۰، ۷۰، ۹۰ و ۱۱۰" ارائه شده است و همانطور که مشخص می‌باشد در نمونه با مش ۳۰ (مطابق شکل‌های (۱۰) و (۱۲))



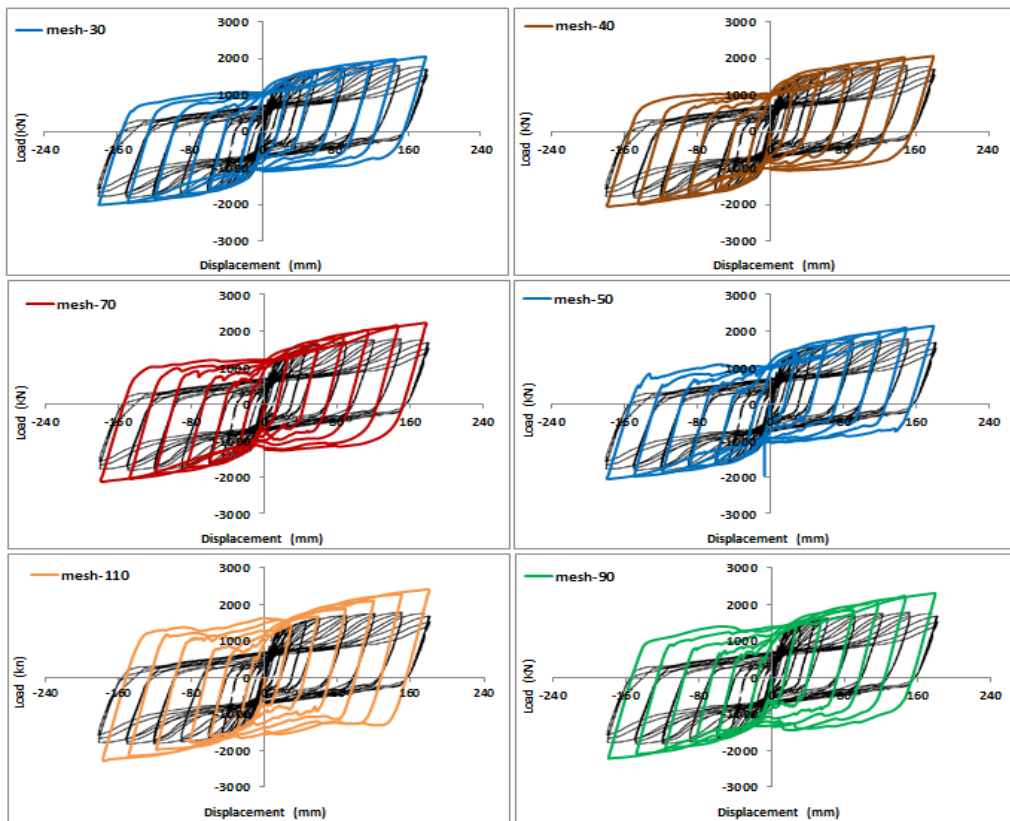
شکل ۶- تغییر شکل برشی در ستون طبقه‌ی اول مدل آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی در مطالعه چوی و پارک [۱۳]



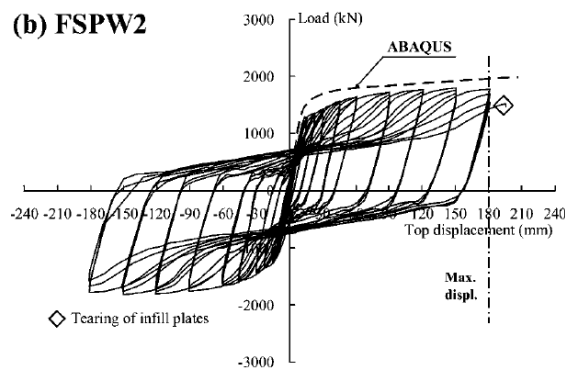
شکل ۸- کانتور تنش و کرنش پلاستیک توزیع شده در نمونه با مش ۳۰ در لحظه‌ی بیشینه‌ی بارگذاری چرخه‌ای

شده است، بدین صورت که با انجام یک تحلیل مقدار ویژه جایجایی‌های به دست آمده از یک مُدِ این تحلیل با اعمال ضربی به عنوان ناکاملی اولیه به نمونه‌ی اصلی اختصاص داده شده است به طوری که بیشینه‌ی مقدار این ناکاملی از ۶ میلی‌متر تجاوز نمی‌نماید

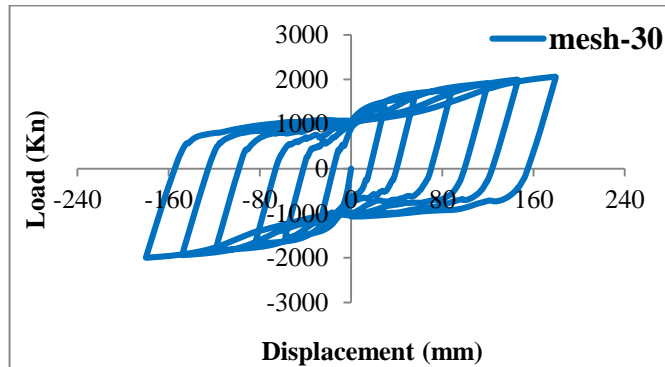
در این تحقیق، چنانچه بار اعمالی ناکاملی بر سطح مقطع ورق درونی عمود باشد و ورق درونی هیچ‌گونه عیب و نقص هندسی نداشته باشد کمانشی اتفاق نخواهد افتاد. از این رو برای اینکه بتوان کمانش ورق فولادی را مورد ارزیابی قرار داد. در این مقاله، از یک ناکاملی اولیه استفاده



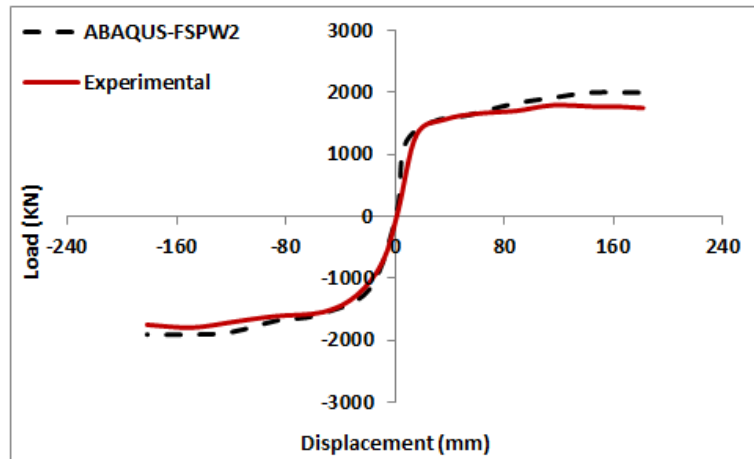
شکل ۹- منحنی هیستریزس نمونه‌ی صحت سنجی شده نمونه‌ی آزمایشگاهی با ۶ مش مختلف



شکل ۱۰- منحنی هیستریزیس نمونه‌ی آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی در تحقیق چوی و پارک [۱۳]



شکل ۱۱- منحنی هیستریزیس مدل اجزا محدودی دیوار برشی فولادی با مش ۳۰ در نرم‌افزار ABAQUS

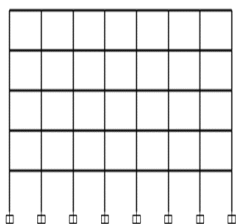


شکل ۱۲- مقایسه‌ی پوش منحنی هیستریزیس نمونه‌ی تحلیلی در نرم‌افزار ABAQUS با مش ۳۰ و نمونه‌ی آزمایشگاهی

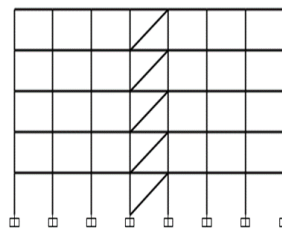
### ۳- مدل‌سازی قاب‌های مورد مطالعه

در این تحقیق، سه قاب ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه فولادی با سیستم‌های مقاوم جانبی الف) قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط و ب) دوگانه‌ی قاب خمشی با دیوار برشی فولادی به صورت دو بعدی انتخاب شده است. تعداد دهانه‌ها ۷، عرض دهانه‌ها ۵ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر لحاظ شده است. بار مرده‌ی طبقات ۲۵۰۰ کیلوگرم بر متر، بار زنده طبقات ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر و بار مرده‌ی بام ۱۷۵۰ کیلوگرم بر متر و بار زنده بام ۷۵۰ کیلوگرم بر متر در نظر گرفته شده است. با لحاظ کردن تیپ خاک دو و منطقه‌ی خطر لرزه‌ای "بسیار زیاد" مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش

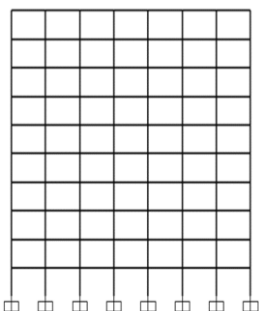
چهارم [۱۵] بار زلزله‌ی استاتیکی معادل جهت طراحی قاب‌های دو بعدی در آیین‌نامه‌ی AISC 360-05 [۱۴] در نظر گرفته شده است. مشخصات مکانیکی فولاد مطابق ویژگی‌های ST37 لحاظ شده است. به‌منظور طراحی دیوارهای برشی فولادی از مهاربندهای قطری معادل استفاده شده که در ادامه نحوه‌ی طراحی ضخامت دیوار برشی فولادی شرح داده خواهد شد. شکل‌های (۱۳) الی (۱۸) قاب‌های موردنظر را نشان می‌دهند.



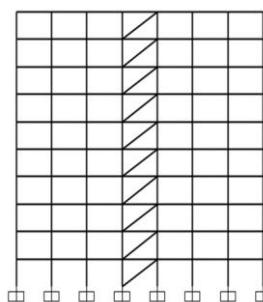
شکل ۱۴- قاب فولادی ۵ طبقه دارای سیستم قاب خمشی



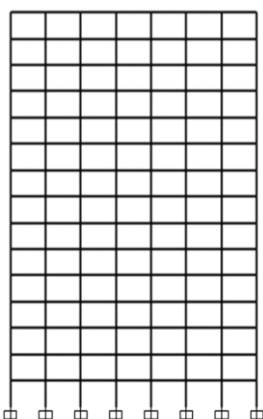
شکل ۱۳- قاب فولادی ۵ طبقه دارای سیستم دوگانه



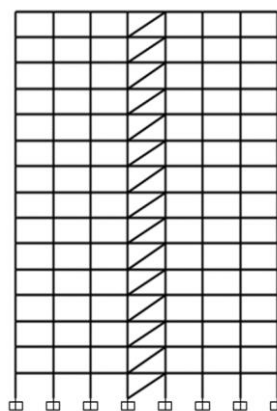
شکل ۱۶- قاب فولادی ۱۰ طبقه دارای سیستم قاب خمشی



شکل ۱۵- قاب فولادی ۱۰ طبقه دارای سیستم دوگانه



شکل ۱۸- قاب فولادی ۱۵ طبقه دارای سیستم قاب خمشی



شکل ۱۷- قاب فولادی ۱۵ طبقه دارای سیستم دوگانه

مقاطع طراحی شده قاب‌های دو بعدی بر اساس آیین‌نامه‌ی AISC 360-05 [۱۴] مطابق جدول (۲) ارائه شده‌اند.



جدول ۲- مشخصات مقاطع طراحی شده‌ی قاب‌های مورد مطالعه (ابعاد برحسب میلی‌متر)

تعداد طبقات	سازه‌های دارای سیستم قاب خمشی		سازه‌های دارای سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی با دیوار برشی فولادی			
	Column	Beam	Column	Beam	Brace	Similar Stories
5 story	Box350*350*10	IPE360	Box200*200*12.5	IPE300	IPE450	1, 2 story
	Box350*350*10	IPE330	Box200*200*12.5	IPE300	IPE450	3 story
	Box350*350*10	IPE300	Box200*200*12.5	IPE270	IPE450	4, 5 story
10 story	Box350*350*15	IPE400	Box200*200*20	IPE330	IPE500	1,2,3,4 story
	Box350*350*15	IPE360	Box200*200*20	IPE330	IPE500	5, 6 story
	Box350*350*15	IPE330	Box200*200*20	IPE270	IPE500	7, 8 story
	Box350*350*15	IPE300	Box200*200*20	IPE270	IPE500	9, 10 story
15 story	Box360*360*20	IPE450	Box260*260*20	IPE330	IPE550	1, 2,3,4,5 story
	Box360*360*20	IPE400	Box260*260*20	IPE300	IPE550	6, 7, 8,9,10 story
	Box360*360*20	IPE360	Box260*260*20	IPE270	IPE550	11, 12, 13 story
	Box360*360*20	IPE300	Box260*260*20	IPE270	IPE550	14, 15 story

در این رابطه،  $\Omega$  ضریب اضافه مقاومت بوده و برای دیوارهای برشی فولادی برابر  $1/2$  در نظر گرفته می‌شود.  $\theta$  زاویه بین مهاربند و ستون،  $L$  عرض دهانه قاب،  $A_b$  سطح مقطع مهاربند معادل و  $\alpha$  زاویه تشکیل میدان کششی قطری در ورق فولادی است که با توجه به این که میدان کششی در راستای قطر کششی تشکیل می‌شود با تقریب خوبی می‌توان  $\alpha$  را معادل  $45^\circ$  درجه در نظر گرفت. مقدار  $\alpha$  با توجه به رابطه‌ی (۲) به دست آمده است.

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{tL}{2A_c}}{1 + th\left(\frac{1}{A_g} + \frac{h^3}{360I_c L}\right)} \quad (2)$$

که در آن  $A_c$  و  $I_c$  به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی ستون‌های کناری،  $h$  ارتفاع طبقه و  $A_g$  سطح مقطع تیر است.

پس از تعیین ضخامت، هر ورق به تعدادی نوار مورب تبدیل می‌شود که سطح مقطع هر نوار از رابطه‌ی (۳) به دست می‌آید:

$$A_g = \frac{L \cos \alpha + h \sin \alpha}{n} \cdot t \quad (3)$$

که در آن  $n$  تعداد نوارها است. مطالعات متعددی در زمینه‌ی تعیین تعداد نوارهای مورد نیاز انجام شده که نتایج نشان‌دهنده کفایت ۱۰ عدد نوار مورب برای تحلیل یک دیوار برشی فولادی است. با توجه به اینکه ستون‌ها ممکن است تحت تاثیر میدان کشش قطری دچار کماتش شوند، بنابراین سختی ستون‌های کناری باید از رابطه (۴) تبعیت نمایند.

$$I_c \geq \frac{0.00307 th^4}{L} \quad (4)$$

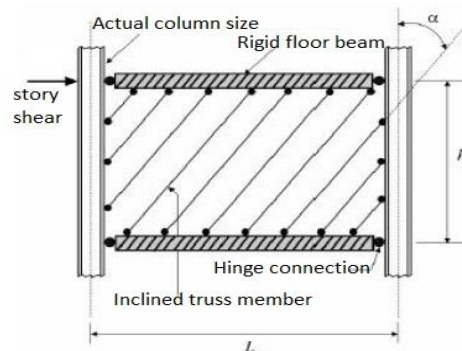
همچنین برای جلوگیری از خمش تیر بالایی دیوار برشی فولادی ناشی از اثر میدان کششی نامتقارن، رابطه‌ی (۵) باید کنترل شود:

$$M_{fpb} \geq \frac{\sigma_{ty} t L^2}{4} \sin^2 \alpha \quad (5)$$

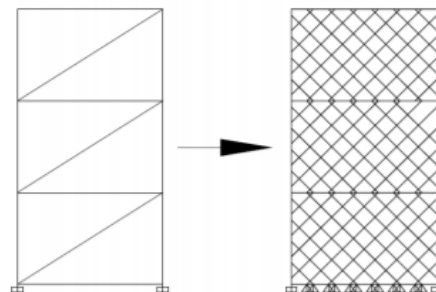
که در آن  $M_{fpb}$  لنگر پلاستیک مقطع تیر و  $\sigma_{ty}$  تنش نهایی میدان کششی قطری بوده که برای ورق‌های نازک فولادی تقریباً برابر تنش تسلیم آن است.

### ۱-۳- طراحی دیوارهای برشی فولادی با استفاده از روش مهاربند معادل

آیین‌نامه‌ی فولاد کانادا (CSA) [۱۶] و آیین‌نامه‌ی فولاد آمریکا (AISC 360-05) [۱۴] دیوار برشی فولادی را به‌عنوان یک سیستم باربر جانبی پذیرفته‌اند. در این آیین‌نامه‌ها به‌منظور طراحی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، ابتدا طراحی اولیه‌ی مقاطع تیر، ستون و ورق دیوارها مشابه یک خرپای قائم با مهاربندهای صرفاً کششی انجام می‌شود. بر این اساس، به‌جای هر ورق فولادی، یک مهاربند معادل نظر گرفته‌شده و پس از محاسبه سطح مقطع هر مهاربند، تعدادی نوار مورب جایگزین آن می‌شود [۱۷]. شکل‌های (۱۹) و (۲۰) توضیحات فوق را نشان می‌دهد.



شکل ۱۹- مدل نواری در طراحی دیوار برشی فولادی [۱۷]



شکل ۲۰- مهاربند معادل و مدل نواری [۱۷]

در این تحقیق، پس از تعیین سطح مقطع هر مهاربند با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 [۱۱] ضخامت ورق فولادی از رابطه‌ی (۱) محاسبه گردیده است.

$$t = \frac{2A_b \Omega \sin \theta}{L \sin 2\alpha} \quad (1)$$

در یک دهانه و دو دهانه مدل‌سازی شده‌اند، با این تفاوت که ضخامت ورق فولادی در حالت دو دهانه، نصف لحاظ شده است تا مقایسه در شرایط یکسان صورت پذیرد. در این تحقیق، رفتار ۹ مدل (شکل‌های (۲۱) الی (۲۹)) تحلیل و بررسی شده است. به‌منظور نام‌گذاری مختصر قاب‌ها مطابق جدول (۴) عمل شده است.

جدول ۴- نام‌گذاری قاب‌های فولادی مورد مطالعه

قاب‌های مورد مطالعه	بدون دیوار برشی فولادی	با دیوار برشی فولادی در یک دهانه	با دیوار برشی فولادی در دو دهانه
قاب ۵ طبقه	5ST	5ST1SW	5ST2SW
قاب ۱۰ طبقه	10ST	10ST1SW	10ST2SW
قاب ۱۵ طبقه	15ST	15ST1SW	15ST2SW

برای هر قاب، ۴ سناریوی حذف ستون در طبقه اول در نظر گرفته شده است. با توجه به تقارن سازه، ۴ سناریوی حذف ستون به مفهوم بررسی رفتار سازه تحت پدیده‌ی حذف کلیه‌ی ستون‌های طبقه‌ی اول قاب‌ها می‌باشد و با توجه به تعداد ۹ مدل در کل ۳۶ تحلیل براساس سناریوی حذف ستون و به عبارتی ۳۶ تحلیل انجام خواهد شد. هدف این تحقیق، ارزیابی رفتار قاب‌ها تحت سناریوهای حذف ستون و مشخص کردن موقعیت ستون بحرانی می‌باشد. لازم به ذکر است در همه‌ی مدل‌ها ضرایب میرائی ماتریس‌های جرم و سختی در روش میرائی رایلی ۰/۰۱ لحاظ شده است.

برای حصول اطمینان از این که ستون‌های محیطی بتوانند تنش‌های وارده ناشی از بارهای محیطی، به‌همراه تنش‌های ناشی از میدان کششی را تحمل نمایند، لازم است که شرط زیر برای ستون‌ها نیز رعایت شود:

$$M_{fpc} \geq \frac{\sigma_{ty} t h^2}{4} \cos^2 \alpha \quad (۶)$$

که در آن  $M_{fpc}$ ، لنگر پلاستیک مقطع ستون است. در زمان کنترل رابطه‌ی (۶) باید بار محوری ستون‌ها نیز در نظر گرفته شود.

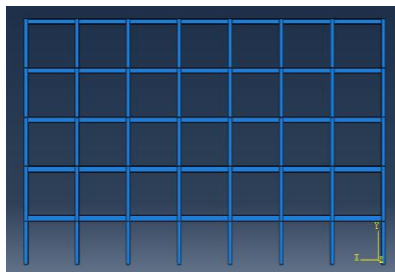
مطابق جدول (۳) ضخامت دیوار برشی فولادی محاسبه شده معادل مهاربندها ارائه شده است. در ادامه قاب‌های طرح شده در نرم‌افزار اجزا محدودی ABAQUS 6.12 [۱۲] مدل‌سازی می‌شوند.

جدول ۳- ضخامت دیوار برشی فولادی معادل مهاربند

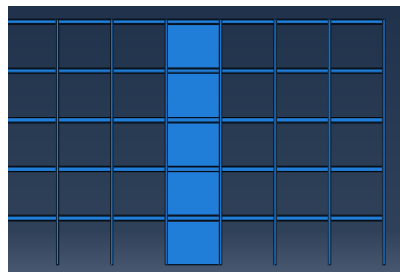
مقطع مهاربند طرح شده	IPE450	IPE500	IPE550
ضخامت معادل دیوار برشی (mm)	4.5	4.9	5.4

### ۲-۳- مدل‌های ایجاد شده در نرم‌افزار ABAQUS

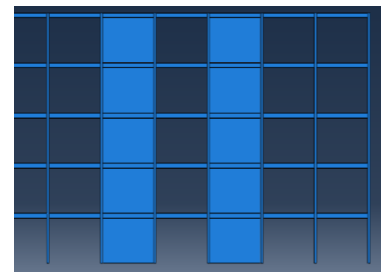
در این تحقیق، قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه در دو حالت با سیستم باربر جانبی قاب خمشی و سیستم دوگانه با دیوار برشی فولادی طراحی شدند و به نرم‌افزار ABAQUS [۱۲] منتقل شده است. لازم به ذکر است که مدل‌های دارای دیوار برشی فولادی در دو پیکربندی "یک دهانه و دو دهانه" در نظر گرفته شده‌اند. شکل‌های (۱۳) الی (۲۱) مدل‌های موردنظر را نشان می‌دهند. در مدل‌سازی‌های انجام شده از المان Shell استفاده شده است. سیستم‌های دوگانه در دو حالت دیوار برشی فولادی



شکل ۲۳- مدل 5ST



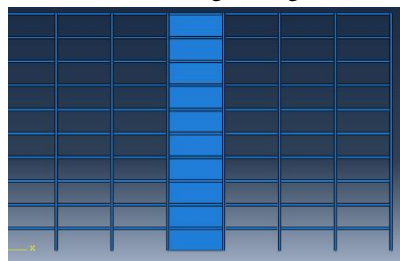
شکل ۲۲- مدل 5ST1SW



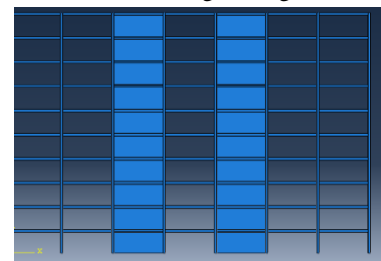
شکل ۲۱- مدل 5ST2SW



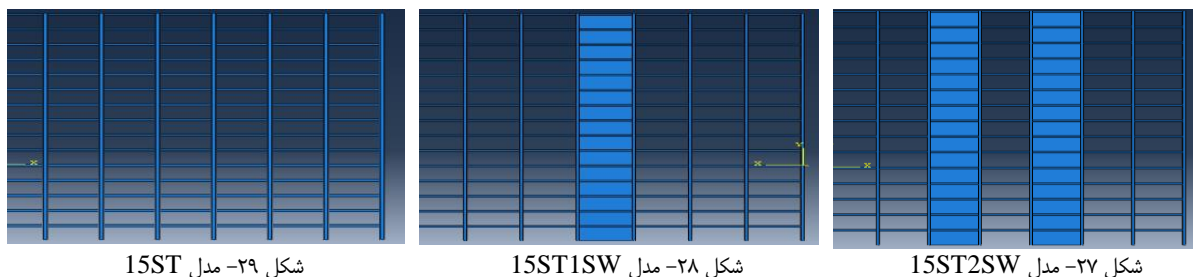
شکل ۲۶- مدل 10ST



شکل ۲۵- مدل 10ST1SW



شکل ۲۴- مدل 10ST2SW



شکل ۲۹- مدل 15ST

شکل ۲۸- مدل 15ST1SW

شکل ۲۷- مدل 15ST2SW

در رابطه‌ی فوق اساس Z مقطع پلاستیک، تنش تسلیم مورد انتظار،  $I_b$  طول تیر، E مدول الاستیک و  $I_b$  ممان اینرسی تیر می‌باشد. جدول (۷) نتایج مربوط به دوران تسلیم و نهایی پروفیل‌های تیر قاب‌های موردنظر را نشان می‌دهد.

جدول ۷- دوران تسلیم و نهایی پروفیل‌های تیر (رادبان)

Sections	Yield Rotations $\theta_y$ (Rad)	Ultimate Rotation $\theta_u$ (Rad)
IPE270	0.0092	0.0736
IPE300	0.0082	0.0656
IPE330	0.0075	0.06
IPE360	0.0068	0.0544
IPE400	0.0062	0.0496
IPE450	0.0055	0.044

#### ۴-۱- نتایج قاب‌های ۵ طبقه

بعد از طراحی قاب‌های موردنظر در نرم‌افزار SAP2000، قاب‌های موردنظر در نرم‌افزار ABAQUS بازسازی شده‌اند. در تحلیل حذف ستون فرض بر این بوده است که طول مدت تحلیل ۱۰ ثانیه می‌باشد و در ثانیه یکم ستون موردنظر حذف شده است. نام‌گذاری ستون‌ها برحسب شماره از C1 الی C4 و مربوط به طبقه‌ی اول و از سمت چپ به راست می‌باشد. به عبارتی C1 مربوط به ستون گوشه و ستون C4 از ستون‌های میانی قاب می‌باشد. بدیهی است به دلیل تقارن، حذف سایر ستون‌ها لازم نمی‌باشد. جدول‌های (۸) تا (۱۰) نتایج را نشان می‌دهند.

جدول ۸- جابجایی عمودی و دوران اعضای قاب 5ST

5ST	Max Vertical Displacement (cm)	Average Chord Rotations(Rad)	Allowable Rotations (Rad)
C1	19.56	0.039	0.21
C2	16.74	0.033	0.21
C3	17.19	0.034	0.21
C4	17.22	0.034	0.21

#### ۴- بحث و نتایج

در این تحقیق، مطابق ضوابط آئین‌نامه‌های GSA2003 [۱۸] و UFC2009 [۱۹] برای بیشترین دوران پلاستیک مفاصل پلاستیک تیرها و ستون‌ها و همچنین شکل‌پذیری این المانها ضوابطی مقرر شده است. جدول‌های (۵) و (۶) ملاک‌های مربوطه را در کنترل رفتار قاب‌ها تحت پدیده حذف ستون نشان می‌دهد. در جدول (۵)، سطوح عملکرد آستانه‌ی گسیختگی LS(Life Safety) و CP(Collapse Prevention) و ایمنی جانی (Safety) مربوط به میزان رفتار غیر خطی مفاصل پلاستیک می‌باشند که در این زمینه آئین‌نامه‌ی FEMA356 به‌طور مفصل به تشریح سطوح عملکرد پرداخته است [۲۰].

جدول ۵- ملاک‌های پذیرش گسیختگی پیش‌رونده [۱۸ و ۱۹]

Component	Rotation(Rad) (GSA2003)	Performance Level (UFC2009)
Steel beams	0.21	CP
Steel Columns	0.21	LS

منظور از شکل‌پذیری در جدول (۶) دوران مفصل پلاستیک در آستانه‌ی گسیختگی (CP) به دوران در آستانه تسلیم مفصل مورد نظر می‌باشد. به عبارتی شکل‌پذیری قابلیت المان در تحمل تغییر شکل‌های غیر خطی قبل از گسیختگی می‌باشد.

جدول ۶- ملاک‌های پذیرش گسیختگی پیش‌رونده بر اساس شکل‌پذیری

[۱۸]

Component	Ductility (GSA2003)
Steel beams	20
Steel Columns	20

به منظور تعیین سطوح عملکرد لازم است دوران تسلیم المان‌های فولادی تعیین گردد. رابطه‌ی (۷) مطابق آئین‌نامه FEMA356 [۲۰] برای محاسبه دوران تسلیم استفاده می‌شود. دوران نهایی مطابق این آئین‌نامه هشت برابر دوران تسلیم می‌باشد.

$$\theta_y = \frac{Z F_{ye} l_b}{6 E I_b} \quad (7)$$

آنچه از جدول‌های فوق استنتاج می‌گردد اینکه با حذف ستون در محل دیوار برشی فولادی عملاً جابجایی عمودی بسیار کمتر خواهد بود. مانند حذف ستون میانی C<sub>4</sub>، که در قاب 5ST1SW معادل ۱۷/۲۲ سانتی‌متر، در قاب 5ST1SW، ۴/۴۲ سانتی‌متر و در قاب 5ST2SW معادل ۱/۱۱ سانتی‌متر شده است. به نظر می‌رسد تعداد بیشتر دیوارهای برشی در دهانه‌های مختلف سبب کاهش حداکثر جابجایی عمودی محل حذف ستون شده است. نکته‌ی مهم دیگر مقایسه‌ی جابجایی عمودی محل ستون گوشه و سایر ستون‌ها در سه قاب ۵ طبقه است. به نظر می‌رسد در قاب‌های با سیستم دوگانه جابجایی محل حذف ستون‌ها بیشتر است. این مسئله به دلیل ضعیف‌تر بودن پروفیل‌های تیر و ستون در سیستم‌های دوگانه است. مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۱۵]، قاب‌های خمشی در سیستم‌های دوگانه باید ۳۰ درصد نیروی جانبی را تحمل نمایند. این مسئله باعث ضعیف‌تر شدن مقاطع این المان‌ها شده است. با توجه به توضیحات و نتایج به‌دست‌آمده می‌توان نتیجه گرفت که در سیستم‌های دوگانه در محل دیوار برشی فولادی شرایط بهبود یافته و جابجایی عمودی به‌شدت کاهش یافته ولی در سایر موقعیت‌ها شرایط بحرانی‌تری نسبت به سیستم‌های قاب خمشی خواهیم داشت. شکل‌های (۳۰) الی (۳۸) جابجایی عمودی محل حذف ستون‌ها برای مدت‌زمان ۱۰ ثانیه را در اثر حذف ستون‌های مختلف نشان می‌دهند.

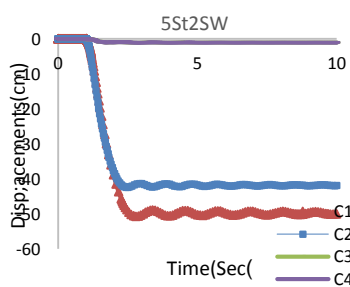
جدول ۹- جابجایی عمودی و دوران اعضای قاب 5ST1SW

5ST1SW	Max Vertical Displacement (cm)		Average Chord Rotations (Rad)
C <sub>1</sub>	49.34		0.098
C <sub>2</sub>	43.01		0.086
C <sub>3</sub>	39.91		0.079
C <sub>4</sub>	4.42		0.008

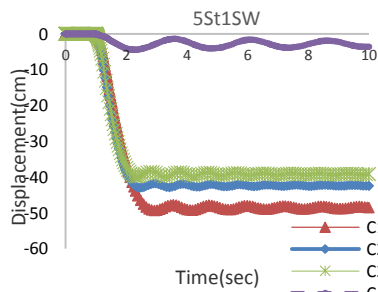
جدول ۱۰- جابجایی عمودی و دوران اعضای قاب 5ST2SW

5ST2SW	Max Vertical Displacement (cm)	Max Chord Rotations (Rad)
C <sub>1</sub>	50.71	0.104
C <sub>2</sub>	42.41	0.084
C <sub>3</sub>	1.14	0.002
C <sub>4</sub>	1.11	0.002

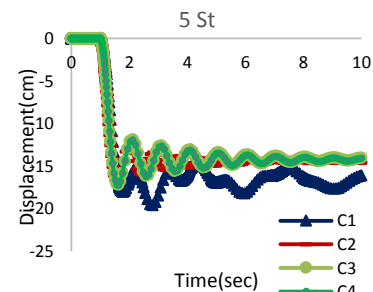
مطابق جدول‌های (۸) الی (۱۰) بیشترین جابجایی عمودی مربوط به حذف ستون گوشه C<sub>1</sub> می‌باشد. به همین ترتیب هر چه ستون حذف شده به وسط قاب نزدیک‌تر باشد جابجایی عمودی محل حذف کمتر شده است. با توجه به یکسان بودن پروفیل‌های تیر و ستون طبقات هر چه جابجایی عمودی بیشتر باشد، دوران المان‌ها و مفاصل پلاستیک بیشتر شده و شرایط بحرانی‌تری پیش می‌آید. بنابراین ستون گوشه بحرانی‌ترین شرایط و ستون میانی C<sub>4</sub> کمترین جابجایی عمودی را نشان می‌دهد.



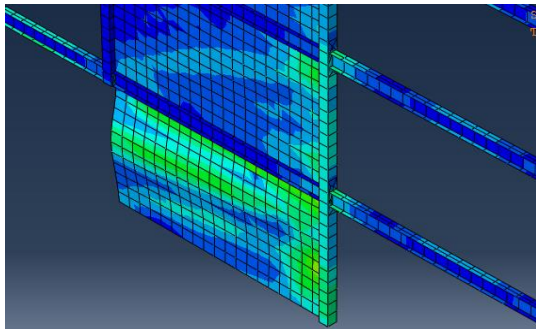
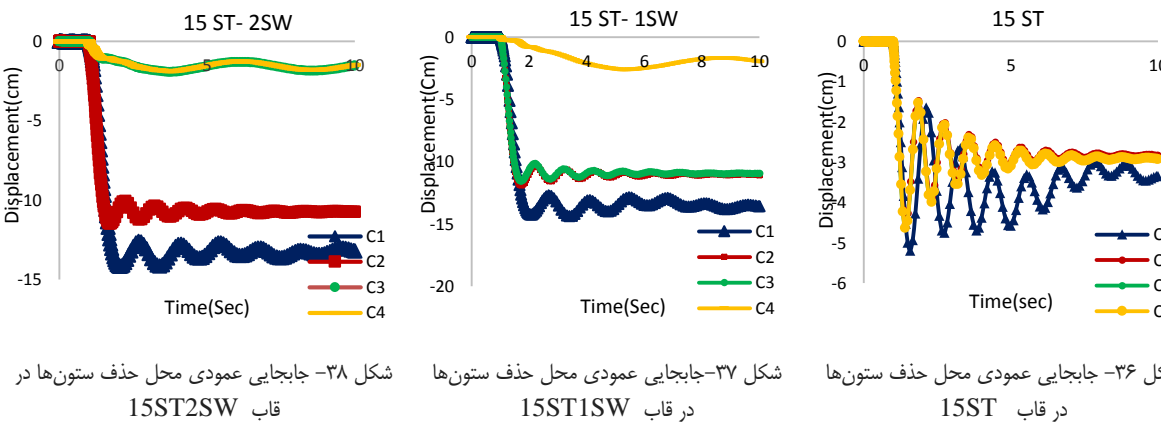
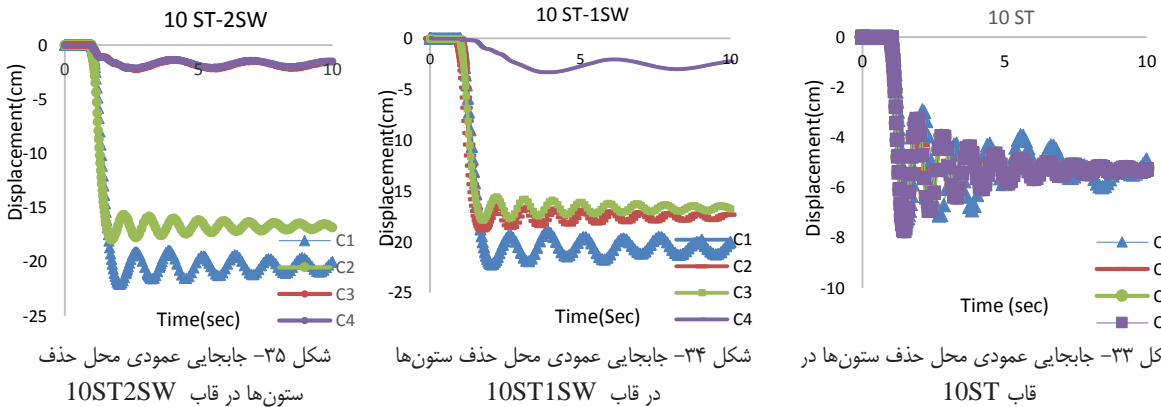
شکل ۳۲- جابجایی عمودی محل حذف ستون‌ها در قاب 5ST2SW



شکل ۳۱- جابجایی عمودی محل حذف ستون‌ها در قاب 5ST1SW

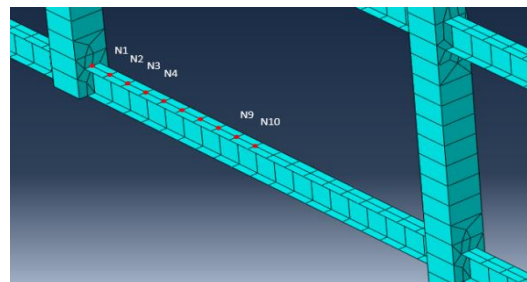


شکل ۳۰- جابجایی عمودی محل حذف ستون‌ها در قاب 5ST



شکل ۴۰- کانتور تغییر شکل پلاستیک دیوار برشی فولادی طبقه‌ی اول در اثر حذف ستون C<sub>4</sub> در قاب 5ST1SW

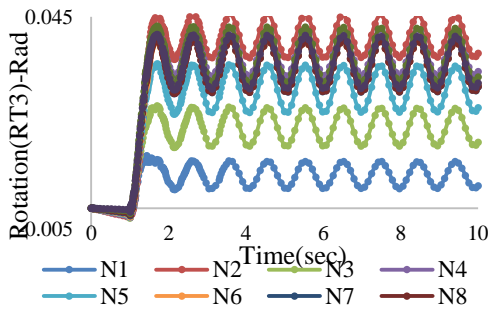
در ادامه به منظور بررسی رفتار مفاصل پلاستیک و دوران اعضای و بررسی ضوابط آیین‌نامه‌های GSA [۱۸] و DoD [۱۹] و FEMA356 [۲۰] گره‌هایی بانام‌های N<sub>1</sub> الی N<sub>10</sub> در موقعیت‌های مختلف در طول تیرها (شکل ۳۹) تعریف شده است. در شکل (۴۰)، کانتور تغییر شکل پلاستیک دیوار برشی فولادی طبقه‌ی اول در اثر حذف ستون C<sub>4</sub> در قاب 5ST1SW ارائه شده است.



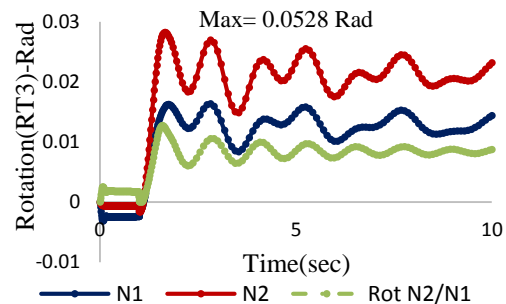
شکل ۳۹- تعریف گره‌های مرجع جهت محاسبه دوران گره‌های مختلف در طول تیرها

تاریخچه دوران مفصل پلاستیک در تیر مجاور محل حذف ستون  $C_1$  در قاب 5ST1SW مطابق شکل (۴۳) می‌باشد. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد بیشترین دوران مفصل پلاستیک در حدود  $0.0528$  رادیان می‌باشد و شکل (۴۴) تاریخچه‌ی دوران مفصل پلاستیک در تیر مجاور محل حذف ستون  $C_1$  را نشان می‌دهد. شکل‌های (۴۵) الی (۴۷) تحلیل قاب‌های ۵ طبقه را در نرم‌افزار ABAQUS با حذف ستون  $C_1$  نشان می‌دهند.

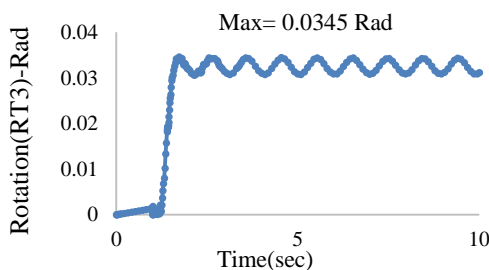
دوران مفصل پلاستیک تیرهای مجاور محل حذف ستون  $C_2$  در قاب 5st در شکل (۴۱) نشان داده شده است. نمودار قرمز رنگ تاریخچه دوران نقطه  $N_2$  و نمودار آبی رنگ دوران نقطه  $N_1$  را در مدت ۱۰ ثانیه نشان می‌دهد. نمودار خط چین دوران نسبی  $N_2$  به  $N_1$  یا دوران خالص مفصل پلاستیک تیر مجاور محل حذف ستون را نشان می‌دهد. در شکل (۴۲) نمونه‌ای از نتایج حاصل در اثر حذف ستون  $C_2$  در قاب 5ST نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد بر اساس مش بندی موجود، گره  $N_2$  نسبت به گره  $N_1$  بیشترین دوران را نشان می‌دهد.



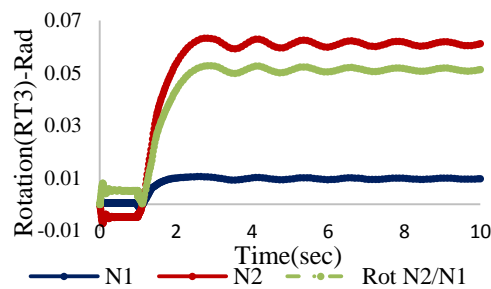
شکل ۴۲- دوران نقاط مختلف در طول تیر در اثر حذف ستون  $C_2$  در قاب 5ST



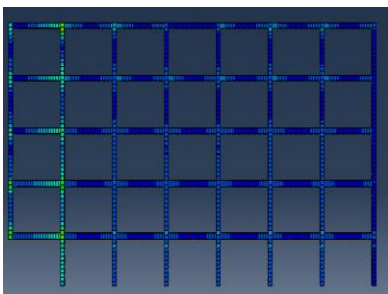
شکل ۴۱- دوران مفصل پلاستیک تیرهای مجاور محل حذف ستون  $C_2$  در قاب 5ST



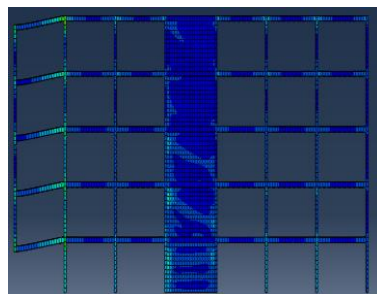
شکل ۴۴- دوران مفصل پلاستیک تیر مجاور محل حذف ستون  $C_1$  در قاب 5ST



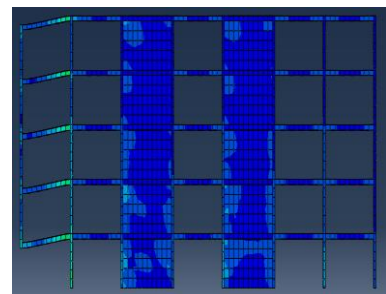
شکل ۴۳- دوران مفصل پلاستیک تیرهای مجاور محل حذف ستون  $C_1$  در قاب 5ST1SW



شکل ۴۷- تحلیل قاب 5ST با حذف ستون گوشه‌ی  $C_1$



شکل ۴۶- تحلیل قاب 5ST1SW با حذف ستون گوشه‌ی  $C_1$



شکل ۴۵- تحلیل قاب 5ST2SW با حذف ستون گوشه‌ی  $C_1$

جدول‌های (۱۱) و (۱۲) ملاحظه می‌گردد در قاب‌های 5ST1SW و 5ST2SW دوران‌های مان‌ها از دوران نهایی پروفیل‌های تیر بیشتر می‌باشد که این امر مفهوم گسیختگی مان‌های مربوطه را نشان می‌دهد. علیرغم نگرش فوق بر اساس آیین‌نامه‌ی GSA2003 این امر منجر به فروپاشی پیش‌رونده نمی‌شود. همچنین در مورد قاب 5st دوران مان‌ها براساس آیین‌نامه‌ی FEMA356 کمتر از دوران نهایی مان‌های تیر می‌باشد.

با بررسی نتایج، ملاحظه می‌گردد مقادیر به‌دست‌آمده برای چرخش مفصل پلاستیک در مقایسه با معیارهای آیین‌نامه‌ی GSA2003، مقادیر کمتری نسبت به  $0/21$  رادین می‌باشند و به لحاظ خرابی پیش‌رونده مشکلی را نشان نمی‌دهند. البته قاب‌های با سیستم دوگانه شرایط بحرانی‌تری نسبت به قاب با سیستم قاب خمشی نشان می‌دهد. با توجه به ضوابط نشریه‌ی بهسازی ۳۶۰ [۲۱] و یا آیین‌نامه‌ی FEMA356 نیز می‌توان کنترل‌هایی متناسب با رفتار مان‌های قاب انجام داد. مطابق

جدول ۱۱: مقایسه‌ی دوران بیشینه‌ی مان‌های تیر در اثر حذف ستون با مقادیر دوران نهایی FEMA356 در قاب 5st

طبقات	Beam	Ultimate Rotation (Rad) FEMA356	Max Chord Rotation (Rad)	Statue
طبقات اول و دوم	IPE360	0.0544	0.039	Good
طبقه سوم	IPE330	0.06	0.039	Good
طبقه چهارم و پنجم	IPE300	0.0656	0.039	Good

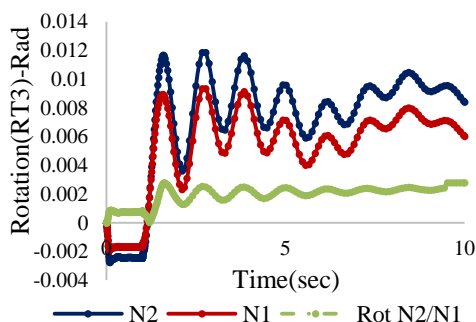
جدول ۱۲: مقایسه‌ی دوران بیشینه‌ی مان‌های تیر در اثر حذف ستون با مقادیر دوران نهایی FEMA356 در قاب‌های 5ST1SW و 5ST2SW

طبقات	Beam	Ultimate Rotation (Rad) FEMA356	Max Chord Rotation (Rad)	Statue
طبقات اول و دوم	IPE300	0.0656	0.104	Not Good
طبقه سوم	IPE300	0.0656	0.104	Not Good
طبقه چهارم و پنجم	IPE270	0.0736	0.104	Not Good

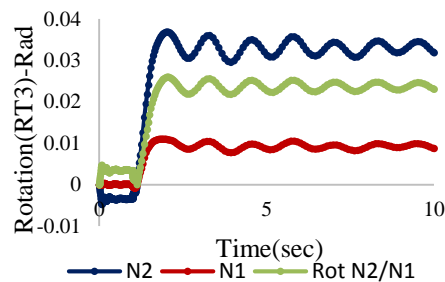
می‌باشند و به لحاظ گسیختگی پیش‌رونده مشکلی را نشان نمی‌دهند. برای قاب ۱۵ طبقه نیز نتایج مشابه می‌باشند و گسیختگی ایجاد نمی‌شود. شکل‌های (۵۲) الی (۵۷) تحلیل قاب‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه را در نرم‌افزار ABAQUS با حذف ستون  $C_1$  نشان می‌دهند. در جدول‌های (۱۳) الی (۲۲) جابجایی‌های عمودی و دوران اعضای و مقایسه دوران بیشینه مان‌های تیر در اثر حذف ستون با مقادیر دوران نهایی آیین‌نامه‌ی FEMA356 در قاب‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه نشان داده شده است.

#### ۲-۴- نتایج قاب‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه

شکل‌های (۴۸) الی (۵۱) نتایج مربوط به دوران مفصل پلاستیک در اثر حذف ستون  $C_1$  در قاب‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه را نشان می‌دهند. مطابق شکل (۵۰) و (۵۱) بیشترین دوران مفصل پلاستیک در تیر طبقه اول قاب ۱۰ طبقه به ترتیب  $0/027$  و  $0/0259$  رادین می‌باشد. ملاحظه می‌گردد مقادیر به‌دست‌آمده برای چرخش مفصل پلاستیک در مقایسه با معیارهای آیین‌نامه‌ی GSA2003، مقادیر کمتری نسبت به  $0/21$  رادین

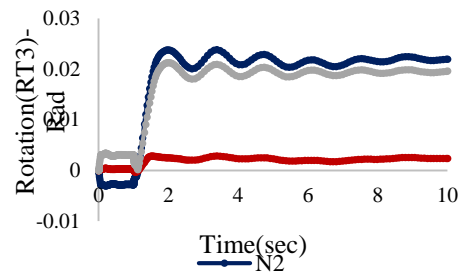
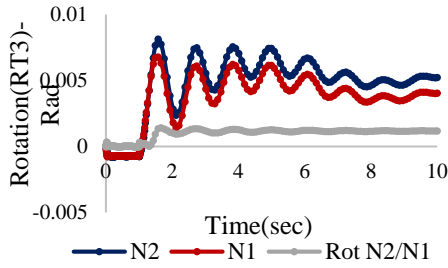


شکل ۴۹- دوران مفصل پلاستیک تیرهای مجاور محل حذف ستون  $C_1$  در قاب 10ST

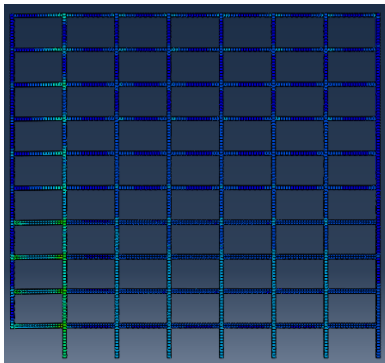


شکل ۴۸- دوران مفصل پلاستیک تیرهای مجاور محل حذف ستون  $C_1$  در قاب 10ST15SW

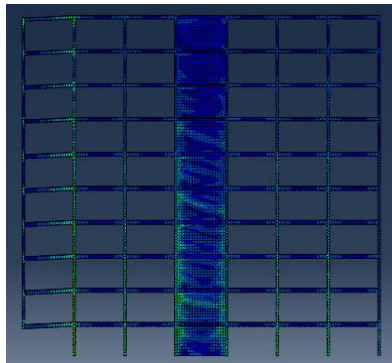




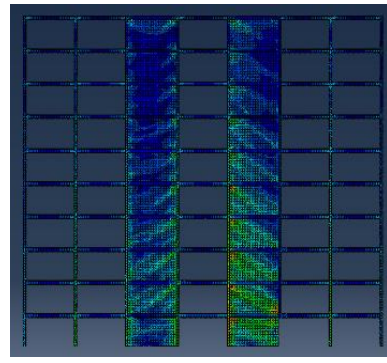
شکل ۵۰- دوران مفصل پلاستیک تیرهای مجاور محل حذف ستون C1 در قاب 15ST1SW  
 شکل ۵۱- دوران مفصل پلاستیک تیرهای مجاور محل حذف ستون C1 در قاب 15ST



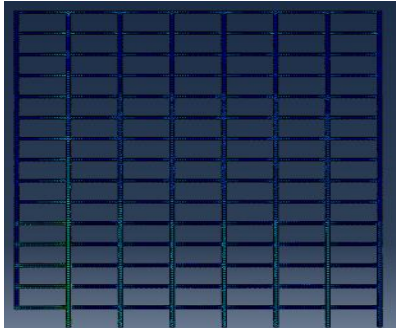
شکل ۵۴- تحلیل قاب 10ST با حذف ستون گوشه‌ی C1



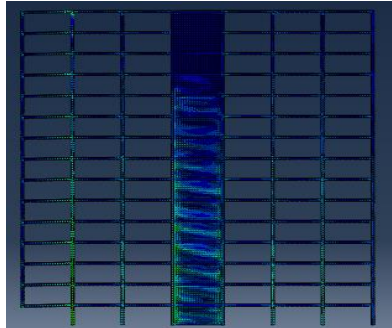
شکل ۵۳- تحلیل قاب 10ST1SW با حذف ستون گوشه‌ی C1



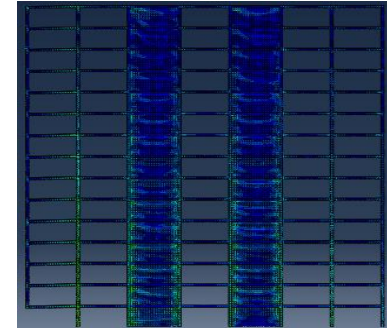
شکل ۵۲- تحلیل قاب 10ST2SW با حذف ستون میانی C3



شکل ۵۷- تحلیل قاب 15ST با حذف ستون گوشه‌ی C1



شکل ۵۶- تحلیل قاب 15ST1SW با حذف ستون گوشه‌ی C1



شکل ۵۵- تحلیل قاب 15ST2SW با حذف ستون گوشه‌ی C1

جدول ۱۳- جابجایی‌های عمودی و دوران اعضای قاب 10ST

10ST	Max Vertical Displacement (cm)	Average Chord Rotations (Rad)
C <sub>1</sub>	7.21	0.014
C <sub>2</sub>	7.59	0.015
C <sub>3</sub>	7.73	0.015
C <sub>4</sub>	7.73	0.015

جدول ۱۴- جابجایی‌های عمودی و دوران اعضای قاب 10ST1SW

10ST1SW	Max Vertical Displacement (cm)	Average Chord Rotations (Rad)
C <sub>1</sub>	22.20	0.044
C <sub>2</sub>	18.83	0.037
C <sub>3</sub>	17.82	0.035
C <sub>4</sub>	3.31	0.006

جدول ۱۵- جابجایی‌های عمودی و دوران اعضای قاب 10ST2SW

10ST2SW	Max Vertical Displacement (cm)	Max Chord Rotations (Rad)
C <sub>1</sub>	22.07	0.044
C <sub>2</sub>	17.97	0.035
C <sub>3</sub>	2.22	0.004
C <sub>4</sub>	2.13	0.004

جدول ۱۶- مقایسه دوران بیشینه‌ی المان‌های تیر در اثر حذف ستون با مقادیر دوران نهایی FEMA356 در قاب 10ST

10ST	Beam	Ultimate Rotation (Rad) FEMA 356	Max Chord Rotation (Rad)	Statue
طبقات اول تا چهارم	IPE400	0.0496	0.015	Good
طبقات پنجم و ششم	IPE360	0.054	0.015	Good
طبقات هفتم و هشتم	IPE330	0.06	0.015	Good
طبقات نهم و دهم	IPE300	0.065	0.015	Good

جدول ۱۷- مقایسه‌ی دوران بیشینه‌ی المان‌های تیر در اثر حذف ستون با مقادیر دوران نهایی FEMA356 در قاب‌های 10ST1SW و 10ST2SW

10ST1SW, 10ST2SW	Beam	Ultimate Rotation (Rad) FEMA 356	Max Chord Rotation (Rad)	Statue
طبقات اول تا ششم	IPE330	0.06	0.044	Good
طبقات هفتم تا دهم	IPE270	0.073	0.044	Good

جدول ۱۸- جابجایی‌های عمودی و دوران اعضای قاب 15ST

15ST	Max Vertical Displacement (cm)	Average Chord Rotations (Rad)
C <sub>1</sub>	5.19	0.01
C <sub>2</sub>	4.51	0.009
C <sub>3</sub>	4.62	0.009
C <sub>4</sub>	4.63	0.009

جدول ۱۹- جابجایی‌های عمودی و دوران اعضای قاب 15ST1SW

15ST1SW	Max Vertical Displacement (cm)	Average Chord Rotations (Rad)
C <sub>1</sub>	14.38	0.028
C <sub>2</sub>	11.89	0.023
C <sub>3</sub>	11.54	0.023
C <sub>4</sub>	2.59	0.005

جدول ۲۰- جابجایی‌های عمودی و دوران اعضای قاب 15ST2SW

15ST2SW	Max Vertical Displacement (cm)	Max Chord Rotations (Rad)
C <sub>1</sub>	14.18	0.028
C <sub>2</sub>	11.50	0.023
C <sub>3</sub>	1.92	0.003
C <sub>4</sub>	1.86	0.003

جدول ۲۱- مقایسه‌ی دوران بیشینه‌ی المان‌های تیر در اثر حذف ستون با مقادیر دوران نهایی FEMA356 در قاب 15ST

15ST	Beam	Ultimate Rotation (Rad) FEMA 356	Max Chord Rotation (Rad)	Statue
طبقات اول تا پنجم	IPE450	0.044	0.01	Good
طبقات ششم تا دهم	IPE400	0.049	0.01	Good
طبقات یازدهم الی سیزدهم	IPE360	0.054	0.01	Good
طبقات چهاردهم و پانزدهم	IPE300	0.065	0.01	Good

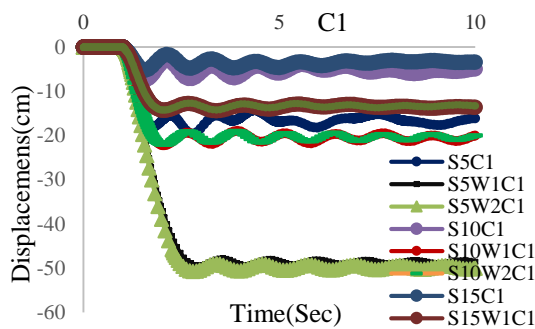
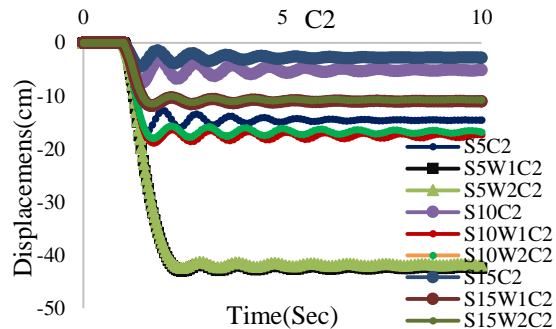
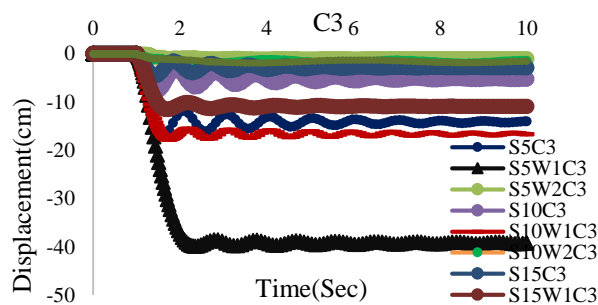
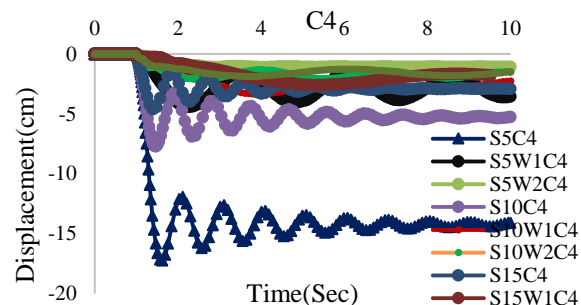
جدول ۲۲- مقایسه‌ی دوران بیشینه‌ی المان‌های تیر در اثر حذف ستون با مقادیر دوران نهایی FEMA356 در قاب‌های 15ST1SW و 15ST2SW

15ST1SW, 15ST2SW	Beam	Ultimate Rotation (Rad) FEMA 356	Max Chord Rotation (Rad)	Statue
طبقات اول تا پنجم	IPE330	0.060	0.028	Good
طبقات ششم تا دهم	IPE300	0.065	0.028	Good
طبقات یازدهم الی پانزدهم	IPE270	0.073	0.028	Good

می‌دهند. باملاحظه شکل (۶۰) و (۶۱) نتیجه می‌گیریم که بحرانی‌ترین شرایط در اثر حذف ستون  $C_3$  و  $C_4$  به ترتیب مربوط به قاب‌های ۵ طبقه 5ST و 5ST1SW می‌باشد. به دلیل وجود دیوار برشی در محل حذف ستون  $C_3$  در قاب‌های 5ST2SW، 10ST2SW و 15ST2SW جابجایی محل حذف این قاب‌ها ناچیز است.

### ۳-۴- مقایسه نتایج حذف ستون‌های مختلف برای قاب‌های مورد مطالعه

شکل‌های (۵۸) الی (۶۱) رفتار قاب‌های مورد مطالعه را به ترتیب تحت اثر حذف ناگهانی ستون‌های  $C_1$ ،  $C_2$ ،  $C_3$  و  $C_4$  نشان می‌دهند. در اثر حذف ناگهانی ستون  $C_1$  ملاحظه می‌گردد که بحرانی‌ترین شرایط مربوط به قاب‌های ۵ طبقه 5ST1SW و 5ST2SW می‌باشد و قاب‌های 10ST و 15ST کمترین جابجایی عمودی را در اثر حذف ستون  $C_2$  نشان

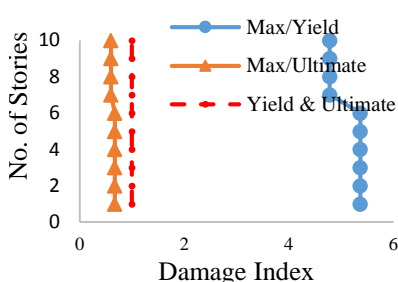
شکل ۵۹- رفتار قاب‌های مورد مطالعه تحت حذف ستون  $C_1$ شکل ۵۸- رفتار قاب‌های مورد مطالعه تحت حذف ستون  $C_2$ شکل ۶۱- رفتار قاب‌های مورد مطالعه تحت حذف ستون  $C_3$ شکل ۶۰- رفتار قاب‌های مورد مطالعه تحت حذف ستون  $C_4$

#### ۴-۴- ارائه شاخص‌های خسارت بر مبنای FEMA356

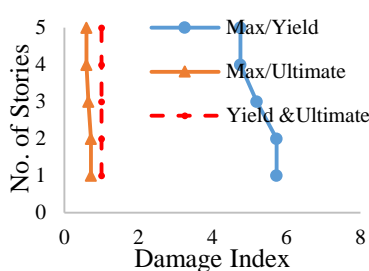
شاخص‌های خسارت پارامترهایی هستند که برای ارزیابی کمی خرابی موضعی و یا کلی سازه استفاده می‌شوند. در دهه‌های اخیر محققین بسیاری برای ارائه‌ی شاخص‌های خسارت مختلف تلاش نموده‌اند. به‌طور کلی شاخص‌های خسارت به سه گروه شاخص‌های خسارت وابسته به تغییر شکل، انرژی و شاخص‌های مرکب وابسته به تغییر شکل و انرژی تقسیم‌بندی شده است. شاخص‌های خرابی معرفی شده در مراجع مذکور به پارامترهایی نظیر دوران تسلیم و دوران نهایی مقاطع بستگی دارند. همان‌طور که قبلاً اشاره شد بر اساس روابط و جدول‌های آیین‌نامه‌ی FEMA356 و نشریه‌ی بهسازی ۳۶۰ می‌توان دوران تسلیم و نهایی المان‌های تیر و ستون را با مقاطع مختلف محاسبه نمود. بر اساس جدول‌های ارائه‌شده در بخش‌های قبل، دوران تسلیم و نهایی تیرها با

مقاطع مختلف ارائه‌شده است. همچنین در بخش‌های قبل با استفاده از تحلیل‌های مربوط به حذف ستون‌ها، دوران بیشینه تیرهای مربوط محاسبه گردید. در ادامه با استفاده از داده‌های موجود شاخص‌هایی برای ارزیابی رفتار قاب‌ها ارائه می‌گردد [۲۲].

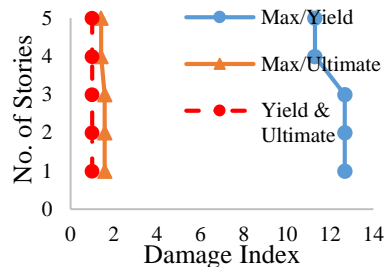
شکل‌های (۶۲) الی (۶۷) نمودارهای مربوط به شاخص‌های شکل‌پذیری و گسیختگی را برای قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه نشان می‌دهند. با توجه به اینکه حذف ستون گوشه حالت بحرانی‌تری ایجاد کرده است فقط شاخص‌های خرابی این حالت ارائه می‌گردد. در این تحقیق برای محاسبه‌ی شاخص‌های فوق بیشترین دوران المان‌های تیر متصل به ستون حذف‌شده بر مقادیر دوران اعضای تسلیم و نهایی ( بر اساس آیین‌نامه‌ی FEMA356) تقسیم‌شده است



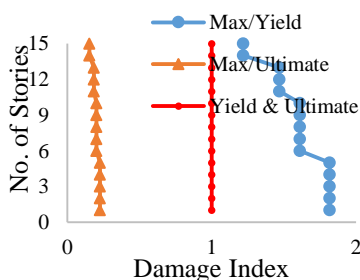
شکل ۶۴- شاخص‌های خسارت شکل‌پذیری و گسیختگی قاب‌های 10ST1SW و 10ST2SW تحت اثر حذف ناگهانی ستون C<sub>1</sub>



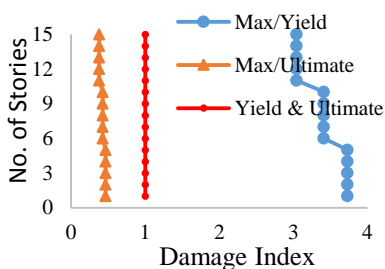
شکل ۶۳- شاخص‌های خسارت شکل‌پذیری و گسیختگی قاب 5ST تحت اثر حذف ناگهانی ستون C<sub>1</sub>



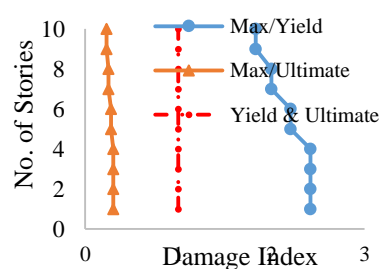
شکل ۶۲- شاخص‌های خسارت شکل‌پذیری و گسیختگی قاب‌های 5ST1SW و 5ST2SW تحت اثر حذف ناگهانی ستون C<sub>1</sub>



شکل ۶۷- شاخص‌های خسارت شکل‌پذیری و گسیختگی قاب 15ST تحت اثر حذف ناگهانی ستون C<sub>1</sub>



شکل ۶۶- شاخص‌های خسارت شکل‌پذیری و گسیختگی قاب‌های 15ST1SW و 15ST2SW تحت اثر حذف ناگهانی ستون C<sub>1</sub>



شکل ۶۵- شاخص‌های خسارت شکل‌پذیری و گسیختگی قاب 10ST تحت اثر حذف ناگهانی ستون C<sub>1</sub>

این اختلاف در قاب ۵ طبقه حدود ۱۲ درصد، در قاب ۱۰ طبقه ناچیز و در قاب ۱۵ طبقه ۸ درصد بوده است.

- عملکرد مشابهی در حذف ستون گوشه در قاب‌هایی با دیوار برشی فولادی در یک دهانه و دو دهانه مشاهده شده است. البته تعداد بیشتر ستون‌های مهارشده در قاب‌های دارای دو دهانه دیوار برشی فولادی شرایط بسیار مناسب‌تری از خود در کنترل خرابی پیش‌رونده نشان داده است. با توجه به احتمالی بودن حذف ستون ناشی از انفجار، این سیستم‌ها عملکرد بهتری خواهند داشت و احتمال رخداد پدیده گسیختگی پیش‌رونده در آن‌ها کمتر است. جابجایی عمودی در محل حذف ستون‌های متصل به دیوار برشی فولادی در تمام قاب‌ها کمتر از ۴ سانتی‌متر بوده که مقدار ناچیزی است.

- با بررسی رفتار مفاصل پلاستیک ملاحظه شد که شرایط رخداد خرابی پیش‌رونده بر اساس آیین‌نامه‌ی GSA2003 (دوران ۰/۲۱ رادیان) در هیچ‌یک از سناریوها رخ نداده است و پتانسیل رخداد گسیختگی پیش‌رونده ناشی از حذف ستون‌های مختلف وجود ندارد.

- آیین‌نامه‌ی FEMA356 و نشریه‌ی بهسازی ۳۶۰، نتایجی بر اساس دوران المان‌ها ارائه داده است. نتایج به دست آمده حاکی است که قاب 5st (۵ طبقه بدون دیوار برشی فولادی) دچار مشکل شده است و المان‌های تیر دارای دورانی بیش از دوران نهایی ارائه‌شده در جدول‌های این آیین‌نامه بوده است و به‌اصطلاح با گسیختگی مواجه گردیده است. در نتیجه می‌توان مشاهده کرد که شرط رخداد خرابی پیش‌رونده بر اساس آیین‌نامه‌ی GSA2003 نیازمند تغییر شکل‌های بزرگ‌تری بوده است و پیشنهادهای آیین‌نامه‌ی FEMA356 نیز در این زمینه نمی‌تواند مورد استفاده قرار گیرد و به هر حال مرجع اصلی بررسی رفتار این سازه‌ها تحت اثر گسیختگی پیش‌رونده، آیین‌نامه‌های مربوط به این پدیده مانند DOD، UFC و ... می‌باشد.

- با بررسی نتایج مربوط به شاخص‌های خسارت گسیختگی و شکل‌پذیری، ملاحظه گردیده است که قاب کوتاه مرتبه‌ی ۵ طبقه بدون دیوار برشی فولادی بحرانی‌ترین شرایط را داشته است. به‌طوری‌که دوران المان تیر مجاور محل حذف ستون در حدود ۱۲/۷ برابر دوران تسلیم و ۱/۵۸ برابر دوران نهایی پیشنهادی آیین‌نامه‌ی FEMA356 بوده است و همچنین قاب بلند مرتبه‌ی ۱۵ طبقه بدون دیوار برشی فولادی نیز شرایط مناسب‌تری نسبت به سایر قاب‌ها در اثر حذف ستون گوشه داشته است.

همان‌طور که در شکل‌های (۶۲) الی (۶۷) نشان داده می‌شود:

بزرگ‌ترین شاخص خسارت مربوط به قاب‌های ۵ طبقه 5ST1SW و 5ST2SW می‌باشد که بیشترین شاخص‌های خسارت شکل‌پذیری و گسیختگی این قاب‌ها به ترتیب معادل ۱/۶ و ۱۲/۶ می‌باشد. کمترین مقدار این شاخص‌ها مربوط به قاب 15ST و معادل ۰/۲ و ۱/۸ می‌باشد.

## ۵- نتیجه‌گیری

با بررسی نتایج به‌دست‌آمده در بخش قبل به‌طور خلاصه می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

- با توجه به این که در طراحی قاب‌های خمشی دوگانه، قاب‌های خمشی به تنهایی ۳۰ درصد نیروی جانبی را باید تحمل نمایند، بنابراین مطابق نتایج به‌دست‌آمده مقاطع تیر و ستون‌های این قاب‌ها ضعیف‌تر به‌دست‌آمده است. باید توجه داشت به منظور بررسی نقش دیوار برشی فولادی در امکان رخداد خرابی پیش‌رونده بایستی شرایط مقایسه‌ی نمونه‌ها یکسان در نظر گرفته شود در نتیجه میزان بار ثقیل در طراحی قاب‌های با و بدون دیوار برشی فولادی تغییر نمی‌کند.

- در این مطالعه، قاب‌های خمشی با دیوار برشی فولادی در دو حالت مطالعه شده است. در حالت اول دیوار برشی فولادی در دهانه‌ی میانی و در حالت دوم ضخامت ورق فولادی نصف و در دو دهانه به‌کاررفته است. بدین ترتیب مقایسه‌ی رفتار این دو سیستم، مشخص گردید که کدام حالت رفتار بهتری در پدیده‌ی حذف ستون از خود نشان داده و همچنین کدام حالت مقاومت مناسب در برابر رخداد خرابی پیش‌رونده داشته است.

- در قاب‌های مورد مطالعه همواره ستون گوشه، ستون بحرانی بوده است. به عبارتی بیشترین جابجایی عمودی در اثر حذف این ستون نشان داده شده است. در قاب‌های بدون دیوار برشی فولادی، بیشترین جابجایی عمودی ناشی از حذف ستون گوشه مربوط به قاب ۵ طبقه به میزان ۱۹/۵۶ سانتی‌متر بوده است. قاب‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه به ترتیب دارای جابجایی عمودی ۷/۲۱ و ۴/۱۹ سانتی‌متر بوده‌اند. با بررسی نتایج، مشخص شد که قاب کوتاه مرتبه‌ی ۵ طبقه به دلیل تعداد اعضای کمتر و عدم توانایی در توزیع بار ناشی از حذف ستون، بیشتر در شرایط بحرانی قرار گرفته است و شرایط قاب ۱۰ طبقه نیز به‌طور نسبی بحرانی‌تر از قاب ۱۵ طبقه بوده است.

- در قاب‌های بدون دیوار برشی فولادی، جابجایی عمودی در محل حذف ستون‌های میانی نسبت به ستون‌های گوشه کمتر است. البته

and column removal time on progressive collapse of building, *Journal of Constructional Steel Research*, 153, p. 243-253.

<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.07.019>

[10] Najji, A. (2019) Comparison of Column Removal Methods in Progressive Collapse Analysis of Reinforced Concrete Moment-Resisting Frames, *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 24, 4.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)SC.1943-5576.0000435](https://doi.org/10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000435)

[11] SAP 2000. (2018), Version 19 Copyright Computers and Structures, Inc.

<https://www.csiamerica.com/products/sap2000>

[12] ABAQUS, Abaqus/standard, (2012) version 6.11, ABAQUS, Inc., Pawtucket, R.I.

[13] Choi, I.R. Park, H.G. (2008). Ductility and Energy Dissipation Capacity of Shear-Dominated Steel Plate Walls. *Journal of Structural Engineering*, 134(9).

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:9\(1495\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:9(1495))

[14] AISC. (2005). *Seismic provisions for structural steel buildings*. Chicago, USA: American Institute of Steel Construction Inc.

[15] BHRC. (2014). *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings*. Tehran: Building and Housing Research Centre, Standard No. 2800. (In Persian).

[16] CSA. (2001). *Limit states design of steel structures*. Willow dale, Canada: Canadian Standards Association.

[17] Ozcelik, Y. Clayton, P. M. (2018). Strip model for steel plate shear walls with beam-connected web plates. *Engineering Structures*, 136, Pages 369-379.

<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.01.051>

[18] GSA, US. (2003). *Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects*. Washington, DC.

[19] DoD, (2005). U. S. *Unified facilities criteria: design of buildings to resist progressive collapse*. UFC 4-023-03. United States Department of Defense, Washington, DC, USA.

[20] FEMA 356. (2000). *NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C. Federal Emergency Management Agency, USA.

[21] *Commentary of Instruction for seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Standard No: 360. (In Persian).

[22] Rofooei, F.R. Imani, R. (2011). Evaluating the Damage in Steel MRF under Near Field Earthquakes

- با بررسی نتایج مشخص شد که با افزایش ارتفاع قاب‌های مورد مطالعه، افت محل حذف ستون کاهش یافته و مقاومت و پایداری قاب‌ها در برابر رخداد خرابی پیش‌رونده افزایش می‌یابد.

#### مراجع

- [1] Mehdizadeh, K, Karamodin, A. (2018). Evaluation the possibility of the occurrence of progressive collapse in steel moment frames (ordinary, intermediate and special) due to sudden column removal, *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, 5 (3), Pages 85-105. <https://doi.org/10.22065/jsce.2017.89028.1231>
- [2] Grierson, D.E. Safi, M. Xu, L. and Liu, Y. (2005). Simplified Methods for Progressive-Collapse Analysis of Buildings, *Structures Congress, ASCE*. New York, New York, United States. [https://doi.org/10.1061/40753\(171\)225](https://doi.org/10.1061/40753(171)225)
- [3] Szyniszewski, S. (2009). Probabilistic Approach to Progressive Collapse Prevention. Physics Based Simulations. *Structures Congress, ASCE*. Austin, Texas, United States.
- [4] Liu, M. (2011). Progressive collapse design of seismic steel frames using structural optimization. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(3), Pages 322-332. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.10.009>
- [5] Szyniszewski, S. and Krauthammer, T. (2012). Energy flow in progressive collapse of steel framed buildings. *Engineering Structures*, 42. 142-153. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.04.014>
- [6] Fu, F. (2012). Response of a multi-storey steel composite building with concentric bracing under consecutive column removal scenarios. *Journal of Constructional Steel Research*, 70, 115-126. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.10.012>
- [7] Mashhadiali, N. and Kheyroddin, A. (2014). Progressive collapse assessment of new hexagrid structural system for tall buildings. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, Pages 947-961. <https://doi.org/10.1002/tal.1097>
- [8] Karimiyan, 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*, 13(1), Pages 30-44. <http://ijce.iust.ac.ir/article-1-946-en.html>
- [9] Stephen, D. Lam, D. Forth, J. Ye, J. Tsavdaridis, K.D. (2019). An evaluation of modelling approaches

from Performance Based Design Viewpoint.  
*Procedia Engineering*. 14. Pages 3111-3118.  
<https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.391>

# Investigation of the Role of Steel Plate Shear Wall in the Possibility of Progressive Collapse Occurrence in Steel Moment Frames

Kouros Mehdi-zadeh\*

Department of Civil Engineering, Garmsar Branch, Islamic Azad University, Garmsar, Iran

Seyede Vahide Hashemi

Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran

Abbasali Sadeghi

Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran

## Abstract

Progressive collapse is a phenomenon that begins with initial local damage, due to unusual loading or design and construction errors, and leads to collapse of a large part or the entire structure. Of course, the progressive collapse phenomenon will rarely occur during the useful lifetime of the structure. However, this issue can cause a lot of financial and life damage, thus it has become a major challenge in structural engineering. In this study, the structural models were steel plate shear wall with different configuration and moment frame systems with 5, 10 and 15 stories, which were designed in SAP2000 V.19 software two dimensionally according to code regulations and then the nonlinear dynamic analysis was performed in finite element ABAQUS software. The Alternate Path Method (APM) is used according to UFC4-023-03 guideline in this study, which is the most economical and rational method. Considering the displacement and rotation values of the members due to the column removal and the frame ductility, and failure damage indices, the most important results indicate that the probability of occurrence of progressive collapse due to the corner column removal of the 5-story moment frame is more critical than other frames and also, a proper and similar performance was observed due to the corner column removal in steel plate shear walls with the configurations examined.

**Keywords:** Progressive Collapse, Steel Plate Shear Wall, Steel Moment Frame, Column Removal, Damage Index.