

## Numerical study of progressive failure mechanism in steel frames with CFST-columns

Ramin Ehsani<sup>1\*</sup>, Rasoul Zibaei Aliabad<sup>2</sup>

1- Assistant Prof, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Azad Islamic University, semnan, Iran.  
2-M.Sc. candidate., Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Azad Islamic University, semnan, Iran

### ABSTRACT

Progressive failure is developed by expanding a local initial failure from one element to another, which ultimately leads to the collapse of the whole structure or a large part of it. This phenomenon causes local damage in structural elements which can result in massive losses and significant damage. Ductility, continuity, and degree of structural expansion are among the parameters that play an important role in reducing such consequences. In this study, the behaviour of a scaled four-span steel frame, with concrete filled steel tubular columns (CFST), was evaluated under progressive failure by removing the middle column. This work was done using the finite element method in ABAQUS. This work was carried out by examining the effect of reinforced triangular plate, haunch and angle steel reinforcements, reduced section in flange and web as well as post-tensioned FRP cables along with sensitivity analysis. The findings indicated that among the proposed anti-collapse methods, the maximum yield strength, the maximum ultimate strength and ductility ratio belong to angle steel reinforcement with 140.24 KN, reinforced triangular plate with 259.6 KN and RBS with 21.16 method. However, in a comprehensive comparison, the method of adding reinforced triangular plate was the best anti-collapse method since it avoids damage to the columns. Additionally, the change in compressive and tensile strength of the concrete did not have much effect on the frame behaviour in the progressive failure. Moreover, the frame with non-concrete columns has a ductility ratio 3 times higher than SRCT case, although the frame with SRCT columns has a 14 percent higher yield strength.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 04 January 2021

**Revise Date:** 23 July 2021

**Accept Date:** 12 August 2021

### Keywords:

Progressive failure  
Finite element method anti-collapse methods  
Catenary mechanism  
Concrete Filled Steel Tubular column (CFST)

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.265113.2321>

\*Corresponding author: Ramin Ehsani  
Email address: R.Ehsani@semnaniau.ac.ir

## بررسی عددی سازوکار خرابی پیش رونده قاب های فولادی دارای ستون های جعبه‌ای پر شده با بتن (CFST)

رامین احسانی\*<sup>۱</sup>، رسول زیبایی علی آباد<sup>۲</sup>

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران

۲- دانشجوی کارشناس ارشد مهندسی عمران، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران

### چکیده

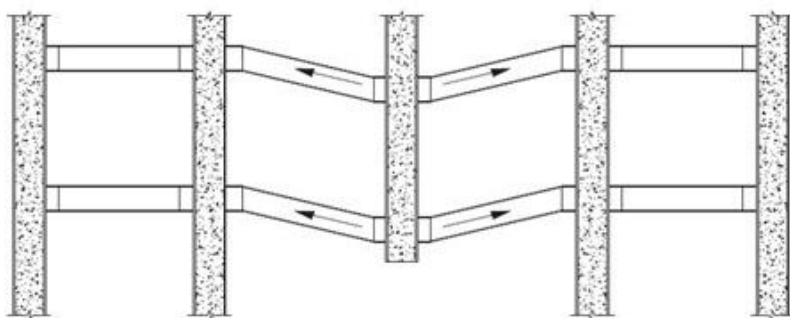
خرابی پیش‌رونده به‌صورت گسترش یک گسیختگی موضعی آغازین از یک المان به المان دیگر که در نهایت منجر به فروپاشی کل سازه یا بخش بزرگی از آن می‌شود، تعریف می‌گردد. این پدیده می‌تواند موجب آسیب‌های موضعی در عناصر سازه‌ای شود که در پی‌آیند آن خرابی پیش‌رونده‌ی حاصل ممکن است تلفات گسترده و خسارات قابل توجهی را ایجاد کند. شکل‌پذیری، پیوستگی و میزان توسعه‌پذیری سازه جزو پارامترهایی‌اند که نقش مهمی را در کاهش چنین پیامدهایی بازی می‌کنند. در این پژوهش، یک قاب فولادی چهار دهانه، دارای ستون‌های جعبه‌ای فولادی پر شده از بتن (CFST)، به‌صورت مقیاس شده تحت حذف ستون میانی مورد ارزیابی قرار گرفت. سپس، سازوکارهای خرابی پیش‌رونده تحت این سناریو حذف ستون بررسی گردید. این کار به کمک روش اجزای محدود در نرم‌افزار آباکوس صورت گرفت. این کار با بررسی اثر اعمال ورق تقویتی پشت‌بند، تقویت ماهیچه‌ای و نبشی زاویه‌دار، روش مقطع کاهش‌یافته‌ی بال و جان و کابل‌های پس‌تنیده‌ی FRP همچنین تحلیل حساسیت به این قاب دنبال شد. یافته‌ها نشان دادند که در میان روش‌های پادفروریزش پیشنهادی، با افزودن نبشی زاویه دار، مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی به ترتیب ۱۳/۱ درصد کاهش و ۲۵/۱ درصد افزایش می‌یابد ولی شکل‌پذیری ۷۱/۱۴ درصد کاهش می‌یابد. با این همه، در یک مقایسه‌ی همه‌جانبه، روش افزودن ورق پشت بند بهترین روش پادفروریزش به‌دلیل پرهیز از آسیب به ستون‌ها شناخته شد. افزون بر این، تغییر مقاومت فشاری و کششی بتن اثر چندانی بر رفتار قاب در خرابی پیش‌رونده نداشت. همچنین، قاب با ستون‌ها بدون بتن دارای نسبت شکل‌پذیری کمابیش ۳ برابر بیشتر از حالت ستون های فولادی توخالی پر شده با بتن با یک مقطع فولادی مدفون در بتن (SRCT) است هرچند که مقاومت تسلیم قاب با ستون‌های فولادی توخالی پر شده با بتن با یک مقطع فولادی مدفون در بتن (SRCT)، ۱۴ درصد بیشتر است.

کلمات کلیدی: خرابی پیش‌رونده، روش اجزای محدود، روش‌های پادفروریزش، سازوکار زنجیره‌ای، ستون‌های جعبه‌ای فولادی پر شده از بتن (CFST).

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
doi:	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
<a href="https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.265113.2321">https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.265113.2321</a>	۱۴۰۱/۰۱/۳۱	۱۴۰۰/۰۵/۲۱	۱۴۰۰/۰۵/۲۱	۱۴۰۰/۰۵/۰۱	۱۳۹۹/۱۰/۱۵
10.22065/jsce.2021.265113.2321					
رامین احسانی*			نویسنده مسئول:		
R.ehsani@semnaniau.ac.ir			پست الکترونیکی:		

## ۱- مقدمه

اطمینان از پایداری سازه‌ها همیشه به‌عنوان یک اصل برای مهندسین طراح سازه مطرح بوده است. یکی از مسائلی که در دهه‌های اخیر مهندسان سازه را به چالش کشیده و اخیراً در مبحث پدافند غیرعامل نیز توجه زیادی به آن شده است، بحث خرابی پیش‌رونده<sup>۱</sup> و پایداری سازه در برابر چنین رویدادی بوده است. در حالت کلی، خرابی پیش‌رونده زمانی اتفاق می‌افتد که یک یا چند المان کلیدی در سازه در اثر عواملی آسیب ببینند و در نتیجه‌ی این آسیب‌دیدگی موضعی، خرابی به کل سازه و یا قسمت اعظمی از آن گسترش یابد [۱]. خطرهای احتمالی و بارهای غیرعادی که می‌توانند موجب خرابی پیش‌رونده شوند مواردی همچون برخورد هواپیما، خطای طراحی یا ساخت، زلزله، آتش‌سوزی، انفجار گازها، اضافه بار تصادف وسایل نقلیه و انفجار بمب را در برمی‌گیرند [۲]. تلاش برای بهبود رفتار سازه‌ها در برابر خرابی پیش‌رونده موضوعی است که برای دهه‌ها مورد توجه‌ی پژوهشگران بوده است. در سال‌های اخیر رویکردهای نوینی برای ارزیابی رفتار سازه‌ها و عناصر مختلف آن‌ها به کمک روش‌های متفاوت دنبال شده است. به‌تازگی، طراحی سازه‌ها در برابر خرابی پیش‌رونده به سمت طراحی‌های کمی سوق پیدا کرده که در آن کاربرد سازوکار زنجیره‌ای<sup>۲</sup> گسترش بیشتری یافته است. آنچه از پژوهش‌های گذشته برمی‌آید، روشن است که بیشتر مطالعات بر کارکرد گره‌ی بالای ستون آسیب‌دیده تمرکز کرده‌اند. همان‌طور که در شکل ۰ دیده می‌شود، گره‌های مجاور در هنگام حذف ستون میانی به ننگ‌داری لنگر خمیدگی و نیروی کششی اقدام می‌کنند و رفتار این گره‌ها با گره‌ی بالای ستون حذف‌شده متفاوت خواهد بود. در این میان، سختی جانبی گره‌ها که به باقی‌مانده‌ی سازه‌ی آسیب‌دیده مربوط می‌شود نقش مهمی را در شکل‌گیری سازوکار زنجیره‌ای<sup>۳</sup> در تیرها بازی می‌کند [۳].



شکل ۰: نمایی از سازوکار زنجیره‌ای [۳]

از این روی، قاب‌های مختلف ساختمانی با پیکره‌بندی‌های متفاوت به صورت دوبعدی و سه‌بعدی و به کمک رویکردهای مختلف مورد مطالعه قرار گرفتند. یکی از انواع قاب‌ها که همچنان دارای زوایای مبهمی در زمینه‌ی کارکرد تحت پدیده‌ی ویرانگر خرابی پیش‌رونده است را می‌توان قاب‌های مرکب برشمرد. اجزای این قاب‌ها ساخته شده از ترکیب بتن و فولاد هستند که از مجموعه‌ی مزایای موجود در کارکرد بتن مسلح و فولاد بهره می‌برند. بیشتر این قاب‌ها از تیرهای فولادی تشکیل شده‌اند که به ستون‌های مرکب متصل هستند. انواع ستون‌های مرکب را می‌توان در سه دسته ستون‌های فولادی محصور در بتن<sup>۴</sup>، ستون‌های فولادی توخالی پر شده با بتن با یک مقطع فولادی مدفون در بتن<sup>۵</sup> ستون‌های فولادی توخالی پر شده با بتن گروه‌بندی کرد [۴]. ستون‌های CFST با پر کردن مقاطع فولادی از بتن شکل می‌گیرند. بر اساس شکل مقطع، این نوع ستون‌ها به گروه‌های مختلفی همچون دایره‌ای، مربعی و هشت‌ضلعی تقسیم می‌گردند. این ستون‌ها به دلیل مزایایی که دارند به طور گسترده‌ای در سازه‌های بلند و مناطقی با لرزه‌خیزی بالا مورد استفاده قرار می‌گیرند.

<sup>1</sup> Progressive Failure

<sup>2</sup> Catenary Action

<sup>3</sup> Catenary Action

<sup>4</sup> Steel Reinforced Concrete (SRC)

<sup>5</sup> Steel Reinforced Concrete Tube (SRC-Tube)

• وانگ و هوآنگ در سال ۲۰۱۴ مدل عددی را برای بررسی پدیده‌ی خرابی پیش‌رونده حاصل از زلزله در سازه‌های بلندمرتبه توسعه دادند. در این پژوهش تلاش بر این شد تا روش‌های کارآمدی به‌منظور جلوگیری از فروریزش سازه‌ها تحت زمین‌لرزه پیشنهاد شود. یافته‌ها نشان دهنده‌ی این حقیقت بودند که برای پرهیز از فروریزش، سازه‌ها باید در لحظه‌ی اعمال بارهای شدید فرونریزند و از این روی شکل‌پذیری نقش مهمی در این پدیده بازی می‌کند. افزون بر این، انتخاب مصالح سبک، افزایش مقاومت مقاطع و تقویت المان‌های کلیدی همچون اتصالات از جمله اقداماتی است که می‌تواند از خرابی پیش‌رونده جلوگیری کند [۵]. تمرکز اصلی پژوهش دینو و همکاران در سال ۲۰۱۴ بر بهبود مقاومت سازه‌های قاب‌های چندطبقه‌ی فولادی بود. این پژوهش بر محدودسازی آسیب برای جلوگیری از آغاز خرابی پیش‌رونده تمرکز کرده است و از این روی مسیر بار جایگزین به‌عنوان چهارچوب پژوهش در نظر گرفته شد. یافته‌ها نشان دادند که با استفاده از اتصالات گیردار، جابه‌جایی بیشینه‌ی عمودی به میزان ۲۰ درصد کاهش پیدا می‌کند. استفاده از دال بتنی مرکب نیز به افزایش پایداری سازه‌ها در برابر خرابی پیش‌رونده کمک شایانی خواهد کرد [۶]. گیو و همکاران در سال ۲۰۱۵ به بررسی واکنش سازه‌های قاب‌های نیمه-گیردار خمشی مرکب تحت حذف یک‌باره‌ی ستون پرداختند. یافته‌ها نشان‌دهنده‌ی حساسیت مقاومت خرابی پیش‌رونده به خصوصیات پیچ‌ها بود. بر این اساس، با افزایش کرنش گسیختگی پیچ‌ها، مقاومت خرابی پیش‌رونده‌ی قاب‌ها افزایش می‌یابد. افزون بر این، افزایش قطر جان پیچ نیز سبب افزایش ظرفیت باربری و شکل‌پذیری می‌گردد [۷]. جیاراجان و همکاران در سال ۲۰۱۵ به سنجش میزان آسیب‌پذیری ساختمان‌های فولادی سازه با مهاربند ساده را تحت بارگذاری‌های شدید پرداختند. یافته‌های مدل عددی نشان دادند که سازه‌های مهاربندی شده نسبت به سازه‌هایی با قاب خمشی تحت خرابی پیش‌رونده آسیب‌پذیرتر اند. علت آن به نوع اتصالات سازه‌های مهاربندی شده بازمی‌گردد که برخلاف اتصالات خمشی قادر به بازتوزیع بار حاصل از ستون حذف شده به بقیه المان‌های برابر جانبی نیستند [۸]. در سال ۲۰۱۶، پیرموز و لیو در یک مدل‌سازی به کمک روش اجزای محدود، ظرفیت قاب‌های فولادی پیش‌تنیده را تحت خرابی پیش‌رونده ارزیابی کردند. تمرکز اصلی این پژوهش بر قاب خمشی پیش‌تنیده بود که در آن تیرها و ستون‌ها توسط اجزای خاصی همچون کابل‌های پس‌کشیده شده، صفحات اصطکاکی و جاذب انرژی غیرفعال و المان‌های فاصله‌پرکن فولادی متصل شده اند. یافته‌ها نشان دادند که در کنار توانایی این قاب در جذب انرژی، سازوکار کماتی تیرها و سازوکار زنجیره‌ای مهم‌ترین ویژگی این قاب‌ها در برابر خرابی پیش‌رونده اند [۹]. لی و همکاران در سال ۲۰۱۷ به مطالعه‌ی گونه‌های خرابی جداره‌ی ستون<sup>۶</sup> اتصالات خمشی فولادی با دیافراگم درونی<sup>۷</sup> و سازوکار زنجیره‌ای پرداختند. در هنگام حذف ستون میانی، قاب خمشی آغاز به تحمل بار بالایی توسط سازوکار خمشی به‌همراه سازوکار زنجیره‌ای می‌کند و این کار با ایجاد خیز در تیرهای متصل به ستون حذف شده ادامه می‌یابد. استفاده مؤثر از سازوکار زنجیره‌ای به رفتار اتصال وابسته است که این خود به نوع و جزئیات اتصال به‌ویژه نحوه‌ی گسیختگی در سناریوی خرابی پیش‌رونده بازمی‌گردد. در این پژوهش، دو گونه‌ی گسیختگی یعنی گسیختگی پیوسته و گسیختگی ناپیوسته انتهای تیرها مورد بررسی قرار گرفت. افزون بر این، حالت سومی گسیختگی به نام گسیختگی جداره‌ی ستون توسط دو رویکرد آزمایشگاهی و عددی صورت پذیرفت. در این نوع از گسیختگی، ترک‌های پیوسته در جداره‌ی ستون متصل به انتهای تیرها روی می‌دهد. یافته‌ها نشان دهنده‌ی این حقیقت بودند که گسیختگی جداره‌ی ستون زمانی روی می‌دهد که ورقه‌های تقویتی داخلی ستون از جداره‌ی داخلی ستون جدا شوند و سپس جدایش در جداره‌ی ستون نزدیک انتهای تیر ادامه یابد. بعد از آن، ترک‌ها در طول بال پایینی تیرها به داخل رشد می‌کنند و نهایتاً به سمت بالا جایی که سازوکار خمشی با سازوکار زنجیره‌ای جایگزین می‌شود ادامه می‌یابد. این نوع از گسیختگی نسبت به گسیختگی‌های دیگر مطلوب‌تر است زیرا سازه همچنان قادر خواهد بود که سازوکار زنجیره‌ای کارآمدی را فراهم آورد تا به کمک آن فرای عضو حذف شده پل بزند [۱۰]. محمودی و همکاران در سال ۲۰۱۵ در پژوهش خود روش تحلیل استاتیک غیرخطی جابه‌جایی‌گرایی<sup>۸</sup> را ارائه دادند که واکنش‌های سازه‌ای را در برابر خرابی پیش‌رونده محاسبه می‌کرد [۱۱]. در همان سال، مک‌کانل و همکاران به کمک روش اجزای محدود، سازوکار زنجیره‌ای جزئی ایجاد شده در تیرهای فولادی را مورد بررسی قرار دادند [۱۲]. استیلیونادیس و همکاران در سال ۲۰۱۵ به مدل‌سازی پاسخ‌های تیرهای سازه‌ای تحت خرابی پیش‌رونده پرداختند. رویکرد این روش تحلیلی است که در آن تلاش دارد بر کاستی‌های روش عددی همچون پیچیدگی و

<sup>6</sup> Column-wall failure mode

<sup>7</sup> Inner Diaphragm

<sup>8</sup> Displacement-Based Nonlinear Static Analysis

محدودیت ذاتی آن چیره شود. بر این اساس، در این پژوهش مدل تحلیلی فراهم آورده شد که به کمک آن می توان پاسخ تیرها و ستون-هایی که به صورت محوری مهار شده اند تحت خرابی پیش‌رونده ارزیابی شود [۱۳]. محمد<sup>۱۰</sup> در سال ۲۰۱۵ در پژوهش خود برای ارزیابی پتانسیل خرابی پیش‌رونده در سازه‌های فولادی به محاسبه‌ی ضریب تشدید بار پرداخت. در این پژوهش، روش‌های برآورد ضریب تشدید بار مورد بحث و بررسی قرار گرفت و تفاوت میان پاسخ‌های اعضای تغییرشکل - مهار<sup>۱۱</sup> و نیرو - مهار<sup>۱۱</sup> مقایسه شدند. یافته‌ها بیانگر این حقیقت بود که سازه‌هایی با دهانه‌ی بلندتر نسبت به خرابی پیش‌رونده آسیب‌پذیرتر اند به‌ویژه زمانی که ستون‌های گوشه برداشته می‌شوند. بر این اساس، سخت‌سازی عناصر سازه‌ای چندان کارآمد نخواهد بود چون در چنین شرایطی شکل‌پذیری سازه بسیار پراهمیت است. افزون بر این، روشن شد که بارگذاری پیشنهادی از طرف آیین‌نامه‌ی DoD<sup>۱۲</sup> [۱۴] کاستی‌هایی دارد و از این روی پیشنهاد شد که از روش‌های ساده‌سازی شده در آیین‌نامه‌ی UFC استفاده گردد [۱۵]. در پژوهش ژو و همکاران در سال ۲۰۱۸، یک آزمون حذف یک‌باره‌ی ستون داخلی برای یک قاب خمشی فولادی چهار دهانه با مقیاس یک‌به‌سه صورت گرفت که ستون‌های آن از مقطع جعبه‌ای فولادی پر شده با بتن ساخته شده‌اند. سازوکار پادفروریزش<sup>۱۳</sup> قاب تحت سناریوی حذف ستون مورد بررسی قرار گرفت. از دو رویکرد مدل‌سازی اجزای محدود و مدل تحلیلی ساده‌شده استفاده شد تا رفتار قاب فولادی با چنین ستون‌هایی در برابر خرابی پیش‌رونده مورد بررسی قرار گیرد. دقت دو رویکرد توسط نتایج آزمایشگاهی راستی آزمایی گردید. اقدامات پاد فروریزش پیشنهادی در این پژوهش به روش‌های مدل‌سازی حساس است. از این روی، شبیه‌سازی ستون‌های فولادی پر شده با بتن از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در کنار این موضوع از یک روش برآمده از تعادل انرژی به منظور ارزیابی رفتار دینامیکی قاب بهره برده شد. یافته‌ها نشان داد که ضریب بزرگ‌نمایی دینامیکی به میزان ۲ که توسط ضوابط DoD پیشنهاد شده در تحلیل استاتیکی خطی منطقی به نظر می‌رسد. با این همه به‌کارگیری سازوکار زنجیره‌ای که در ضوابط آیین‌نامه‌ی DoD در نظر گرفته نشده است سبب افزایش ضریب بزرگ‌نمایی دینامیکی خواهد شد [۳]. رحیمی و استکان‌چی در سال ۲۰۱۵ میزان فروریزش قاب‌های خمشی فولادی را به کمک روش پایداری زمانی<sup>۱۴</sup> مورد ارزیابی قرار دادند. در این روش، سازه تحت برانگیزش‌های تشدید یافته از پیش طراحی شده قرار گرفته که از روی هم‌گذاری چندین طیف زلزله‌ی مقیاس شده برای همانندسازی آثار میانگین زمین‌لرزه‌ای ساخته شده‌اند. سپس، پتانسیل خرابی پیش‌رونده چند سازه‌ی فولادی تحت این طیف‌ها مورد ارزیابی قرار گرفت. یافته‌های این پژوهش نشان می‌دهد که برآورد خرابی حاصل از پایداری زمانی با روش تحلیل دینامیکی نمودار<sup>۱۵</sup> یکسان بوده و احتمال خرابی در سطوح لرزه‌ای مختلف در دو روش متشابه است [۱۸]. در سال ۲۰۱۶، پیرموز و لیو در یک مدل‌سازی به کمک روش اجزای محدود، ظرفیت قاب‌های فولادی پیش‌تنیده را تحت خرابی پیش‌رونده ارزیابی کردند. تمرکز اصلی این پژوهش بر قاب خمشی پیش‌تنیده بود که در آن تیرها و ستون‌ها توسط اجزای خاصی همچون کابل‌های پس‌کشیده شده، صفحات اصطکاکی و جاذب انرژی غیرفعال و المان‌های فاصله پرکن فولادی متصل شده‌اند. یافته‌ها نشان دادند که در کنار توانایی این قاب در جذب انرژی، سازوکار کمائی تیرها و سازوکار زنجیره‌ای مهم‌ترین ویژگی این قاب‌ها در برابر خرابی پیش‌رونده اند [۱۹]. دینگ و همکاران در پژوهشی قابل توجه، دال‌های مرکب فولادی و بتنی را تحت تحلیل‌های خرابی پیش‌رونده‌ی احتمالاتی قرار دادند. در این پژوهش از مدل مؤلفه‌ای بهره برده شد تا چهارچوب تحلیلی را فراهم آورد که به کمک آن بتوان تحلیل‌های احتمالاتی بهتری را در زمینه‌ی رفتار اتصالات تحت خرابی پیش‌رونده انجام شود. برای این کار، از تحلیل حساسیت گردباد (ترنادو) برای بررسی ظرفیت مقاومت استفاده شد. برای نمونه‌برداری از ورودی متغیرها نیز از روش ابرمکعب لاتین<sup>۱۶</sup> (روش نمونه‌گیری نزدیک به تصادفی در محاسبات آماری) بهره برده شد و اتصالات تحت تحلیل‌های استاتیکی ساختگی زیرکشش قرار گرفتند. یافته‌ها نشان داد که: ۱- اتصالات با مصالح ترد رفتار متنوع‌تری را از خود نشان می‌دهند. افزون بر این، به‌کارگیری روش‌های قطعی نمی‌توانند مقاومت و شکل‌پذیری اتصالات فولادی را به‌طور کامل بررسی کنند ۲- مقاومت فشاری بتن،

<sup>10</sup> Deformation-Controlled

<sup>11</sup> Force-Controlled

<sup>12</sup> Department of Defense (DoD)

<sup>13</sup> Anti-Collapse

<sup>14</sup> Endurance Time Method

<sup>15</sup> Incremental Dynamic Analysis (IDA)

<sup>16</sup> Latin Hypercube sampling

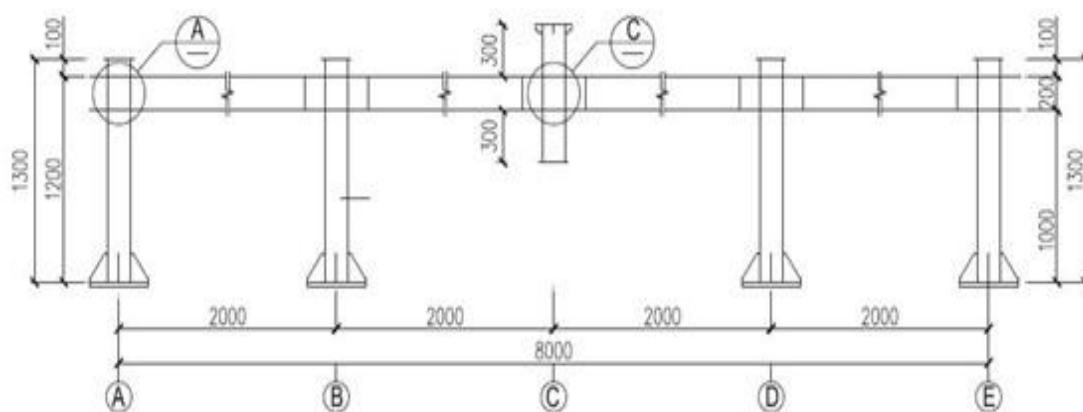
تنش تسلیم عرشه‌ی فولادی، مقاومت نهایی و شکل‌پذیری اتصالات اثرگذارترین پارامترها بر رفتار سازه تحت خرابی پیش‌رونده هستند. ۳- اتصالاتی که قادر اند سازوکار زنجیره‌ای را بعد از دوران‌های زیاد توسعه دهند سبب افزایش ظرفیت ساختار سازه‌ای کف تحت خرابی پیش‌رونده خواهند شد. ۴- تحلیل‌های صورت گرفته بر اساس بارگذاری UFC محافظه‌کارانه اند. این در حالی است که استفاده از بارگذاری پیشنهادی آیین‌نامه‌ی GSA به طراحی غیرمحافظه‌کارانه ختم می‌شوند [۲۰].

## ۲- مدل سازی اجزای محدود

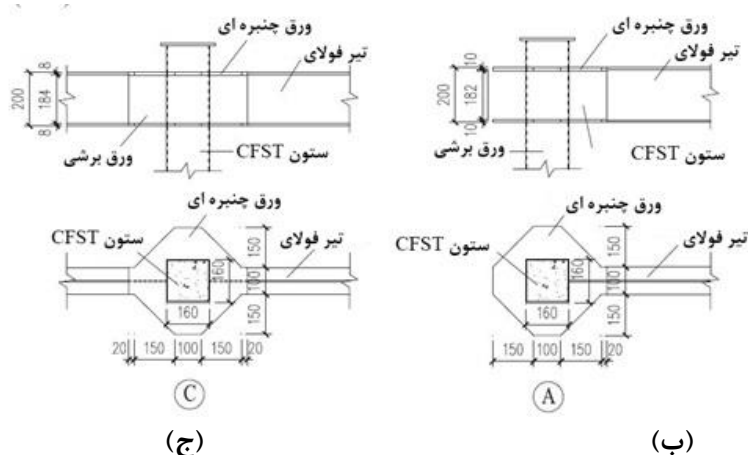
سازوکار زنجیره‌ای پدیده‌ی سودمند اما پیچیده‌ای است که مطالعه‌ی آن نیازمند برپایی پژوهش‌های گسترده‌ی آزمایشگاهی است. افزون بر این، نحوه‌ی به‌کارگیری آن به‌منظور تقویت قاب‌های فولادی با ستون‌های (CFST) نیز یکی از چالش‌هایی است که در این پژوهش مد نظر قرار می‌گیرد. جنبه‌ی نوآورانه‌ی این بررسی را می‌توان در همانندسازی این قاب‌ها به منظور شناخت و نحوه‌ی اثرگذاری سازوکار زنجیره‌ای همچنین تحلیل حساسیت پارامترهای هندسی و مصالح بر آن دانست. افزون بر این، تلاش بر این است تا راهکاری را با افزودن میلگردهای پلیمری تقویت شده به این قاب‌ها پیشنهاد داد و پایداری سازه‌های مرکب در برابر خرابی پیش‌رونده بررسی شود. یافته‌های این پژوهش می‌تواند برای سازمان پدافند غیرعامل و تمامی نهادهای تنظیم‌کننده‌ی آیین‌نامه‌ها و مقررات ملی همچنین پژوهشگران این موضوع مفید باشد.

### ۲-۱- مشخصات نمونه‌ی آزمایشگاهی (مدل پایه)

در این پژوهش، ستون‌های قاب بر اساس آیین‌نامه‌ی چین طراحی شدند. شکل ۲) ابعاد هندسی قاب نمونه را نشان می‌دهد. ارتفاع و دهانه‌ی قاب مقیاس شده به ترتیب ۱/۲ متر و ۲ متر بود. سطح مقطع تیرهای فولادی از مقطع  $H200 \times 100 \times 5/8$  ساخته شده و ستون‌ها مقاطع فولادی جعبه‌ای مربعی جدار نازک بودند. عرض و ضخامت مقطع جعبه‌ای به ترتیب ۱۶۰ و ۵ میلی‌متر تعیین گردید. از ورق‌های چنبره‌ای (ورق پیرامونی) در پیوندگاه میان تیرها و ستون‌ها بهره برده شد. افزون بر این، صفحه‌ی برشی به ستون‌ها توسط جوش گوشه متصل گردید. بال‌های تیر فولادی نیز به ورق‌های پیرامونی جوش شد درحالی‌که جان تیرهای فولادی به ورق‌های برشی جوش گردید. ضخامت ورق پیرامونی و صفحه‌ی برشی ۱۰ میلی‌متر اتخاذ گردید. ستون میانی در آزمایش حذف شد تا سناریوی حذف یک‌باره‌ی ستون همانندسازی شود [۳].



(الف)



شکل ۲: ابعاد قاب و اجزای آن (یکا: میلی‌متر): الف) قاب؛ ب) گرهی A؛ ج) گرهی B و C [۳]

## ۲-۲- خصوصیات مصالح

رده‌ی فولاد چین یعنی Q235 برای تمام سازه استفاده شد. جدول ۱ تنش تسلیم ( $F_y$ )، مقاومت نهایی ( $F_u$ ) و مدول الاستیسیته ( $E_s$ ) فولاد را نشان می‌دهد. به منظور به دست آوردن اطلاعات بتن به ویژه مدول یانگ بتن از یک نمونه‌ی مکعبی  $150 \times 150 \times 150$  میلی‌متر و یک نمونه‌ی استوانه‌ای  $150 \times 150 \times 300$  میلی‌متر برای محاسبه‌ی به ترتیب مقاومت بتن و مدول یانگ بهره برده شد. مقاومت فشاری میانگین بتن و مدول یانگ به ترتیب  $33/1$  مگاپاسکال و  $2/29 \times 10^4$  گزارش گردید [۳].

جدول ۱: خواص مکانیکی فولاد [۳]

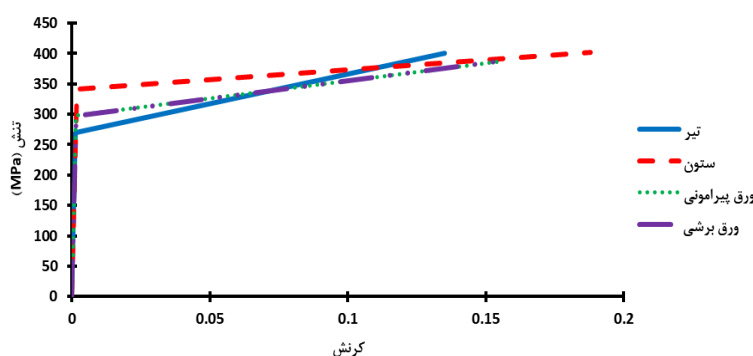
مقطع	t (mm)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$E_s$ ( $10^5$ MPa)
تیر	۷/۱	۲۶۹	۴۰۱	۱/۹۶
جان	۵/۲	۲۷۵	۴۱۱	۲/۰۹
ستون	۴/۸	۳۴۲	۴۰۲	۱/۸۲
ورق پیرامونی و برشی	۹/۲	۲۹۸	۳۸۸	۱/۹۱

برای شبیه‌سازی رفتار فولاد از مدل الاستیک - پلاستیک کامل<sup>۱۷</sup> استفاده شده است. همچنین برای تعریف سطح گسیختگی فولاد از معیار گسیختگی فون میسز استفاده شده است. رفتار الاستیک فولاد بر پایه‌ی مدول الاستیسیته و ضریب پواسون به نرم‌افزار معرفی شده است. جدول ۲ و شکل ۳ مقادیر این پارامترها و نمودار دوخطی تنش - کرنش آن‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۱: مشخصات مصالح فولاد برای معرفی به نرم‌افزار آباکوس [۳]

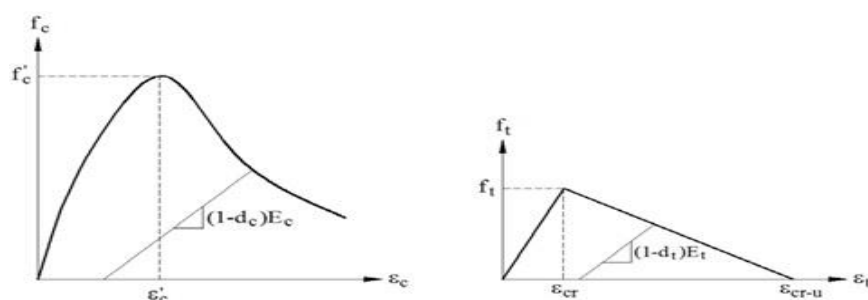
المان	(مگاپاسکال) $f_y$	(مگاپاسکال) $f_u$	$E_s$ (مگاپاسکال)	$\epsilon_e$	$\epsilon_p$	$\epsilon_{ABAQUS}$	چگالی (کیلوگرم بر میلی‌متر مکعب)	ضریب پواسون
تیر	۲۷۰	۴۰۰	$2/00 \times 10^5$	۰/۰۰۱۴	۰/۱۳۵۰	۰/۱۳۳۷	$7/80 \times 10^{-6}$	۰/۳
ستون	۳۴۲	۴۰۲	$1/82 \times 10^5$	۰/۰۰۱۹	۰/۱۸۷۹	۰/۱۸۶۰	$7/80 \times 10^{-6}$	۰/۳
ورق پیرامونی	۲۹۸	۳۸۸	$1/91 \times 10^5$	۰/۰۰۱۶	۰/۱۵۶۰	۰/۱۵۴۵	$7/80 \times 10^{-6}$	۰/۳
ورق برشی	۲۹۸	۳۸۸	$1/91 \times 10^5$	۰/۰۰۱۶	۰/۱۵۶۰	۰/۱۵۴۵	$7/80 \times 10^{-6}$	۰/۳

<sup>17</sup> Elastic-Perfectly Plastic



شکل ۳: نمودار دوخطی تنش - کرنش مصالح فولادی استفاده شده در نرم افزار آباکوس

در نرم افزار آباکوس برای ارزیابی و همانندسازی خرابی مصالح می توان از سه نوع مدل رفتاری بهره برد که در این پژوهش از مدل آسیب دیدگی خمیری<sup>۱۸</sup> استفاده شد. در این مدل رفتاری، دو فرض ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری در نظر گرفته می شود. افزون افزون بر این، مدل آسیب دیدگی خمیری یک مدل رفتاری ترکیبی است که توانایی در نظر گرفتن همزمان شکست ناشی از فشار و کشش در بتن را دارد. در مدل یادشده، رفتار بتن در فشار و کشش مطابق شکل ۴ تعریف می شود.



شکل ۴: نمودار تنش - کرنش بتن؛ الف) رفتار کششی، ب) رفتار در فشار [۱۶]

با توجه به داده های ژو و همکاران، مقادیر مقاومت نمونه ای استاندارد بتن ( $f'_c$ ) و کرنش متناظر با آن ( $\epsilon'_c$ ) به ترتیب برابر با ۳۳/۱ مگاپاسکال و ۰/۲۶ درصد است. برای ترسیم منحنی فشاری تنش-کرنش بتن و معرفی آن در نرم افزار، از رابطه ی پیشنهادی تورنفلد<sup>۱۹</sup> و همکاران (۱) استفاده شده است [۱۷].

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c}\right)^{nk}} \quad (1)$$

در رابطه ی (۱)،  $f_c$  تنش فشاری،  $f'_c$  مقاومت نمونه ای استوانه ای بتن،  $\epsilon_c$  کرنش فشاری و  $\epsilon'_c$  کرنش متناظر با  $f'_c$  است. ضریب  $n$  نیز از رابطه ی (۲) به دست می آید [۱۷].

$$n = 0.8 + \frac{f'_c(\text{MPa})}{17} \quad (2)$$

ضریب  $k$  در رابطه ی (۱) مربوط به شاخه ی نزولی منحنی تنش - کرنش بوده و مقدار آن در شاخه ی صعودی برابر یک می باشد. مقدار این ضریب از رابطه ی (۳) قابل محاسبه است [۱۷].

<sup>18</sup> Concrete Damage Plasticity

<sup>19</sup> Thorenfeldt



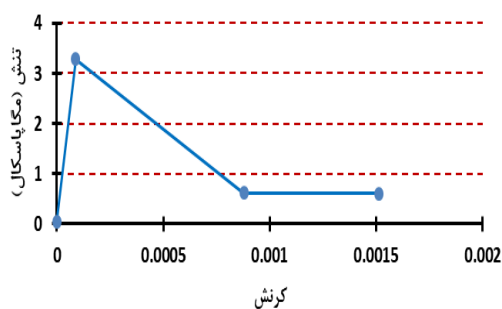
$$k = \begin{cases} 1 & \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \leq 1 \\ 0.67 + \frac{f'_c(MPa)}{62} & \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} > 1 \end{cases} \quad (3)$$

جدول ۰. مشخصات مکانیکی بتن در مدل ترکیبی پلاستیک - خسارت را با در نظر گرفتن فرضیات بالا نشان می‌دهد. در این پژوهش همچنین، ضریب پواسون بتن در تحلیل برابر ۰/۱۵ فرض شده است.

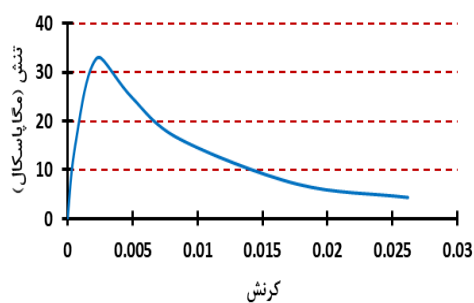
جدول ۰: مشخصات مکانیکی بتن: مدل ترکیبی پلاستیک - خسارت

زاویه‌ی اتساع	خروج از مرکزیت	$f_{b0} / f_{c0}$	$K_c$	ویسکوزیته
۳۰/۵	۰/۱	۱/۱۶	۰/۶۶۶	۰/۰۰۱

شکل ۵ نیز نمودار تنش - کرنش استفاده شده در مدل‌سازی را نشان می‌دهد.



(ب)



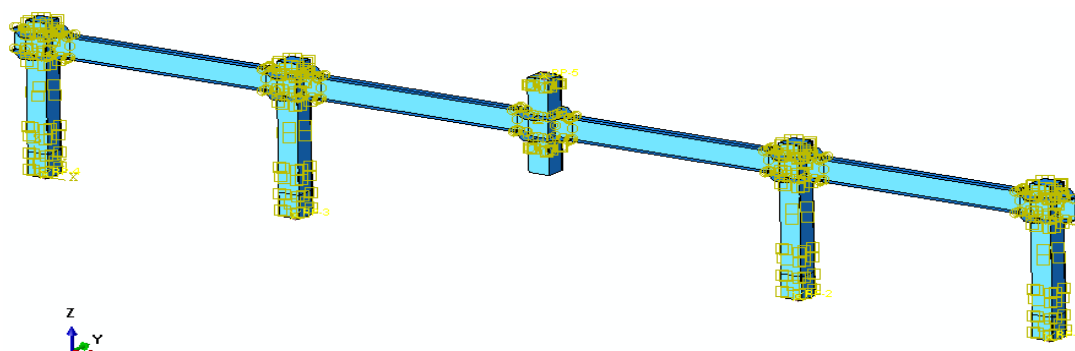
(الف)

شکل ۵: نمودار تنش - کرنش ستون در الف) فشار و ب) کشش بر اساس داده‌های پژوهش ژو و همکاران در حالت پلاستیک [۳]

## ۲-۳- جزئیات مدل سازی

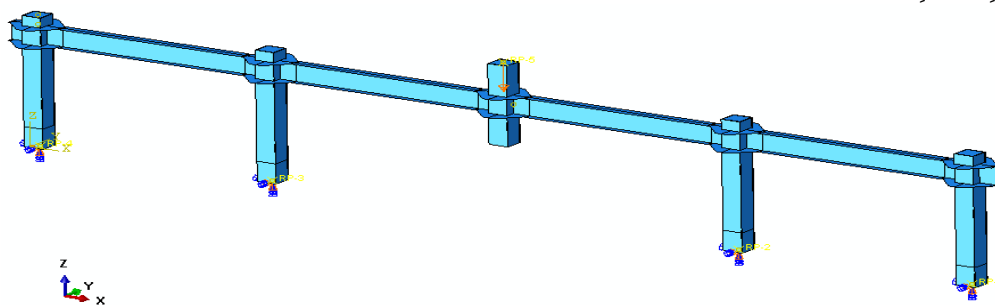
در این پژوهش دو نوع اندرکنش تماسی و مهاری وجود دارد. اندرکنش تماسی میان بتن و دیواره‌ی داخلی ستون‌های فولادی است. اندرکنش مهاری نیز میان اعضای مختلف قاب برای همانندسازی جوش‌ها است. در محاسبات عددی، شرایط تماسی بین تمامی المان‌ها باید تعریف گردد. اندرکنش بین دو سطح در تماس با یکدیگر شامل اندرکنش مماسی بر سطوح تماس و اندرکنش عمود بر سطوح تماس است. برای تعریف تماس بین بتن در ستون بتنی با سطح داخلی مقطع فولادی از اندرکنش سطح به سطح<sup>۲۰</sup> استفاده شده است. شکل ۶ نمایی از قاب با اندرکنش‌های مهاری (دایره‌های زرد) و تماسی (مربع‌های زرد) را نشان می‌دهد.

<sup>۲۰</sup> Contact Surface-to-Surface



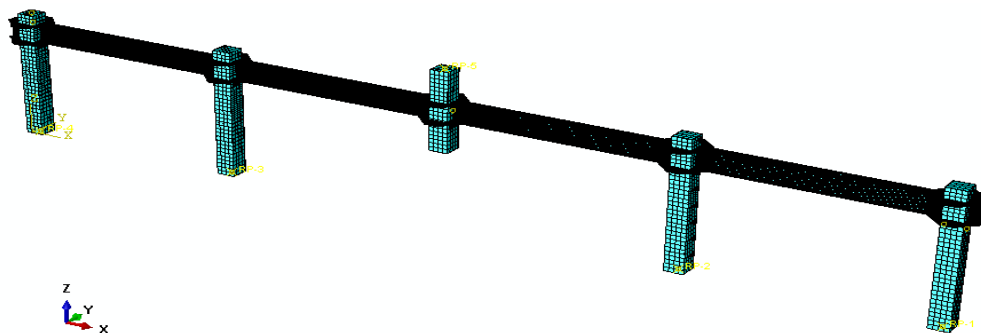
شکل ۶: نمایی از قاب با اندرکنش‌های مهاري (دایره‌های زرد) و تماسی (مربع‌های زرد)

بارگذاری به صورت اعمال جابه‌جایی متناظر با بار به میزان ۴۰۰ میلی‌متر به بالای ستون C وارد آمد. در زمینه‌ی شرایط مرزی یعنی نحوه‌ی اعمال شرایط تکیه‌گاه‌ها نیز زیر ستون‌های گیردار در نظر گرفته شدند (شکل ۷).



شکل ۷: نمایی از قاب با اعمال بارگذاری (جابه‌جایی متناظر با بار) و شرایط مرزی (شرایط تکیه‌گاه‌ها)

نوع المان مقاطع فولادی یعنی مقاطع‌های ساخته شده از المان پوسته‌ای چهار گره‌ای ( $S4R^1$ ) و مقطع بتنی از المان هشت‌گره‌ای آجری خطی با انتگرال‌گیری کاهش‌یافته ( $C3D8R^2$ ) همراه با مهار تغییرشکل‌های ساعت شنی در نظر گرفته شد. شکل ۸ نمایی از مش-بندی نهایی قاب CFST (مدل پایه) را نشان می‌دهد.



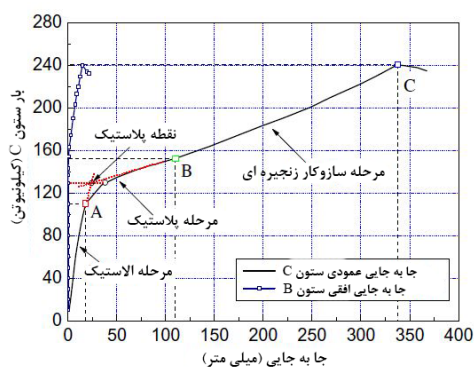
شکل ۸: نمایی از مش‌بندی نهایی قاب CFST (مدل پایه)

<sup>1</sup> Four-node shell element

<sup>2</sup> 8node Linear Brick Reduced Integration Elements, Reduced Integration, Hourglass Control

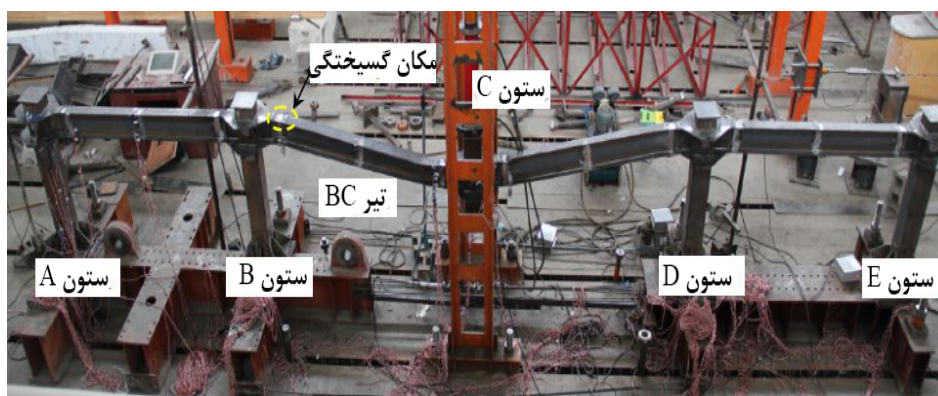
## ۲-۴- صحت سنجی

برای صحت سنجی از مدل آزمایشگاهی ژو و همکاران [۳] استفاده گردیده است. به منظور اطمینان از روند مدل‌سازی، خروجی به‌دست آمده از نرم‌افزار آباکوس با یافته‌های پژوهش ژو و همکاران مقایسه گردید. بدین منظور، منحنی رابطه‌ی بار عمودی - جابه‌جایی ستون میانی (شکل ۹۰) ملاک این بررسی قرار گرفت.

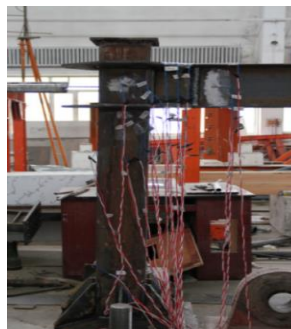


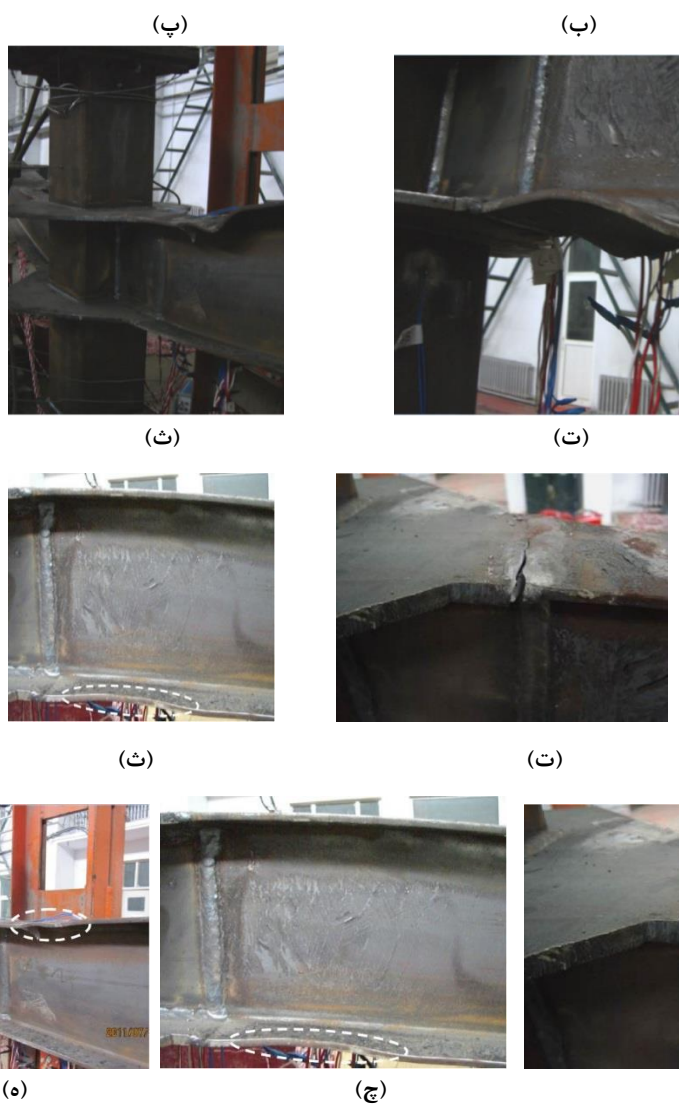
شکل ۹۰: منحنی رابطه‌ی بار عمودی - جابه‌جایی ستون میانی [۳]

در گام نخست راستی‌آزمایی، تغییرشکل‌های موضعی در **Error! Reference source not found.** ۱۰ با خروجی مدل اجزای محدود در شکل ۱۱ مقایسه شد. با مقایسه‌ی شکل‌های ۱۰ و ۱۱ می‌توان به درستی مدل‌سازی پی برد زیرا مدل اجزای محدود به-خوبی توانسته گسیختگی رگه‌ی جوش در بال بالایی تیر متصل به ستون B، کمانش بال بالایی تیر در کنار گره‌ی ستون B و C را به‌خوبی همانندسازی کند. **Error! Reference source not found.** ۱۲ نیز نمودار راستی‌آزمایی این پژوهش را نشان می‌دهد. آن چه که از مقایسه‌ی خروجی آزمایشگاهی و عددی پژوهش ژو و همکاران با خروجی آباکوس روشن شد، مطابقت نمودارهای نیرو - جابه‌جایی گره‌ی بالای ستون C است که بر درستی مدل‌سازی تأکید گردید.

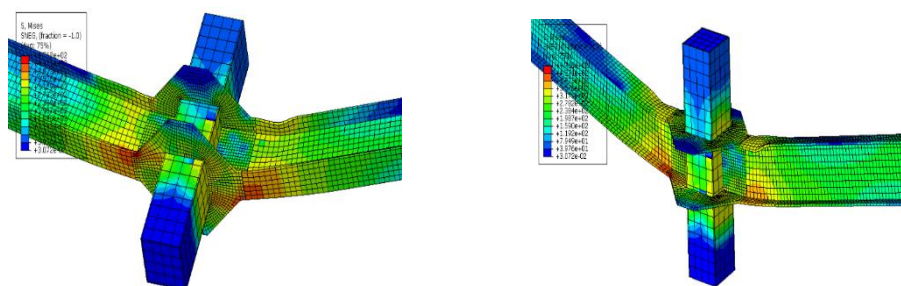


(الف)

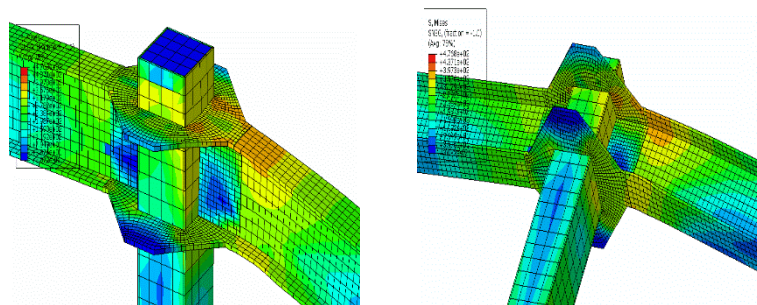




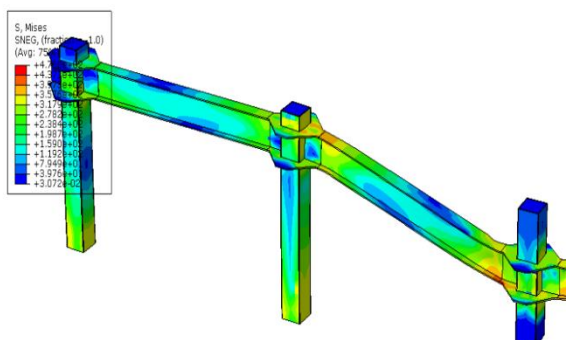
شکل ۱۰: الف) تصویری از پیکربندی مدل آزمایشگاهی؛ ب) انحراف ستون A؛ پ) انحراف ستون B؛ ت) کمانش تیر در کنار گرهی B؛ ث) کمانش تیر در کنار گرهی C؛ ج) گسیختگی رگه‌ی جوش در بال بالایی تیر؛ چ) کمانش تیر در گرهی B؛ ه) کمانش تیر در گرهی C [۳]



ستون C (میانی)

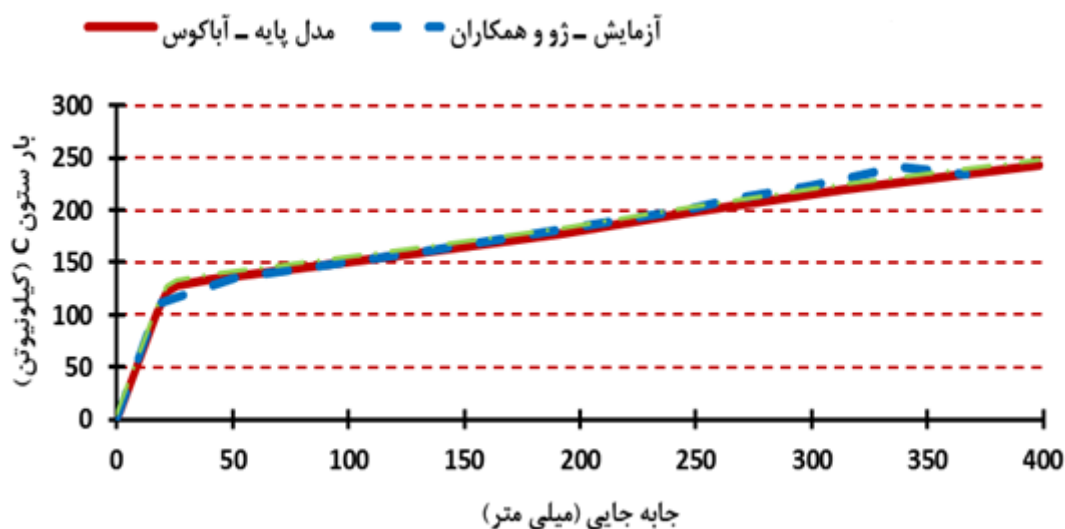


ستون B (مجاور)



بخش سمت چپ قاب

شکل ۱۱: کانتور تنش فون میسز مدل پایه



شکل ۱۲: مقایسه‌ی خروجی آزمایشگاهی ژو و همکاران با خروجی آباکوس

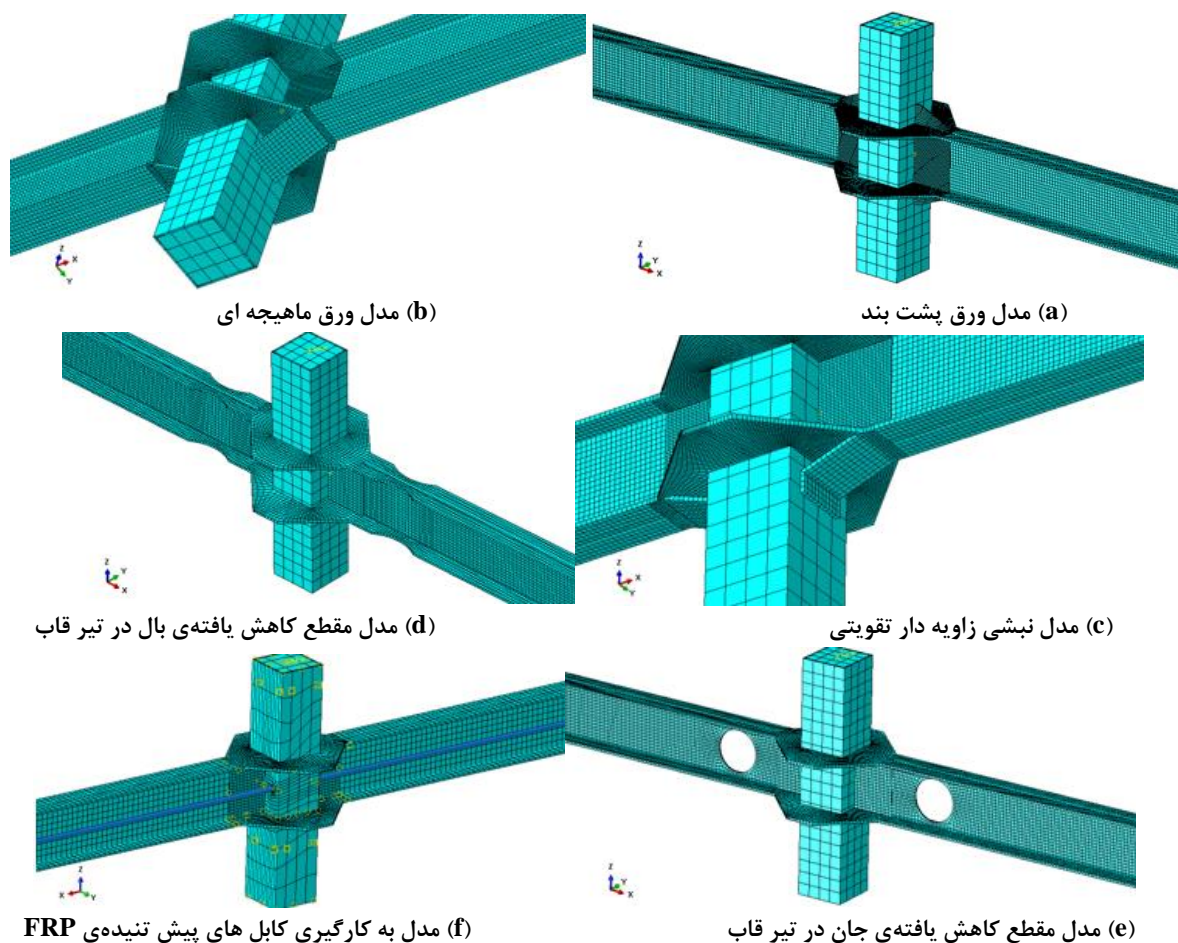
## ۴-۲- نام گذاری و توسعه مدل ها

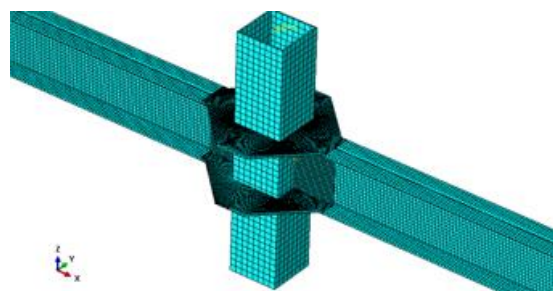
توسعه‌ی مدل‌ها در دو بخش انجام شد. در گام نخست، از روش‌های پادفروریزش به‌عنوان روش‌های تقویتی به‌منظور بهبود رفتار قاب مرکب تحت خرابی پیش‌رونده استفاده شد. در بخش دوم نیز اثر تغییر خصوصیات بتن (مقاومت فشاری و کششی) و سختی ستون‌ها با افزودن یک مقطع فولادی به داخل ستون‌های CFST (تبدیل ستون‌ها به ستون SRCT) و حذف بتن داخلی ستون‌ها مورد ارزیابی قرار

گرفت. برای راحتی ارزیابی مدل‌های توسعه یافته در جدول ۴ نامگذاری شدند. همچنین در شکل ۱۳ مدل اجزای محدود هریک از مدل‌ها نشان داده شده است.

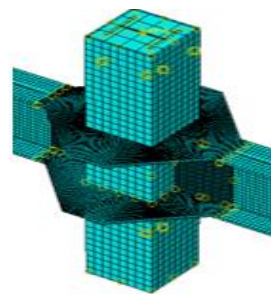
جدول ۴: نامگذاری مدل‌ها

نام مدل	توسعه
مدل ورق پشت‌بند	افزودن ورق تقویتی پشت‌بند به بالا و پایین اتصال پیرامونی
مدل ورق ماهیچه‌ای	افزودن ورق ماهیچه‌ای پایین اتصال پیرامونی
مدل نبشی زاویه‌دار	افزودن نبشی زاویه‌دار تقویتی پایین اتصال پیرامونی
مدل RBS	اعمال مقطع کاهش یافته‌ی بال به تیرها
مدل RWS	اعمال روش مقطع کاهش یافته‌ی جان به تیرها
مدل کابل‌های پس‌تنیده‌ی FRP	به‌کارگیری کابل‌های پس‌تنیده‌ی FRP در سراسر تیرها
مدل $0.66f_c$	تحلیل حساسیت $0.66$ برابر کردن مقاومت فشاری و کششی بتن استفاده در ستون‌ها
مدل $1/5f_c$	تحلیل حساسیت $1/5$ برابر کردن مقاومت فشاری و کششی بتن استفاده در ستون‌ها
مدل بدون بتن	تحلیل حساسیت حذف بتن ستون‌ها
مدل SRCT	تحلیل حساسیت مدفون کردن ستون بال‌پهن به ابعاد $8 \times 5/5 \times 100 \times 100$ در ستون‌ها و تبدیل آن‌ها به ستون‌های SRCT





(h) مدل ستون بدون بتن



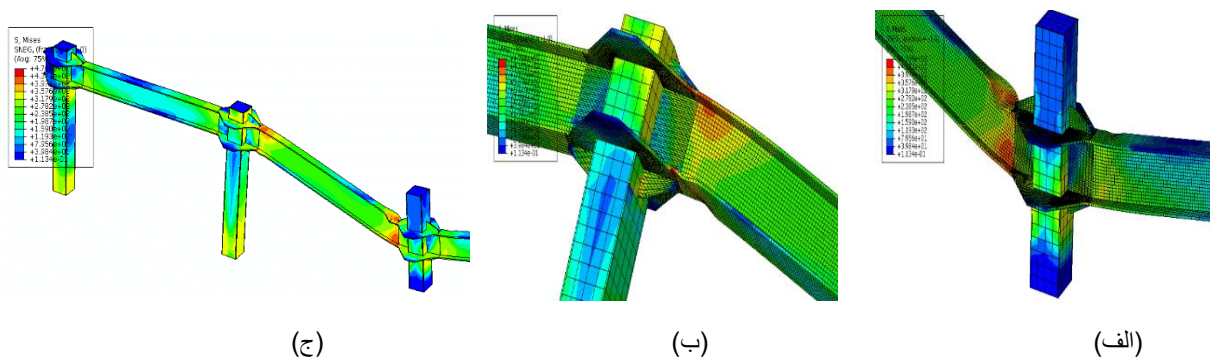
(g) مدل مقطع ستون SRCT با اندرکنش مهاری مدفون

شکل ۱۳: مدل اجزای محدود نمونه ها

### ۳- نتایج تحلیل مدل های توسعه

#### ۳-۱- افزودن ورق تقویتی پشت بند به بالا و پایین اتصال پیرامونی

با توجه به شکل ۱۲ و ۱۳ در مدل ورق پشت بند، مقاومت تسلیم و جابه‌جایی تسلیم به ترتیب ۱۳۹ و ۲۰/۶ کیلونیوتن و میلی-متر، مقاومت نهایی و جابه‌جایی نهایی به ترتیب ۲۵۹/۶ و ۴۰۰ کیلونیوتن و میلی-متر، شکل‌پذیری (نسبت جابه‌جایی نهایی به جابه‌جایی تسلیم) برابر با ۱۹/۴۲ است. در این مدل، بیشترین تنش به میزان ۴۷۶ مگاپاسکال در اتصال روی داد.

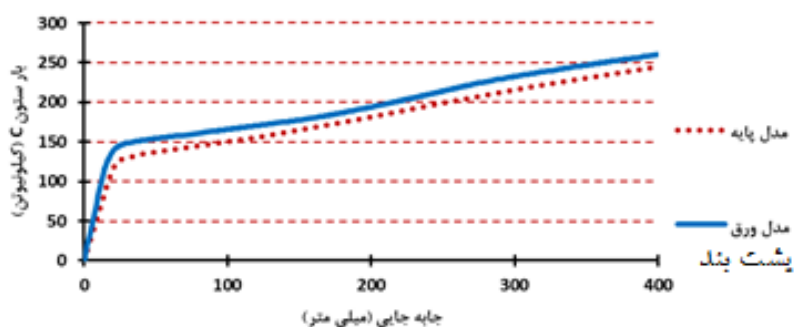


(ج)

(ب)

(الف)

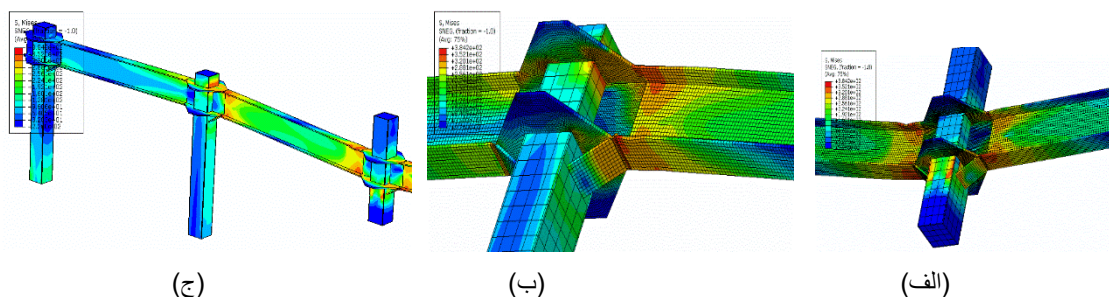
شکل ۱۴: کانتور تنش فون میسز مدل ورق پشت بند برای الف) ستون C (میانی)؛ ب) ستون B (مجاور) و ج) بخش سمت چپ قاب



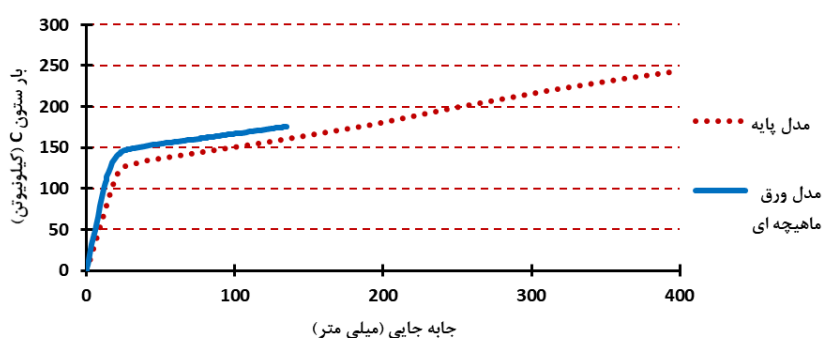
شکل ۱۵: نمودار نیرو - جابه‌جایی گره‌ی بالای ستون حذف (میانی) مدل ورق پشت بند و مقایسه‌ی آن با مدل پایه

## ۳-۲- افزودن ورق ماهیچه‌ای پایین اتصال پیرامونی

با توجه به شکل ۱۵ و ۱۶ در مدل ورق ماهیچه‌ای، مقاومت تسلیم و جابه‌جایی تسلیم به ترتیب ۱۳۹/۵ و ۲۰/۲۹ کیلونیوتن و میلی‌متر، مقاومت نهایی و جابه‌جایی نهایی به ترتیب ۱۷۵/۶ و ۱۳۴/۸۸ کیلونیوتن و میلی‌متر، شکل‌پذیری (نسبت جابه‌جایی نهایی به جابه‌جایی تسلیم) برابر با ۶/۶۵ بدست آمد. در این مدل، بیشترین تنش به میزان ۳۸۴ مگاپاسکال در اتصال روی داد.



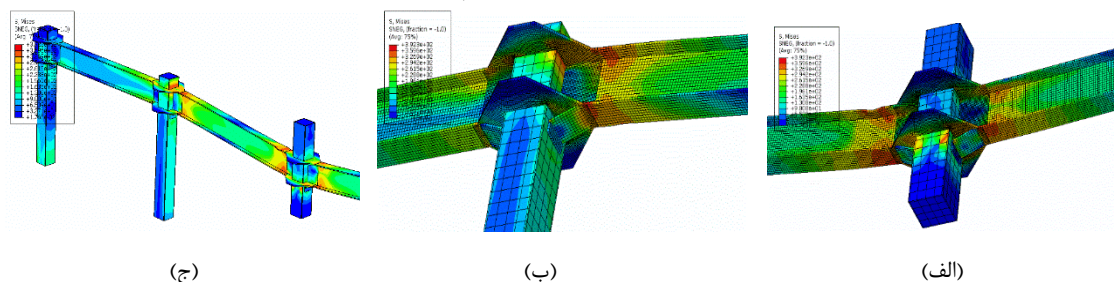
شکل ۱۶: کانتور تنش فون میسز مدل ورق ماهیچه‌ای برای الف) ستون C (میانی)؛ ب) ستون B (مجاور) و ج) بخش سمت چپ قاب



شکل ۱۷: نمودار نیرو - جابه‌جایی گرهی بالای ستون حذف (میانی) مدل ورق ماهیچه‌ای و مقایسه‌ی آن با مدل پایه

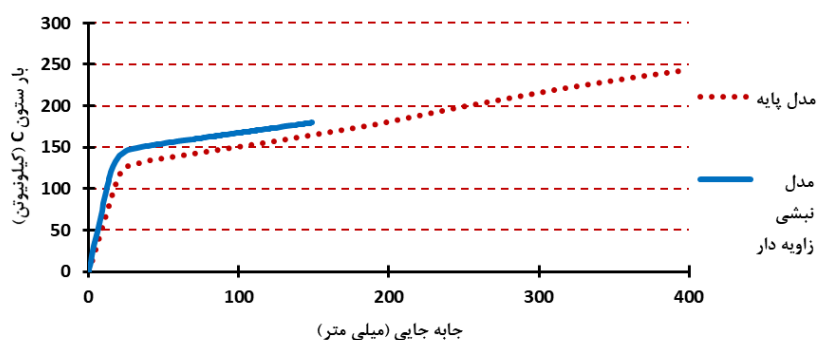
## ۳-۳- افزودن نبشی زاویه‌دار تقویتی پایین اتصال پیرامونی

با توجه به شکل ۱۷ و ۱۸ در مدل نبشی زاویه‌دار، مقاومت تسلیم و جابه‌جایی تسلیم به ترتیب ۱۴۰/۲۴ و ۲۰/۶۵ کیلونیوتن و میلی‌متر، مقاومت نهایی و جابه‌جایی نهایی به ترتیب ۱۷۹/۸ و ۱۴۹ کیلونیوتن و میلی‌متر، شکل‌پذیری (نسبت جابه‌جایی نهایی به جابه‌جایی تسلیم) برابر با ۷/۲۱ بدست آمد. در این مدل، بیشترین تنش به میزان ۳۹۲ مگاپاسکال در اتصال روی داد.



شکل ۱۸: کانتور تنش فون میسز مدل نبشی زاویه‌دار برای الف) ستون C (میانی)؛ ب) ستون B (مجاور) و ج) بخش سمت چپ قاب

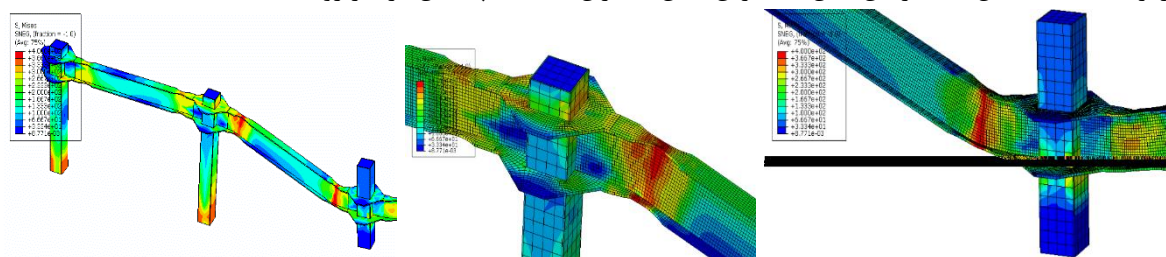




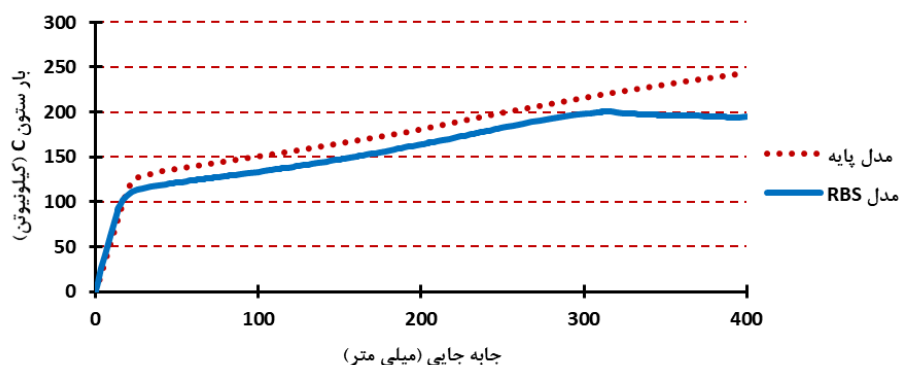
شکل ۱۹: نمودار نیرو - جابه جایی گرهی بالای ستون حذف (میانی) مدل نبشی زاویه دار و مقایسه‌ی آن با مدل پایه

### ۳-۴- مقطع کاهش یافته‌ی بال تیرها

با توجه به شکل ۱۹ و ۲۰ در مدل RBS، مقاومت تسلیم و جابه جایی تسلیم به ترتیب  $۱۰۶/۹۵$  و  $۱۸/۹$  کیلو نیوتن و میلی متر، مقاومت نهایی و جابه جایی نهایی به ترتیب  $۱۹۴/۴$  و  $۴۰۰$  کیلو نیوتن و میلی متر، شکل پذیری (نسبت جابه جایی نهایی به جابه جایی تسلیم) برابر با  $۲۱/۱۶$  حاصل شد. در این مدل، بیشترین تنش به میزان  $۴۰۰$  مگاپاسکال در تیر روی داد.



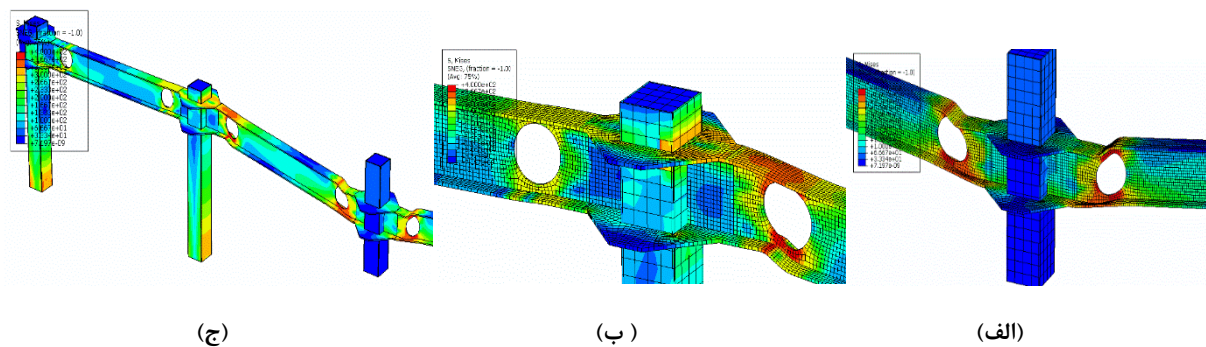
شکل ۲۰: کانتور تنش فون میسز مدل RBS برای الف) ستون C (میانی)؛ ب) ستون B (مجاور) و ج) بخش سمت چپ قاب



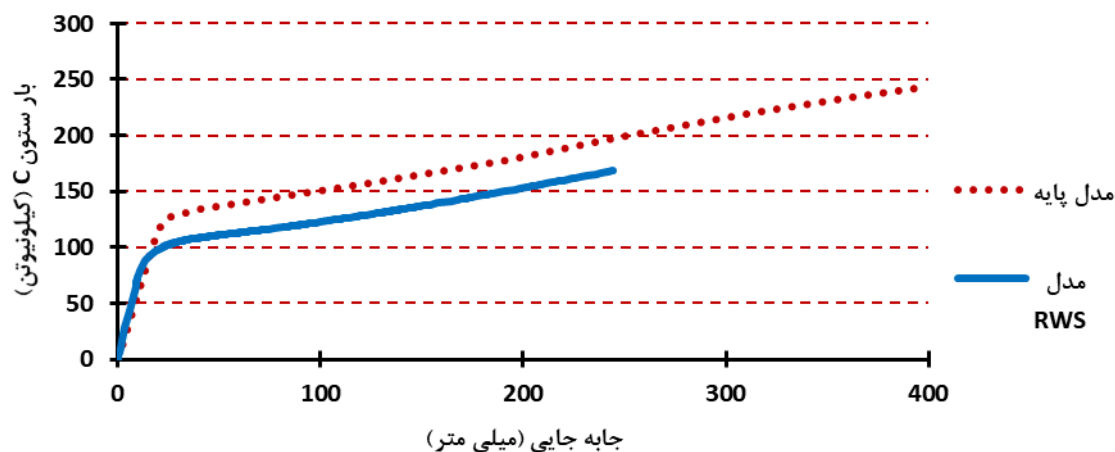
شکل ۲۱: نمودار نیرو - جابه جایی گرهی بالای ستون حذف (میانی) مدل RBS و مقایسه‌ی آن با مدل پایه

### ۳-۵- مقطع کاهش یافته‌ی جان تیرها

با توجه به شکل ۲۱ و ۲۲ در مدل RWS، مقاومت تسلیم و جابه جایی تسلیم به ترتیب  $۹۳/۱۵$  و  $۱۵/۸۶$  کیلو نیوتن و میلی متر، مقاومت نهایی و جابه جایی نهایی به ترتیب  $۱۶۸/۶۲$  و  $۲۴۴/۵۴$  کیلو نیوتن و میلی متر، شکل پذیری (نسبت جابه جایی نهایی به جابه جایی تسلیم) برابر با  $۱۵/۴۲$  بدست آمد. در این مدل، بیشترین تنش به میزان  $۴۰۰$  مگاپاسکال در تیر روی داد.



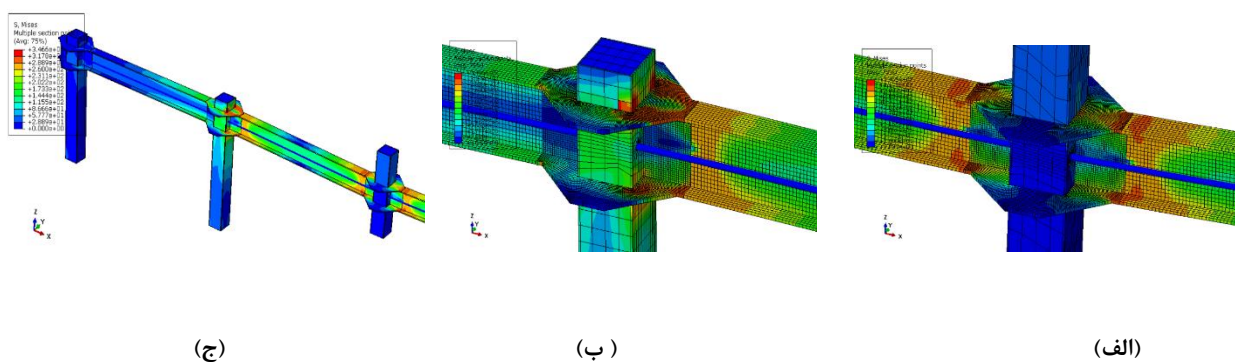
شکل ۲۲: کانتور تنش فون میسز مدل RWS برای الف) ستون C (میانی)؛ ب) ستون B (مجاور) و ج) بخش سمت چپ قاب



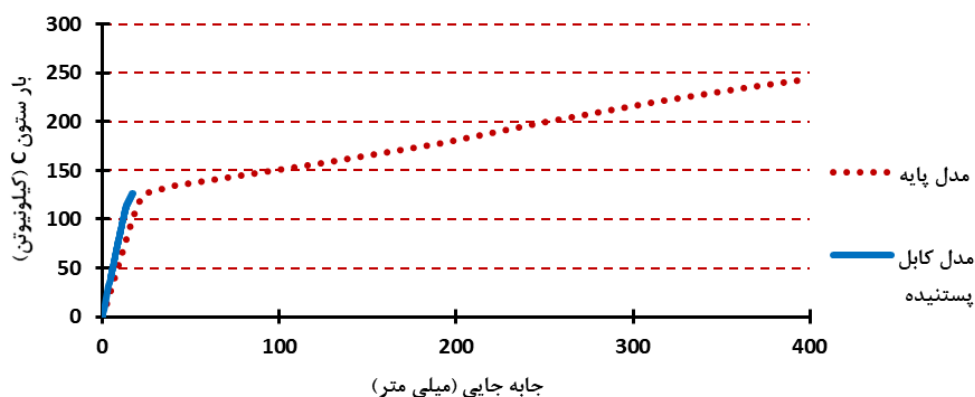
شکل ۲۳: نمودار نیرو - جابه جایی گرهی بالای ستون حذف (میانی) مدل RWS و مقایسه‌ی آن با مدل پایه

### ۳-۶- به کارگیری کابل‌های پس‌تنیده‌ی FRP در سراسر تیرها

با توجه به شکل ۲۳ و ۲۴ در مدل کابل‌های پس‌تنیده‌ی FRP، مقاومت تسلیم و جابه‌جایی تسلیم به ترتیب ۱۱۵/۸۶ و ۱۴/۱ کیلو نیوتن و میلی‌متر، مقاومت نهایی و جابه‌جایی نهایی به ترتیب ۱۵۲/۹۷ و ۴۶/۱۲ کیلو نیوتن و میلی‌متر، شکل‌پذیری (نسبت جابه‌جایی نهایی به جابه‌جایی تسلیم) برابر با ۳/۲۷ بدست آمد. در این مدل، بیشترین تنش به میزان ۳۴۶ مگاپاسکال در چشمه‌ی اتصال روی داد.



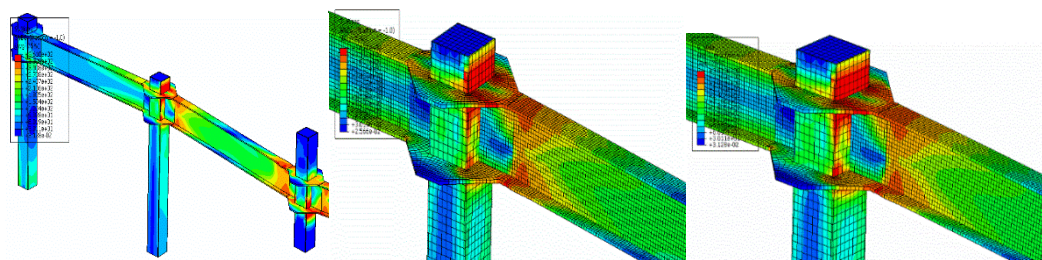
شکل ۲۴: کانتور تنش فون میسز مدل کابل‌های پس‌تنیده‌ی FRP برای الف) ستون C (میانی)؛ ب) ستون B (مجاور)، ج) بخش سمت چپ قاب؛ د) کابل FRP



شکل ۲۵: نمودار نیرو - جابه‌جایی گرهی بالای ستون حذف (میانی) مدل کابل‌های پس‌تنیده‌ی FRP و مقایسه‌ی آن با مدل پایه

### ۳-۷-۸- تحلیل حساسیت ۰/۶۶ برای کردن مقاومت فشاری و کششی بتن استفاده در ستون‌ها

با توجه به شکل ۲۵ تا ۲۷ در تحلیل حساسیت تغییر مقاومت فشاری و کششی، مقاومت تسلیم و جابه‌جایی تسلیم به ترتیب برای مدل  $0/66f_c$  و مدل  $1/5f_c$  و  $20/4$  و  $140/33$  هم‌چنین  $23/3$  و  $140/33$  کیلو نیوتن و میلی‌متر، مقاومت نهایی و جابه‌جایی نهایی به ترتیب برای مدل  $0/66f_c$  و مدل  $1/5f_c$  و  $146/35$  و  $165/6$  هم‌چنین  $171/52$  و  $141/97$  کیلو نیوتن و میلی‌متر، شکل‌پذیری (نسبت جابه‌جایی نهایی به جابه‌جایی تسلیم) برابر با  $8/11$  و  $6/1$  به ترتیب برای مدل  $0/66f_c$  و مدل  $1/5f_c$  بدست آمد. در این مدل‌ها، بیشترین تنش به ترتیب برای مدل  $0/66f_c$  و مدل  $1/5f_c$  به‌میزان  $361$  و  $362$  مگاپاسکال در تیر روی داد.

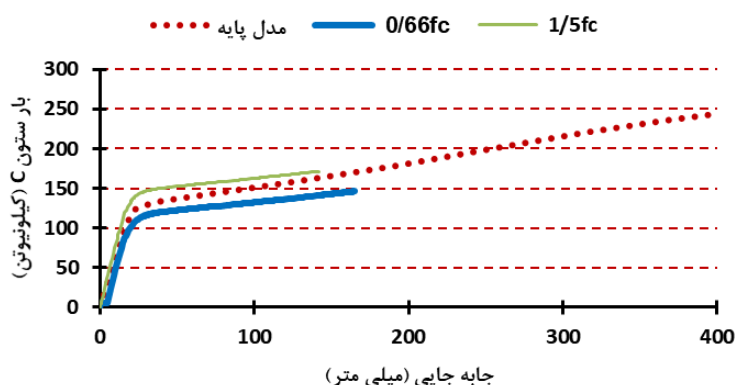


بخش سمت چپ قاب -  $0/66f_c$

ستون B (مجاور) -  $1/5f_c$

ستون B (مجاور) -  $0/66f_c$

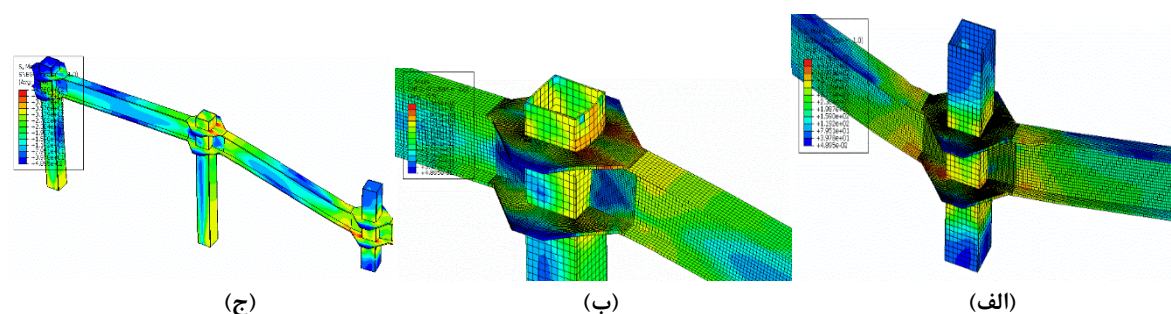
شکل ۲۶: کانتور تنش فون میسز مدل  $0/66f_c$  و مدل  $1/5f_c$  در تحلیل حساسیت تغییر مقاومت فشاری و کششی



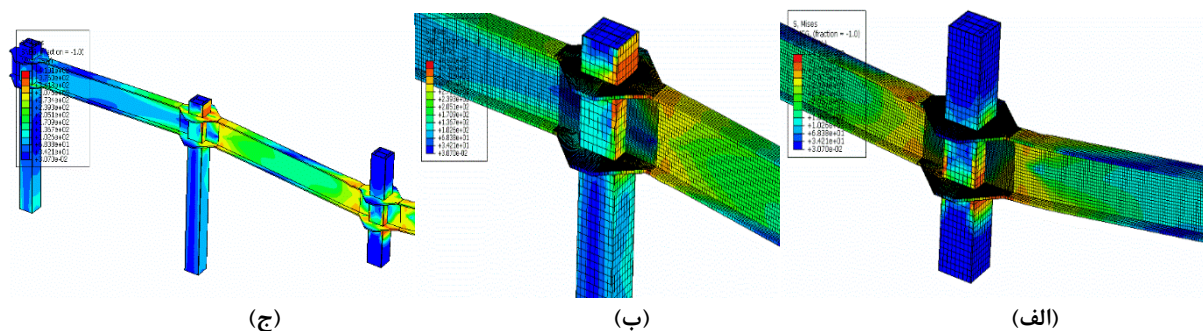
شکل ۲۷: نمودار نیرو - جابه‌جایی گرهی بالای ستون حذف (میانی) مدل  $0/66f_c$  و مدل  $1/5f_c$  هم‌چنین مقایسه‌ی آن با مدل پایه

### ۳-۹-۱۰- تحلیل حساسیت حذف بتن ستون‌ها و مدفون کردن ستون بال‌پهن به ابعاد $8 \times 5/5 \times 100 \times 100$ H در ستون‌ها و تبدیل آن‌ها به ستون‌های SRCT

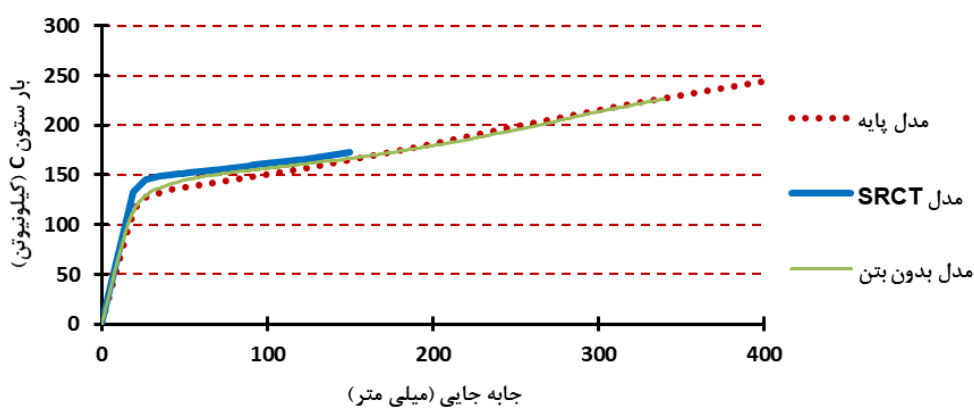
با توجه به شکل ۲۷ تا ۲۹ در تحلیل حساسیت سختی ستون‌ها، مقاومت تسلیم و جابه‌جایی تسلیم به ترتیب برای مدل بدون بتن و مدل SRCT ۱۲۷/۳ و ۲۰/۳ همچنین ۱۴۵ و ۲۶/۷ کیلونیوتن و میلی‌متر، مقاومت نهایی و جابه‌جایی نهایی به ترتیب برای مدل بدون بتن و مدل SRCT ۲۲۶/۳۵ و ۳۴۰ همچنین ۱۷۲/۹ و ۱۵۰ کیلونیوتن و میلی‌متر، شکل‌پذیری (نسبت جابه‌جایی نهایی به جابه‌جایی تسلیم) برابر با ۱۶/۷۵ و ۵/۶۲ به ترتیب برای مدل بدون بتن و مدل SRCT بدست آمد. در این مدل‌ها، بیشترین تنش به ترتیب برای مدل بدون بتن و مدل SRCT به میزان ۴۷۷ و ۴۱۰ مگاپاسکال در اتصال روی داد. جدول ۵ جمع‌بندی نتایج را نشان می‌دهد.



شکل ۲۸: کانتور تنش فون میسز مدل بدون بتن برای الف) ستون C (میانی)؛ ب) ستون B (مجاور) و ج) بخش سمت چپ قاب



شکل ۲۹: کانتور تنش فون میسز مدل SRCT برای الف) ستون C (میانی)؛ ب) ستون B (مجاور) و ج) بخش سمت چپ قاب



شکل ۳۰: نمودار نیرو - جابه‌جایی گرهی بالای ستون حذف (میانی) مدل بدون بتن و مدل SRCT همچنین مقایسه‌ی آن با مدل پایه

جدول ۵: جمع بندی نتایج

نام مدل	مقاومت تسلیم	جابه جایی تسلیم $\Delta_y$	مقاومت نهایی	جابه جایی نهایی $\Delta_u$	پذیری $\frac{\Delta_u}{\Delta_y}$	ضریب شکل -
یکا	کیلونیوتن	میلی متر	کیلونیوتن	میلی متر	*	
مدل پایه	۱۲۴	۱۶	۲۴۰	۴۰۰	۲۵	
مدل ورق پشت بند	۱۳۹	۲۰/۶	۲۵۹/۶	۴۰۰	۱۹/۴۲	
مدل ورق ماهیچه‌ای	۱۳۹/۵	۲۰/۲۹	۱۷۵/۶	۱۳۴/۸۸	۶/۶۵	
مدل نبشی زاویه دار	۱۴۰/۲۴	۲۰/۶۵	۱۷۹/۸	۱۴۹	۷/۲۱	
مدل RBS	۱۰۶/۹۵	۱۸/۹	۱۹۴/۴	۴۰۰	۲۱/۱۶	
مدل RWS	۹۳/۱۵	۱۵/۸۶	۱۶۸/۶۲	۲۴۴/۵۴	۱۵/۴۲	
مدل کابل‌های پس تنیده‌ی FRP	۱۱۵/۸۶	۱۴/۱	۱۵۲/۹۷	۴۶/۱۲	۳/۲۷	
مدل ۰/۶۶f <sub>c</sub>	۱۰۲/۵	۲۰/۴	۱۴۶/۳۵	۱۶۵/۴	۸/۱۱	
مدل ۱/۵f <sub>c</sub>	۱۴۰/۳۳	۲۳/۳	۱۷۱/۵۲	۱۴۱/۹۷	۶/۱	
مدل بدون بتن	۱۲۷/۳	۲۰/۳	۲۲۶/۳۵	۳۴۰	۱۶/۷۵	
مدل SRCT	۱۴۵	۲۶/۷	۱۷۲/۹	۱۵۰	۵/۶۲	

## ۴- نتیجه گیری

در این پژوهش یک قاب مرکب فولادی و بتنی با اتصال دیافراگمی در گام توسعه تحت روش‌های تقویت سازی و پادفروریزش به منظور مقابله با پدیده‌ی خرابی پیش‌رونده قرار گرفت. بر پایه‌ی همانندسازی ایجاد شده به روش اجزای محدود در نرم‌افزار آباکوس یافته‌های به دست آمده به شرح زیر هستند:

- ۱- با افزودن ورق پشت‌بند، مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی به ترتیب ۱۲/۱ و ۸/۱۶ درصد افزایش ولی شکل‌پذیری به میزان ۲۲/۳ درصد کاهش می‌یابد. در این مدل، بیشترین تنش به میزان ۴۷۶ مگاپاسکال در اتصال روی می‌دهد.
- ۲- با افزودن ورق ماهیچه‌ای، مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی به ترتیب ۱۲/۵ درصد کاهش و ۲۶/۸۳ درصد افزایش می‌یابد ولی شکل‌پذیری ۷۳/۴۱ درصد کاهش می‌یابد. در این مدل، بیشترین تنش به میزان ۳۸۴ مگاپاسکال در اتصال روی می‌دهد. استفاده از ورق ماهیچه‌ای می‌تواند سبب بهبود رفتار قاب مرکب تحت خرابی پیش‌رونده حاصل از ستون میانی گردد در حالی که سختی گیرداری اتصال در قاب تغییر می‌کند استفاده از ورق ماهیچه‌ای بر توزیع نیروها در قاب اثر می‌گذارد.
- ۳- با افزودن نبشی زاویه‌دار، مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی به ترتیب ۱۳/۱ درصد کاهش و ۲۵/۱ درصد افزایش می‌یابد ولی شکل‌پذیری ۷۱/۱۴ درصد کاهش می‌یابد. در این مدل، بیشترین تنش به میزان ۳۹۲ مگاپاسکال در اتصال روی می‌دهد. استفاده از نبشی زاویه‌دار تقویتی نیز اثر کارآمدی بر رفتار قاب مرکب دارد به گونه‌ای که رفتار قاب در فاز گذار قاب به سازوکار زنجیره‌ای و در بحث خود این سازوکار بهبود می‌یابد. پس از حذف ستون میانی قاب خمشی مرکب آغاز به تحمل بارها توسط سازوکار خمشی به همراه سازوکار زنجیره‌ای می‌کند. کاربرد مؤثر سازوکار زنجیره‌ای به رفتار پیوندگاه تیر به ستون در دهانه‌ی متأثر وابسته است.
- ۴- با افزودن RBS، مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی به ترتیب ۱۳/۷۵ و ۱۹ درصد و شکل‌پذیری ۱۵/۳۴ درصد کاهش می‌یابد. در این مدل، بیشترین تنش به میزان ۴۰۰ مگاپاسکال در تیر روی می‌دهد. بر این اساس، روش‌های مقطع کاهش یافته با این که شکل‌پذیری را افزایش می‌دهند و تنش‌های بیشینه را به تیرها منتقل می‌کنند سبب آسیب دیدن ستون‌ها می‌شود.

- ۵- با افزودن RWS، مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی به ترتیب ۲۴/۸۷ و ۲۹/۷۴ درصد و شکل پذیری ۳۸/۳۲ درصد کاهش می‌یابد. در این مدل، بیشترین تنش به میزان ۴۰۰ مگاپاسکال در تیر روی می‌دهد. بر این اساس، روش‌های مقطع کاهش یافته با این که شکل پذیری را افزایش می‌دهند و تنش‌های بیشینه را به تیرها منتقل می‌کنند سبب آسیب دیدن ستون‌ها می‌شود.
- ۶- با افزودن کابل‌های پس‌تنیده‌ی FRP، مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی به ترتیب ۶/۵۶ و ۲۶/۳۶ درصد و شکل‌پذیری ۸۷ درصد کاهش می‌یابد. در این مدل، بیشترین تنش به میزان ۳۴۶ مگاپاسکال در چشمه‌ی اتصال روی می‌دهد. این روش باعث اعمال آسیب‌های شدید به چشمه‌ی اتصال می‌شود و شکل‌پذیری قاب را به پایین‌ترین حد ممکن می‌رساند.
- ۷- در تحلیل حساسیت تغییر مقاومت فشاری و کششی، به ترتیب برای مدل ۰/۶۶fc و مدل ۱/۵fc مقاومت نهایی ۳۹ و ۲۸/۵۳ درصد همچنین مقاومت تسلیم ۱۷/۳۴ درصد کاهش و ۱۳/۱۷ درصد افزایش ولی شکل‌پذیری ۶۷/۵۶ و ۷۵/۶۲ به ترتیب برای مدل ۰/۶۶fc و مدل ۱/۵fc درصد کاهش می‌یابد. در این مدل‌ها، بیشترین تنش به ترتیب برای مدل ۰/۶۶fc و مدل ۱/۵fc به میزان ۳۶۱ و ۳۶۲ مگاپاسکال در تیر روی می‌دهد. بر این اساس، تغییر مقاومت فشاری و کششی بتن اثر چندانی بر رفتار قاب در خرابی پیش‌رونده نداشت.
- ۸- در تحلیل حساسیت سختی ستون‌ها، به ترتیب برای مدل بدون بتن و مدل SRCT مقاومت نهایی ۲۷/۹۵ و ۵/۶۸ درصد کاهش همچنین مقاومت تسلیم ۱۶/۹۳ و ۲/۶۶ درصد افزایش ولی شکل‌پذیری ۷۷/۵۲ و ۳۳ درصد به ترتیب برای مدل بدون بتن و مدل SRCT درصد کاهش می‌یابد. در این مدل‌ها، بیشترین تنش به ترتیب برای مدل بدون بتن و مدل SRCT به میزان ۴۷۷ و ۴۱۰ مگاپاسکال در اتصال روی می‌دهد. بر این اساس، قاب با ستون‌ها بدون بتن دارای شکل‌پذیری بیشتر است هر چند که قاب با ستون‌های SRCT مقاومت تسلیم بیشتری دارند. با این همه، قاب مرکب با ستون‌های CFST از قاب‌های فولادی مرسوم (بدون بتن) و قاب‌های SRCT از این دیدگاه کارکرد بهتری دارد.
- ۹- در میان روش‌های پادفروریزش پیشنهادی، بیشترین مقاومت تسلیم، نهایی و شکل‌پذیری به ترتیب به روش نبشی‌زاویه‌دار، ورق پشت بند و روش مقطع کاهش‌یافته‌ی بال است. با این همه، در یک مقایسه‌ی همه‌جانبه، روش افزودن ورق پشت بند بهترین روش پادفروریزش به دلیل پرهیز از آسیب به ستون‌ها شناخته شد.

## مراجع

- [1] General Services Administration. (2013). *Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects*. Washington, DC.
- [2] Kim, J., & Kim, T. (2009). Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames. *Journal Of Constructional Steel Research*, 65(1), 169-179.
- [3] Xu, M., Gao, S., Guo, L., Fu, F., & Zhang, S. (2018). Study on collapse mechanism of steel frame with CFST-columns under column-removal scenario. *Journal Of Constructional Steel Research*, 141, 275-286. doi: 10.1016/j.jcsr.2017.11.020
- [4] Han, L. H., Zhao, X. L., & Lu, H. (2014). *Concrete-filled tubular members and connections*. CRC Press
- [5] Wang, Y., & Huang, L. (2014). Research on Numerical Model for Earthquake Induced Progressive Collapse of High-Rise Buildings. *Applied Mechanics And Materials*, 716-717, 223-226. <http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/amm.716-717.223>
- [6] Dinu, F., Dubina, D., & Marginean, I. (2014). Improving the structural robustness of multi-story steel-frame buildings. *Structure And Infrastructure Engineering*, 11(8), 1028-1041. <http://dx.doi.org/10.1080/15732479.2014.927509>
- [7] Guo, L., Gao, S., & Fu, F. (2015). Structural performance of semi-rigid composite frame under column loss. *Engineering Structures*, 95, 112-126. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.03.049>
- [8] Jeyarajan, S., Liew, J., & Koh, C. (2015). Vulnerability of simple braced steel building under extreme load. *The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering*, 8(4), 219-231. <http://dx.doi.org/10.1080/19373260.2015.1068385>

- [9] Pirmoz, A., & Liu, M. (2016). Finite element modeling and capacity analysis of post-tensioned steel frames against progressive collapse. *Engineering Structures*, 126, 446-456. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.08.005>
- [10] Li, L., Wang, W., Chen, Y., & Teh, L. (2017). Column-wall failure mode of steel moment connection with inner diaphragm and catenary mechanism. *Engineering Structures*, 131, 553-563. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.10.032>
- [11] Mahmoudi, M., Teimoori, T., & Kozani, H. (2015). Presenting displacement-based nonlinear static analysis method to calculate structural response against progressive collapse. *International Journal of Civil Engineering*, 13(4), 478-485
- [12] McConnell, J., Cotter, T., & Rollins, T. (2015). Finite element analysis assessing partial catenary action in steel beams. *Journal Of Constructional Steel Research*, 109, 1-12. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.02.004>
- [13] Stylianidis, P., Nethercot, D., Izzuddin, B., & Elghazouli, A. (2015). Modelling of beam response for progressive collapse analysis. *Structures*, 3, 137-152. <http://dx.doi.org/10.1016/j.istruc.2015.04.001>
- [14] DoD, U. S. (2009). *Unified facilities criteria: design of buildings to resist progressive collapse*. UFC 4-023-03. United States Department of Defense
- [15] Mohamed, O. (2015). Calculation of load increase factors for assessment of progressive collapse potential in framed steel structures. *Case Studies In Structural Engineering*, 3, 11-18. <http://dx.doi.org/10.1016/j.csse.2015.01.001>
- [16] Lee, J. & Fenves, G. (1998). Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. *J. Eng. Mech.*, 124(8), 892-900. [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(1998)124:8(892))
- [17] Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A., & Jensen, J. J. (1987, June). Mechanical properties of high-strength concrete and application in design. In *Proceedings of the symposium utilization of high strength concrete* (pp. 149-159). Norway: Tapir Trondheim
- [18] Rahimi, E., & Estekanchi, H. (2015). Collapse assessment of steel moment frames using endurance time method. *Earthquake Engineering And Engineering Vibration*, 14(2), 347-360. <http://dx.doi.org/10.1007/s11803-015-0027-0>
- [19] Pirmoz, A., & Liu, M. (2016). Finite element modeling and capacity analysis of post-tensioned steel frames against progressive collapse. *Engineering Structures*, 126, 446-456. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.08.005>
- [20] Ding, Y., Song, X., & Zhu, H. (2017). Probabilistic progressive collapse analysis of steel-concrete composite floor systems. *Journal Of Constructional Steel Research*, 129, 129-140. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.11.009>