



## ارزیابی پارامتری تأثیر شکل هندسی و جنس فولاد صفحه‌ی اتصال بر عملکرد چرخه‌ای مهاربندهای کمانش تاب

وحید صابری\*<sup>۱</sup>، حمید صابری<sup>۲</sup>، سیده وحیده هاشمی<sup>۳</sup> و عباسعلی صادقی<sup>۴</sup>

<sup>۱</sup> استادیار، دانشکده عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوان کی، سمنان، ایران (saberi.vahid@gmail.com).

<sup>۲</sup> استادیار، دانشکده عمران، دانشگاه غیرانتفاعی ایوان کی، سمنان، ایران.

<sup>۳</sup> دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان، ایران.

<sup>۴</sup> دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران.

(تاریخ دریافت مقاله: ۹۸/۱۰/۱۰، تاریخ پذیرش مقاله: ۹۸/۱۲/۲۱)

### چکیده

مهاربندهای کمانش تاب به‌طور معمول از یک هسته‌ی فولادی که در یک غلاف فولادی پر شده با بتن می‌باشند، ساخته می‌شوند. هسته‌ی فولادی بر اساس مقاومت محوری و با ظرفیت تسلیم فشاری و کششی بدون در نظرگیری گسیختگی طراحی می‌شود و غلاف‌های فولادی و بتنی مقاومت محوری و خمشی کافی را فراهم ساخته و از کمانش کلی مهاربندها جلوگیری می‌کند. در این تحقیق، اثر شکل هندسی و جنس فولاد صفحه‌ی اتصال بر عملکرد چرخه‌ای مهاربندهای کمانش تاب با استفاده از شبیه‌سازی اجزا محدودی مورد بررسی قرار می‌گیرد. تعداد ۶ نوع صفحه‌ی اتصال به‌صورت مستطیلی و منحنی شکل، با فولاد نرمة (ST37) و فولاد پر مقاومت کم آلیاژ (ST52) با و بدون سوراخ با جزئیات کامل در نرم‌افزار اجزا محدودی ABAQUS مدل‌سازی شده و نتایج حاصله در قالب مدهای خرابی و منحنی‌های هیستریزس نیرو-جابجایی مورد مطالعه و مقایسه قرار می‌گیرند. در این تحقیق، برای اطمینان از روش مدل‌سازی و فرضیات مورد استفاده، یک نمونه‌ی آزمایشگاهی مهاربند کمانش تاب در نرم‌افزار اجزا محدودی ABAQUS صحت سنجی شده است. نتایج این مطالعه حاکی از تأثیر قابل‌ملاحظه اثر شکل هندسی صفحه‌ی اتصال و جنس آن بر عملکرد چرخه‌ای قاب‌های دارای مهاربندهای کمانش تاب می‌باشد.

### کلمات کلیدی

مهاربند کمانش تاب، صفحه‌ی اتصال، شکل هندسی، جنس فولاد، مد خرابی، منحنی هیستریزس.



# The Parametric Assessment of Geometric Shape and Steel Material of Connection Plate Effect on the Cyclic Performance of the Buckling Restrained Braces

Vahid Saberi<sup>1\*</sup>, Hamid Saberi<sup>2</sup>, Seyede Vahide Hashemi<sup>3</sup> and Abbasali Sadeghi<sup>4</sup>

<sup>\*1</sup> Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Eyvanekey, Semnan, Iran  
(saberi.vahid@gmail.com).

<sup>2</sup> Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Eyvanekey, Semnan, Iran.

<sup>3</sup> Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, University of Sistan and Baluchestan, Zahedan, Iran.

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

(Date of received: 31/12/2019, Date of accepted: 11/03/2020)

## ABSTRACT

*Buckling Restrained Braces are typically made of a steel core that is encased in a steel sheath filled with concrete. The steel core is designed based on axial strength with the potential for compressive and tensile yields, regardless of fracture, and provides steel and concrete sheaths of sufficient axial and flexural strength to prevent overall buckling of the braces. In this study, the effect of geometric shape and steel material of connection plate on cyclic performance of buckling restrained brace is investigated using finite element simulation. 6 types of rectangular and curved connection plates are modeled ST37 and ST52 with and without holes in with finite element ABAQUS software and the results are presented in the form of damage modes and the force-displacement hysteresis curves are studied and compared. In this study, in order to confirm the modeling method and used assumptions, an experimental specimen buckling restrained brace is tested in finite element ABAQUS software. The results of this study indicate the considerable effect of geometric shape of the connection plate and its steel material on the cyclic performance of frames with buckling restrained braces.*

## Keywords:

*Buckling Restrained Brace, Connection Plate, Geometric Shape, Steel Material, Damage Mode, Hysteresis Curve.*

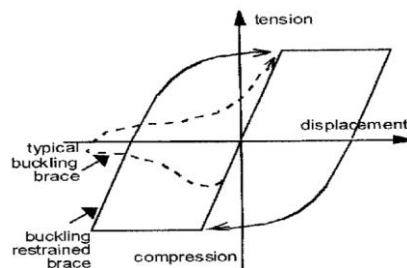


## ۱- مقدمه

زلزله از جمله مخرب‌ترین نیروهای طبیعی است که همه‌ساله جان میلیون‌ها نفر از مردم جهان را تهدید می‌کند. کشور ایران نیز با توجه به اینکه بر روی کمربند زلزله آلپ هیمالیا قرار دارد، طی سالیان گذشته همواره در برابر زلزله‌های ویران‌کننده قرار داشته است. زلزله از جمله رخدادهایی است که با وجود تحقیقات زیادی که درباره آن صورت گرفته است، هنوز امکان پیش‌بینی زمان و مکان دقیق آن امکان ندارد. بنابراین به نظر می‌رسد که تنها روش مقابله با زلزله ایمن‌سازی سازه‌ها در برابر آن است. با توجه به حجم خسارات و هزینه‌های هنگفت ناشی از زلزله، مطالعات متعدد و گوناگونی جهت کاهش این خسارات همواره انجام می‌پذیرد که موجب ارائه روش‌ها و راهکارهای نوینی می‌گردد و بدین ترتیب لزوم بررسی و مطالعه کارایی و نحوه به‌کارگیری این روش‌ها نیز به وجود می‌آید [۱]. ایده استفاده از عضو فولادی تسلیم شونده برای جذب انرژی بیش از ۳۰ سال پیش مطرح شد. رویکرد جدید این بود که عضو فشاری قبل از کمانش جاری شود. نکته مهم این است که تسلیم به شکل موضعی رخ ندهد و توزیع آن در سراسر عضو مناسب و یکنواخت باشد به طوری که انرژی مستهلک‌شده طی یک بارگذاری رفت و برگشتی مانند زلزله به حداکثر خود برسد. تحقیقاتی که در این باره صورت گرفت بر مبنای جلوگیری از کمانش مهاربند فشاری با استفاده از پوشش بتن در اطراف آن بود. در این نوع مهاربندها تحمل بار فشاری توسط هسته فولادی بوده و پوشش بتنی فقط از کمانش هسته فولادی که باعث توزیع جانبی فشار داخلی در پوشش بتنی می‌گردد، جلوگیری می‌کند. برای اینکه نیروی فشاری محوری از جانب هسته فولادی به پوشش بتنی انتقال پیدا نکند، لایه‌ای نازک از ماده‌ای مخصوص در سطح مشترک فولاد و بتن قرار داده می‌شود. این لایه با جلوگیری از اصطکاک بین هسته و بتن، نیروی فشاری ناشی از تغییر شکل جانبی فولاد هسته را به صورت یک بار گسترده عرضی به بتن منتقل می‌کند. و نهایتاً این نحوه انتقال نیرو در عضو کمانش تاب باعث شده است که این نوع مهاربند به صورت مقید در برابر کمانش را مهاربند نچسبیده بنامند [۲]. به منظور اطمینان از نحوه ساخت مدل نرم‌افزاری، در این مرحله نمونه‌ی آزمایشگاهی برگرفته از تحقیق نیشیموتو و همکاران [۳] با مدل نرم‌افزاری مقایسه گردیده است. پس از اطمینان از صحت نحوه مدل‌سازی، به ساخت مدل در سایر مراحل پرداخته می‌شود. مهاربندهای کمانش تاب به طور معمول از یک هسته فولادی که در یک غلاف فولادی پر شده با بتن می‌باشد ساخته شده‌اند. عضو هسته فولادی بر اساس مقاومت محوری و با ظرفیت تسلیم فشاری و کششی بدون در نظرگیری گسیختگی، کمانشی ناحیه‌ای یا کلی ناشی از خمش طراحی می‌شود و همچنین غلاف‌های فولادی و بتنی مقاومت خمشی و منحنی کافی را فراهم ساخته و از کمانش کلی مهاربند جلوگیری می‌کنند.

## ۲- مهاربند کمانش تاب

سیستم‌های مهاربندی همگرای رایج دارای مشکل ذاتی تفاوت رفتار در کشش و فشار می‌باشند. این مهاربندهای معمولی می‌بایستی تغییر مکان‌های بزرگ ناشی از زلزله را به صورت رفت و برگشتی در کشش به صورت محوری و در فشار به صورت مقاومت پس از کمانش تحمل نمایند. کمانش مهاربندها در فشار باعث کاهش شدید مقاومت، سختی و ظرفیت اتلاف انرژی در آن‌ها می‌شود. قاب‌های مهاربندی مقید شده در برابر کمانش، نوع خاصی از قاب‌های مهاربندی شده هم‌محور می‌باشند، که از کمانش کلی مهاربند و کاهش مقاومت و سختی در آن‌ها جلوگیری شده است. المان‌های مهاربندی توانایی جاری شدن و تأمین رفتار یکسان در کشش و فشار و در نتیجه جذب انرژی در سیکل‌های پایدار را دارا می‌باشند. در شکل (۱) رفتار یک المان مقید شده در برابر کمانش با یک المان کمانش یافته در یک سیکل بارگذاری نشان داده شده است. کمانش المان در فشار باعث افت شدید مقاومت و سختی در آن شده است [۴].



شکل ۱: رفتار چرخه‌ای پایدار مهاربند کمانش تاب در مقابل مهاربند معمولی [۴].

از مزیت‌های دیگر سیستم مهاربندی مقید شده در برابر کمانش، این است که می‌توان این مهاربندها را به صورت مهاربندهای قطری تک، در یک جهت قرارداد و مانند سیستم مهاربندی همگرای ویژه، نیاز به تحمل ۷۰٪ نیروی زلزله به تنهایی در یک جهت به صورت کششی یا فشاری نمی‌باشد. در صورت به کار بردن این سیستم در قاب‌های همگرای شورون (۷ و ۸)، به علت رفتار یکسان مهاربند در کشش و فشار، نیروی نامتعادل در تیر متصل شونده، به شدت کاهش یافته و می‌توان از تیرهای با مقاطع ضعیف‌تری نسبت به سیستم مهاربندی همگرای ویژه استفاده کرد. سیستم‌های قاب مهاربند کمانش تاب می‌توانند سختی الاستیکی فراهم کند که با قاب‌های مهاربندی شده و اگر قابل مقایسه است. تست‌های آزمایشگاهی متنوع با مقیاس واقعی نشان داده است که با طراحی و جزئیات بندی مناسب المان‌های قاب مهاربند کمانش تاب رفتار متقارن و چرخه‌ای پایدار در نیروهای کشش و فشاری به همراه تحمل تغییر شکل‌های بزرگ غیرخطی قابل مشاهده است. مهاربندهای کمانش تاب طوری ساخته می‌شوند که هسته بتواند در راستای طولی مستقل از ساز و کار جلوگیری از کمانش عمل کند. به بیان دیگر، تمام نیروی محوری که به مهاربند وارد می‌شود توسط هسته تحمل می‌شود. با جلوگیری از کمانش هسته، این المان می‌تواند در فشار همانند کشش جاری شده و بدین ترتیب توانایی جذب انرژی آن به طور چشمگیری افزایش می‌یابد. تاکنون آزمایش‌های متعددی بر روی انواع مختلف مهاربندهای کمانش تاب انجام شده است. نتایج این آزمایش‌ها نشان داده که مهاربندهای کمانش تاب رفتار چرخه‌ای پایدار، منظم و نسبتاً متقارنی دارند و منحنی چرخه‌ای آن‌ها نزدیک به منحنی چرخه‌ای دوخطی ایده‌آل است [۴].

### ۳- تاریخچه‌ی تحقیق

مطالعه‌ی رفتار مهاربندهای کمانش تاب در سال ۱۹۷۱ برای اولین بار توسط یاشینو و همکاران انجام شد. آن‌ها آزمایش‌های چرخه‌ای بر روی دو نمونه‌ی به اصطلاح مهاربند با دیوار برشی انجام دادند، این آزمایش شامل یک مهاربند که در بردارنده‌ی صفحه‌ی فلزی صاف که داخل پانل بتن مسلح با و بدون مواد غیر چسبیده قرار گرفته، صورت پذیرفته است. در نمونه‌ی آزمایشگاهی با مواد غیر چسبیده جابجایی جانبی ۱۵ میلی‌متر بین دو طرف و پانل محصور، بیشتر به وقوع پیوسته است. همچنین میزان جذب انرژی و ظرفیت تغییرشکل افزایش پیدا کرده است [۵]. در سال ۲۰۱۱، یو و همکاران، از مدل‌های عددی برای پیش‌بینی پاسخ‌های دینامیکی سازه‌های مجهز به مهاربندهای کمانش تاب استفاده کردند. این مطالعات عددی قبل از انجام آزمون‌های آزمایشگاهی به منظور پیش‌بینی رفتار قاب‌های مهاربندی کمانش تاب استفاده شده است. یک مدل اجزای محدود سه‌بعدی برای بررسی مقاومت مهاربندها در اتصالات انتهایی استفاده گردیده است. نتایج آزمون‌های دینامیکی روی مهاربندهای کمانش تاب همراه با میراگرهای متصل به آن نیز مورد ارزیابی قرار گرفته است. بر اساس تجزیه و تحلیل‌های عددی و مقایسات صورت گرفته با نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی تکنیک‌های مدل‌سازی غیرخطی برای بررسی رفتار قاب‌های مهاربندی کمانش تاب توصیه گردیده است [۶]. در سال ۲۰۱۲، هویدایی و رافضی به بررسی رفتار کمانش کلی مهاربندهای کمانش تاب تمام فلزی پرداختند. یکی از الزامات اساسی برای رفتار مکانیکی

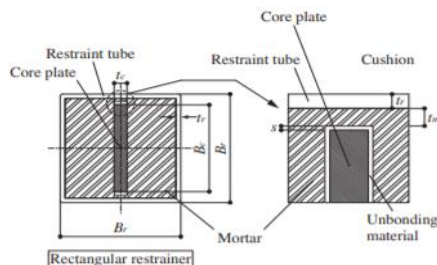


مناسب مهاربندهای کمانش تاب تحت زلزله‌های شدید جلوگیری از کمانش کلی تا زمانی است که مقطع تغییرشکل پلاستیک و شکل‌پذیری زیادی را متحمل شود. این مقاله به بررسی اجزا محدود مقطع مهاربند تمام فلزی اختصاص دارد. مهاربند پیشنهاد شده دارای مقطع هسته یکسان اما دارای مکانیسم‌های جلوگیری کننده از کمانش متفاوت است. هدف این مطالعه انجام مطالعات تحلیلی بر روی مهاربندهای کمانش تاب با مقادیر متفاوت فاصله بین هسته و عنصر ممانعت کننده از کمانش می‌باشد. نتایج نشان داد که سختی خمشی این نوع مهاربندها می‌تواند به طرز چشمگیری رفتار کمانش کلی مهاربند را تحت تأثیر قرار دهد. بعلاوه، حداقل نسبت بار کمانش اولر به مقاومت تسلیم هسته برای مقاصد طراحی پیشنهاد شد. این نسبت پارامتری اساسی است که کمانش مهاربندها را کنترل می‌کند [۷]. در سال ۲۰۱۳، پیدرافیتا و همکاران مهاربندی جدید برای ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله ارائه دادند. نمونه‌ای تمام‌مقیاس از مهاربند پیشنهاد شده تحت تغییرمکان‌های چرخه‌ای مورد آزمایش قرار گرفت و پاسخ هیستریزس نمونه‌ها برداشت شد. مهم‌ترین پارامترها نیروی تسلیم و تغییرمکان تسلیم بودند که می‌توان به صورت جملاتی ریاضی رفتار آن‌ها را تخمین زد. روش طراحی پیشنهادی این نوع مهاربندها می‌تواند با در نظر گرفتن تغییرشکل جانبی اولیه و فاصله بین هسته تسلیم‌پذیر و قسمت مقیدکننده، کمانش این نوع مهاربندها را تعیین کند. رفتار هیستریزس این نوع مهاربندها نیز با استفاده از نرم‌افزار اجزا محدود تعیین شد [۸]. در سال ۲۰۱۴، قوان‌گو و همکاران به بررسی تأثیر پارامترهای مدل مهاربند کمانش تاب بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌ای پرداختند. در این تحقیق به بررسی حساسیت مدل‌های موجود در مورد مهاربندهای کمانش تاب به منظور فراهم نمودن وسیله‌ای جهت ارزیابی تأثیر پارامترهای ثابت این نوع مهاربندها بر رفتار سازه‌ای، پرداخته شد. با مدل‌سازی موردی یکی از آزمایش‌های قبلی، تأثیر کمانش‌های کلی و موضعی بر پارامترهای ثابت این نوع مهاربندها مشخص شد. مطالعه صورت گرفته راه را برای کاربرد این نوع مصالح و نحوه‌ی طراحی آن‌ها هموار کرده است [۹]. در سال ۲۰۱۴، ژائو و همکاران، تحقیقات وسیعی در مورد رابطه‌ی بین رفتار خمشی مهاربندهای کمانش تاب و جزئیات انتهایی آن‌ها انجام داده‌اند. آن‌ها با انجام آزمایش‌ها و تحلیل بر روی مهاربندهای کمانش تاب که به صورت سنتی ساخته شدند و مهاربندهایی که در انتهای اتصالشان به ورق اتصال، دارای غلاف می‌باشند، رفتار خمشی این مهاربندها در دو حالت مورد بررسی قرار دادند و در انتها یک ضریب تأثیر لنگر خمشی را ارائه نمودند [۱۰]. در سال ۲۰۱۵، اشتري و همکاران برای رفع معایب موجود در مهاربندهای کمانش تاب از جمله تغییرشکل‌های ماندگار سازه پس از پایان بارگذاری و همچنین هزینه‌بر بودن تعویض اعضا پس از خرابی و جاری شدن هسته فولادی، به جای استفاده از فولاد در هسته جاری شونده از آلیاژهای حافظه‌دار شکلی استفاده کردند. این آلیاژها به دلیل دارا بودن ویژگی‌هایی از قبیل خاصیت فوق ارتجاعی و بازگرداندگی می‌توانند پس از تحمل تغییرشکل‌های بزرگ، حالت اولیه خود را بازیابی کنند [۱۱]. در سال ۲۰۱۶، پنگ پن و همکاران نیز مطالعاتی روی ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های بتنی بهسازی شده با مهاربندهای کمانش تاب انجام دادند [۱۲]. در سال ۲۰۱۶، کوآن شن و همکاران، با انجام ۷ تست به صورت آزمایشگاهی و نرم‌افزاری بر روی مهاربندهای کمانش تاب تمام فولاد، تأثیر ماده نچسبی که بین هسته فولادی و غلاف فولادی را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها با انجام تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی و بارگذاری چرخه‌ای بر روی نمونه‌ها به این نتیجه رسیدند که نمونه‌هایی که دارای ماده‌ی نچسب به ضخامت کمتری هستند، جذب انرژی کمتری دارند. همچنین یک ضریب برای تأثیر ماده‌ی نچسب در مهاربندهای کمانش تاب تمام فولاد ارائه نمودند [۱۳]. در سال ۲۰۱۸، سانزینگ و همکاران با به کار بردن آلیاژ حافظه‌دار در قاب‌های با مهاربندهای شورون هشتی کمانش تاب، عملکرد قاب‌های با مهاربندهای کمانش تاب در دو حالت با و بدون آلیاژ حافظه‌دار را مطالعه کردند. در این تحقیق عدم توانایی مهاربندهای کمانش تاب در مهار دریافت‌های پسماند بیان شده است، همچنین از توانایی این مهاربندها در کاهش دریافت طبقات تحت تحلیل‌های لرزه‌ای عنوان شده است [۱۴]. در این تحقیق، به عنوان نوآوری به ارزیابی پارامتری تأثیر شکل هندسی (مستطیلی و منحنی شکل) و جنس فولاد (فولاد نرمه و فولاد پر مقاومت) صفحه‌ی اتصال بر عملکرد چرخه‌ای مهاربندهای کمانش تاب پرداخته شده است.

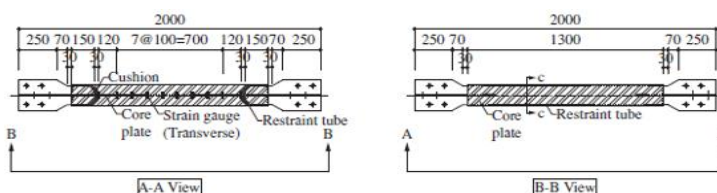


۴- صحت سنجی

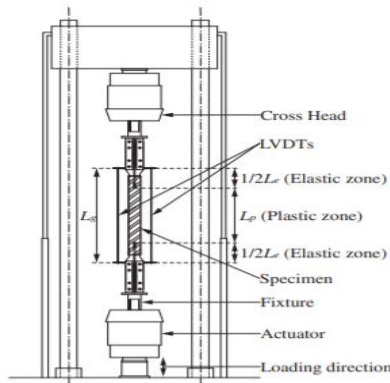
برای صحت سنجی نرم افزار ابتدا نمونه‌ی آزمایشگاهی برگرفته از تحقیق نیشیموتو و همکاران [۳] توسط نرم افزار اجزا محدودی ABAQUS [۱۵] شبیه سازی و منحنی هیستریزس آن‌ها با هم مقایسه شده است. از تحقیق نیشیموتو و همکاران، نمونه‌ی RY65M25 که در شکل (۲) ذکر شده و مشخصات آن در منبع [۳] ارائه شده است، مدل سازی و نتایج آن با منبع مذکور مقایسه گردیده است. حرف اول این نمونه یعنی R نشان گر این است که هسته‌ی مهاربند دارای شکل مستطیل می باشد، حرف دوم، Y یعنی بارگذاری به صورت چرخه‌ای می باشد، عدد ۶۵ مبین نسبت عرض به ضخامت غلاف فولادی نمونه است (عرض غلاف فولادی ۱۵۰ میلی متر و ضخامت آن ۲/۳ میلی متر می باشد و پارامتر M25 ضخامت بتن بین ضلع کوچک هسته و غلاف بتنی می باشد که در شکل (۲) نشان داده شده است. ضخامت هسته برابر ۲۲ میلی متر، عرض آن ۹۴ میلی متر، تنش تسلیم آن ۲۴۵ نیوتون بر میلی مترمربع و مدول الاستیسیته آن ۲۰۵۰۰۰ نیوتون بر میلی مترمربع می باشد. شرایط تکیه گاهی به صورت مفصلی می باشد. با توجه به شکل (۳) طول کل مهاربند ۲۰۰۰ میلی متر و طول غلاف برابر ۱۳۰۰ میلی متر می باشد. ضمناً نمونه‌ی آزمایش شده تحت بارگذاری چرخه‌ای تک محوره در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل ۲: مقطع نمونه‌ی آزمایشگاهی RY65M25 [۲۴].



شکل ۳: طول هسته و غلاف مهاربند کمانش تاب [۲۴].



شکل ۴: نمونه‌ی آزمایش شده تحت بارگذاری چرخه‌ای تک محوره [۲۴].



تیرها از نوع IPE دارای ارتفاع و عرض بال ۰/۳ متر می‌باشند. همچنین ضخامت‌های جان و بال این پروفیل‌ها به ترتیب برابر ۰/۰۰۸۵ متر و ۰/۰۱۴۰ متر است. همچنین پروفیل‌های ستون‌ها از نوع IPB دارای ارتفاع و عرض بال ۰/۳ متر می‌باشند. همچنین ضخامت‌های جان و بال این پروفیل‌ها به ترتیب برابر ۰/۰۱۱۰ متر و ۰/۰۱۹۰ متر است. لازم به ذکر است مهاربند فولادی به صورت دابل نبشی  $L100 \times 100 \times 10$  در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که در تعریف هندسه‌ی مدل صفحه‌ی اتصال، تیرها و نبشی‌های اتصال از المان پوسته استفاده شده است. تا تنها رفتار آن‌ها در صفحه مدنظر قرار گیرد و همچنین راستای انتقال نیروی دیگری نداشته باشند. بارگذاری به صورت چرخه‌ای، ۰/۵، ۰/۱، ۰/۲، و ۰/۳ کرنش هسته می‌باشد.

#### ۴-۱- مشخصات نمونه‌ی مورد مطالعه

از نرم‌افزار اجزای محدودی ABAQUS [۱۵] برای شبیه‌سازی استفاده شده است. المان پوسته از نوع S4R (المان پوسته چهار نقطه‌ای) از میان المان‌های موجود در برنامه‌ی ABAQUS برای مدل‌سازی نمونه انتخاب شده است. S4R یک المان چهار گره‌ای با انحنای دو طرفه با انتگرال‌گیری کاهش‌یافته می‌باشد. مصالح فولادی به کار رفته در مدل‌ها به صورت ایزوتروپیک می‌باشند. مقدار مدول الاستیسیته تمامی مصالح فولادی برابر ۲۰۵ گیگا پاسکال، ضریب پواسون ۰/۳ و چگالی ۷۸۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده. مدل شامل ۳ قسمت: هسته، غلاف بتنی، غلاف فولادی می‌باشد. مشخصات تنش-کرنش فولاد مورد استفاده در جدول (۱) ارائه شده است:

جدول ۱: مشخصات تنش-کرنش فولاد مورد استفاده.

المان	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	کرنش پلاستیک
هسته فولادی	۲۸۰	۴۸۰	۰/۱
غلاف فولادی	۳۵۱	۵۱۰	۱۵.۰

مصالح بتنی به کار رفته در مدل به صورت ایزوتروپیک می‌باشد. مقدر مدول الاستیسیته برابر ۲۶۴۸۰ مگا پاسکال، ضریب پواسون ۰/۱۶۷ و چگالی آن برابر ۲۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب در نظر گرفته شده است. رفتار بتن به صورت آسیب بتن پلاستیک تعریف شده است. این مدل رفتار بتن را در فشار و سخت شدگی در کشش نشان می‌دهد. به منظور تعریف رفتار آسیب پلاستیک بتن در نرم‌افزارهای اجزا محدود نیاز به تعریف ۵ پارامتر می‌باشد که در جدول (۲) و مشخصات تنش-کرنش بتن مصرفی در جدول (۳) نیز ارائه گردیده است.

جدول ۲: مشخصات رفتار الاستوپلاستیک بتن.

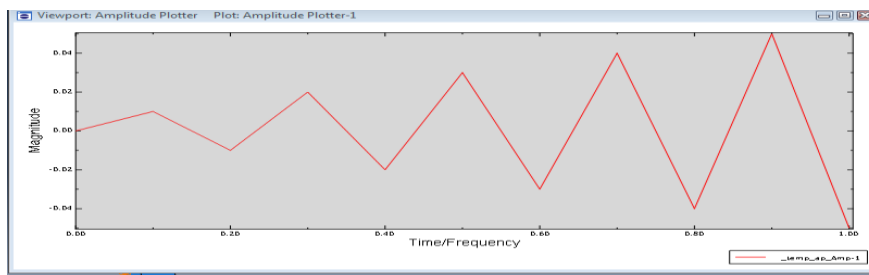
ویسکوزیته ( $\mu$ )	(Kc)	$\frac{f_{bo}}{f_{co}}$	گریز از مرکز (E)	زاویه اتساع داخلی ( $\psi$ )
۰	۰/۶۶۷	۱/۱۶	۰/۱	۱



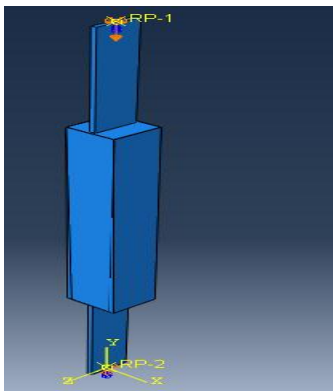
جدول ۳: مشخصات تنش-کرنش بتن مورد استفاده

کرنش ترک خوردگی	تنش کششی	کرنش فشاری	تنش فشاری
۰	۰	۰	۰
۰/۰۰۰۱	۰/۳	۰/۰۰۰۴	۰/۱۲۹۹
۰/۰۰۰۳	۰/۵۵	۰/۰۰۰۸	۰/۲۴۲۹
۰/۰۰۰۴	۰/۷	۰/۰۰۱۲	۰/۳۴۱۲
۰/۰۰۰۵	۰/۸	۰/۰۰۱۶	۰/۴۲۶۷
۰/۰۰۰۸	۰/۹	۰/۰۰۲	۰/۵۰۱۲
۰/۰۰۱	۰/۹۳	۰/۰۰۲۴	۰/۵۶۶
۰/۰۰۲	۰/۹۵	۰/۰۰۳۶	۰/۷۱۴
۰/۰۰۳	۰/۹۷	۰/۰۰۵	۰/۸۲۴۳
۰/۰۰۵	۰/۹۹	۰/۰۱	۰/۹۶۹۱

برای تحلیل دینامیکی غیرخطی از روش آنالیز صریح استفاده شده و اثرات غیرخطی هندسی نیز در نظر گرفته شده است. سطوح تماس بین هسته و غلاف بتنی با تعریف اندرکنش از نوع رفتار عادی و تماس سخت و برای اندرکنش بین غلاف بتنی و فولادی از نوع قید مهاری شبیه‌سازی شده است. شرایط انتهایی دو سر مدل همانند دستگاه آزمایش دو سر مفصل دارای جابه‌جایی چرخه‌ای طبق پروتکل بارگذاری آزمایشگاه نشان داده شده در شکل (۵) در راستای محور Y می‌باشد. سائز مش‌ها برای همه‌ی المان‌ها ۱۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. شکل‌های (۶) و (۷) به ترتیب مدل شبیه‌سازی شده و مش‌بندی شده‌ی نمونه‌ی مورد مطالعه را نشان می‌دهد.

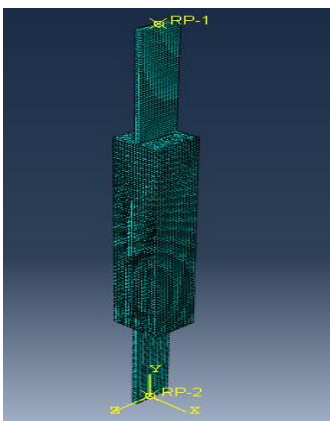


شکل ۵: پروتکل بارگذاری در نرم‌افزار ABAQUS.

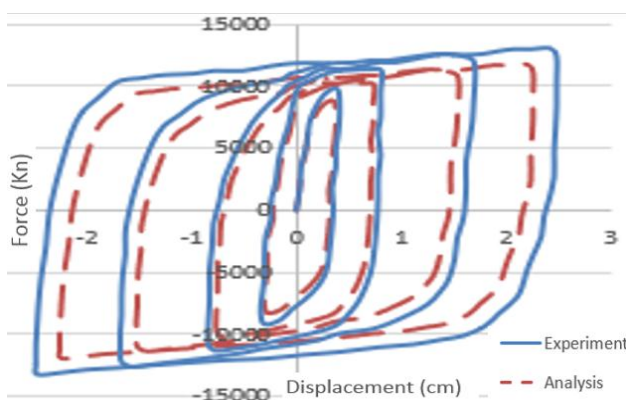


شکل ۶: مدل شبیه‌سازی شده نمونه‌ی مورد مطالعه.





شکل ۷: مدل مش بندی نمونه‌ی مورد مطالعه.

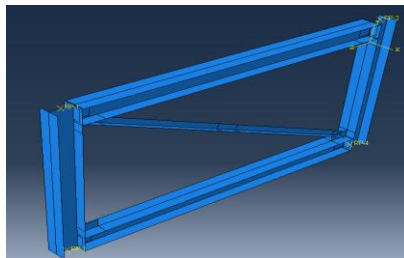


شکل ۸: مقایسه‌ی منحنی هیستریزس نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار اجزا محدودی ABAQUS.

مطابق شکل (۸) مشاهده می‌شود که تقریباً منحنی هیستریزس نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار مشابه هم می‌باشند، این امر صحت مدل‌سازی را نشان می‌دهد. مقدار حداکثر تنش در نمونه‌ی آزمایشگاهی برابر با ۴۰۰ مگاپاسکال می‌باشد و در نمونه‌ی عددی مقدار بیشینه‌ی تنش آن ۳۹۷ مگا پاسکال است که اختلاف آن‌ها تقریباً ۰/۷ درصد شده است. بنابراین با اطمینان از صحت نرم‌افزار، مدل‌های اصلی که مهاربند قطری در قاب به همراه صفحه‌ی اتصال در مدل‌های مختلف می‌باشند، ارائه شده‌اند.

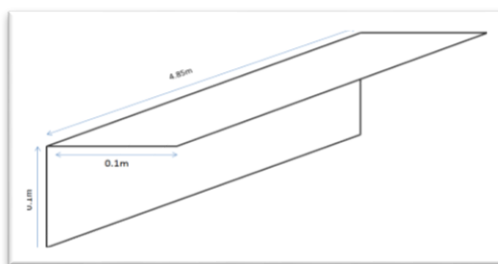
## ۵- مدل‌سازی

در این بخش، مشخصات ابعادی مدل پایه‌ای در نظر گرفته شده برای انجام مطالعه‌ی پارامتریک و نیز خصوصیات مکانیکی مصالح تشکیل‌دهنده اجزای مختلف مدل ارائه گردیده است. شکل (۹) نمایی از مدل پایه را که عبارت است از قاب یک دهانه‌ی یک طبقه با مهاربند قطری را نشان می‌دهد.

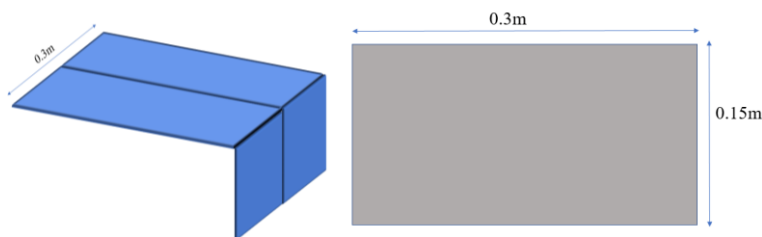


شکل ۹: نمایی از مدل پایه جهت تحلیل دینامیکی غیرخطی.

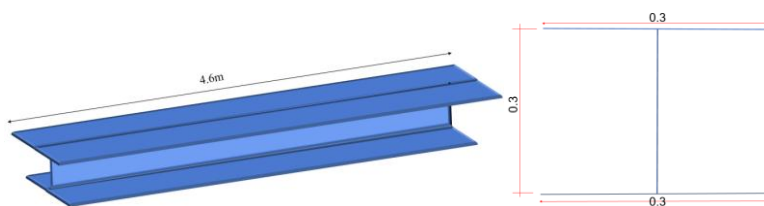
در این تحقیق، به بررسی پاسخ دینامیکی نمونه قاب فولادی به همراه مهاربند قطری از طریق شبیه‌سازی عددی با استفاده از روش اجزای محدود در نرم‌افزار ABAQUS پرداخته شده است. تعداد ۶ مدل شامل صفحه‌ی اتصال به صورت مستطیل و منحنی شکل (ربع دایره‌ای) که یک بار این نمونه و نمونه‌ی مرجع با تعبیه سوراخ در صفحه‌ی اتصال و یک بار با فولاد پر مقاومت ST52 مدل‌سازی می‌شوند و به منظور مقایسه پاسخ‌ها، منحنی‌های هیستریزس تمامی مدل‌ها ارائه گردیده‌اند. مطابق شکل‌های (۱۰) الی (۱۴)، مشخصات هندسی نمونه‌های مورد مطالعه مشخص شده‌اند.



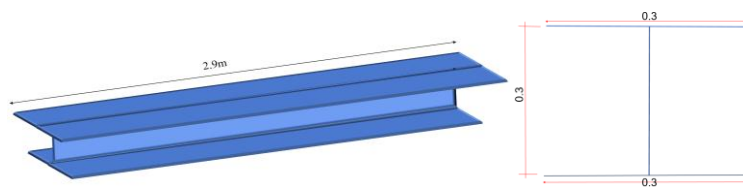
شکل ۱۰: مشخصات هندسی مهاربند مورد مطالعه (دوبل نبشی).



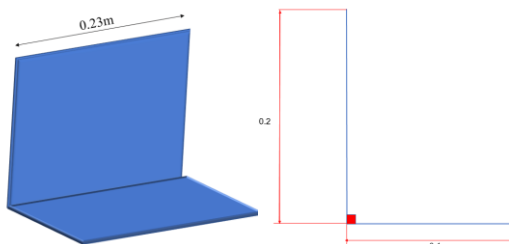
شکل ۱۱: مشخصات هندسی صفحه‌ی اتصال و مقطع آن.



شکل ۱۲: شکل هندسی و مقطع تیر HE300A.



شکل ۱۳: شکل هندسی و مقطع ستون HE300B .



شکل ۱۴: شکل هندسی و مقطع نبشی اتصال مدل.

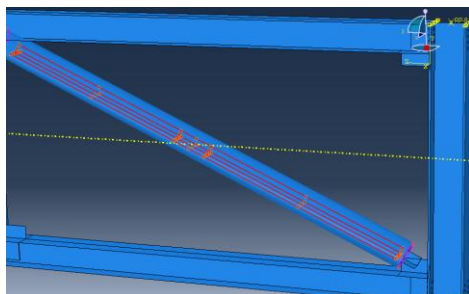
پروفیل‌های تیرها از نوع HE300A و پروفیل‌های ستون‌ها از نوع HE300B می‌باشند. رفتار بتن شامل رفتار غیرخطی شدید ترک خوردگی بتن غلاف و پلاستیسیته شدید پروفیل‌های فولادی بوده است. مصالح تشکیل دهنده تیرها و ستون‌ها، ورق‌های اتصال و مهاربندها از نوع ST37 بوده که مدول الاستیسیته آن برابر ۲۱۰ گیگاپاسکال می‌باشد. همچنین جرم حجمی و ضریب پواسون فولاد به ترتیب برابر ۷۸۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب و ۰٫۳ در نظر گرفته شده است. منحنی تنش-کرنش فولاد به صورت ۳ خطی ایده‌آل با مقاومت‌های تسلیم و نهایی به ترتیب ۲۸۲ مگاپاسکال و ۴۵۶ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. مصالح بتنی غلاف‌های در بردارنده مهاربندهای فولادی که به صورت استوانه‌ای دارای قطر ۳۰ سانتی‌متر بوده و بتن تشکیل دهنده آن دارای جرم حجمی و ضریب پواسون به ترتیب ۲۴۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب و ۰٫۲ می‌باشد. همچنین مدول الاستیسیته بتن برابر ۲۸ گیگاپاسکال در نظر گرفته شده است. مقاومت‌های فشاری و کششی بتن به ترتیب برابر ۳۰ مگاپاسکال و ۳ مگاپاسکال فرض شده است. همچنین رفتار بین غلاف بتنی و هسته فولادی در مهاربند از نوع اصطکاکی با ضریب اصطکاک ۰٫۳ می‌باشد. مشخصات مصالح مورد استفاده مطابق جدول (۴) ارائه شده است.

جدول ۴: مشخصات مصالح مورد استفاده

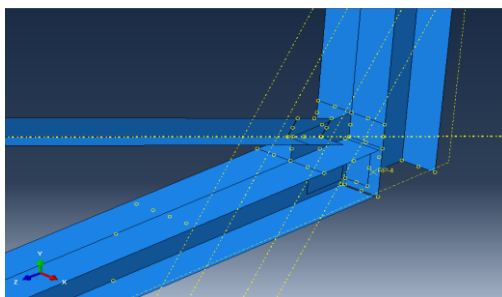
مشخصات		استوانه‌ی بتنی
Y (kg/m <sup>3</sup> )		۲۴۵۰
E(GPa)		۲۸
ϕ		۰٫۳
Concrete Damage Plasticity	Dilation Angle	۳۲
	Eccentricity	۰٫۱
	F <sub>bo</sub> /f <sub>co</sub>	۱/۱۲
	K	۰٫۶۷
	Viscosity Parameter	۰
		تیر فولادی
Y (kg/m <sup>3</sup> )		۷۸۵۰
E(GPa)		۲۰۰
ϕ		۰٫۳
f <sub>y</sub> (MPa)		۲۳۵



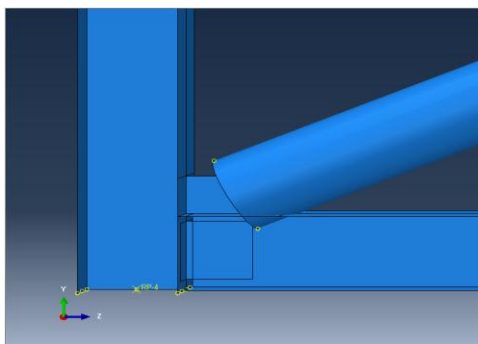
لازم به ذکر است که به غیر از مقطع بتنی که به صورت جامد تعریف شده است، سایر مقاطع به حالت پوسته تعریف شده‌اند. در همه نمونه‌ها اندرکنش در حالت مماسی با ضریب اصطکاک  $0/3$  و در حالت عمودی به صورت تماس سخت تعریف شده است. اندرکنش میان هسته‌ی میانی و بتن پرکننده در نمونه‌ها به حالت مدفون و طبق شکل‌های (۱۵) الی (۱۷) می‌باشد.



شکل ۱۵: تعریف اندرکنش مدفون برای ورق (هسته).

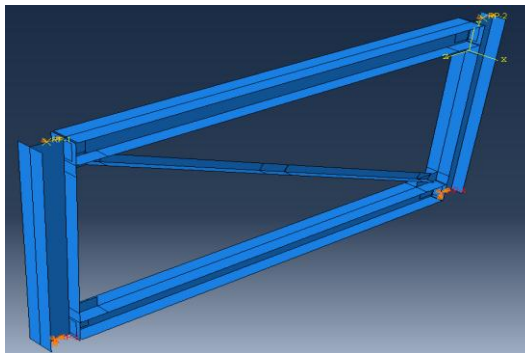


شکل ۱۶: اتصال مهاربند به صفحه‌ی اتصال.



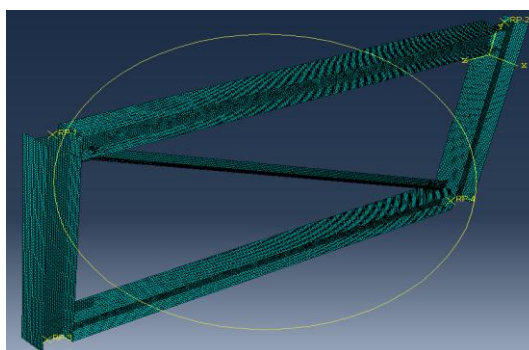
شکل ۱۷: اتصال مهاربند به صفحه‌ی اتصال.

شرایط مرزی در این نمونه‌ها با مهار قاب در چهار گوشه و اتصال گیردار طبق شکل (۱۸) بوده است. همچنین به منظور اعمال بار متناوب، دو گوشه‌ی بالایی قاب در جهت محور X ها کاملاً گیردار و در جهت Z به میزان  $0/1$  قابلیت جابجایی دارد.



شکل ۱۸: شرایط مرزی نمونه‌ی مورد مطالعه.

مش بندی مهاربند ساده، صفحه اتصال، نبشی اتصال، تیرهای HE300-A و HE300-B به ابعاد ۰/۰۲ متر و از نوع S4R می‌باشد و مطابق شکل (۱۹) ارائه شده‌اند.



شکل ۱۹: مش بندی نمونه‌ی مورد مطالعه.

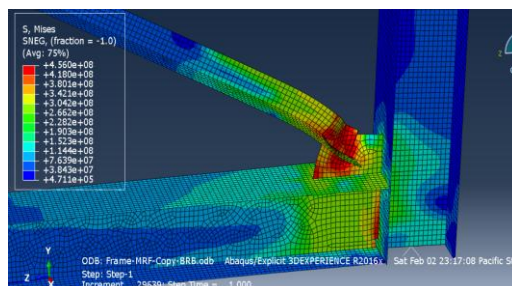
ابعاد پروفیل هسته‌ی میانی (ورق) برابر با ۰/۰۱ متر و همانند قطعات دیگر (به‌غیر از بخش بتنی) از نوع S4R می‌باشد. برای نمونه مرجع ابعاد مش ۰/۰۱، ۰/۰۲ و ۰/۰۵ متر مدل‌سازی شده تمامی نتایج نزدیک به یکدیگر می‌باشد بنابراین ابعاد مش برای تمامی مدل‌ها ۰/۰۱ متر در نظر گرفته شده است. به‌منظور مدل‌سازی پروفیل‌های فولادی از المان‌های صفحه‌ای مربعی با تابع شکل درجه اول و انتگرال‌گیری کاهش‌یافته استفاده شده است. همچنین از المان‌های سالیید مکعبی با تابع شکل درجه‌ی اول و انتگرال‌گیری کاهش‌یافته برای مدل‌سازی غلاف بتنی در مدل‌های با مهاربند کمانش تاب استفاده شده است. از آنجاکه شامل رفتار غیرخطی شدید در قالب ترک‌خوردگی بتن غلاف و پلاستیسیته شدید پروفیل‌های فولادی بوده و در مدل‌های دارای مهاربند کمانش تاب، رفتار المان‌های تماسی نیز حائز اهمیت می‌باشد، ابعاد اضلاع المان‌ها در بخش‌های مختلف مدل‌ها برابر ۲ سانتی‌متر می‌باشد.

## ۶- مطالعه و بررسی نتایج

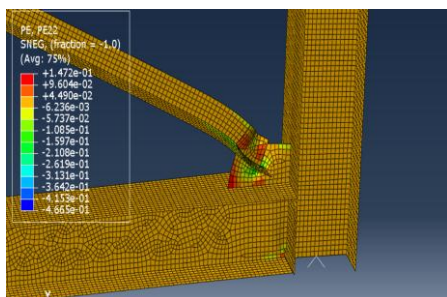
در این مطالعه، پارامترهای مورد بررسی شامل صفحه‌ی اتصال به‌صورت مستطیل به مساحت ۴۵۰ سانتی‌متر مربع سپس با تعبیه‌ی سوراخ به قطر ۲ سانتی‌متر در وسط صفحه‌ی اتصال و شکل منحنی وار (ربع دایره‌ای) صفحه‌ی اتصال با مساحت ۴۵۰ سانتی‌متر مربع در دو حالت با فولاد نرمه ST37 و فولاد پر مقاومت کم آلیاژ ST52 مجموعاً در ۶ مدل می‌باشد. در مدل‌ها، اتصال کامل بین مقطع



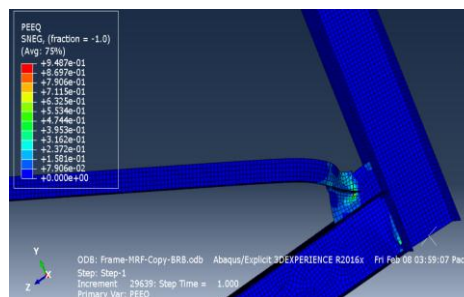
تیر و بال ستون از طریق تعریف قید انجام شده به به صورت ایده آل کلیه درجات آزادی گره‌های مجاور تیر و ستون را به یکدیگر می‌بندد. در نتیجه رفتار اتصال حالت گیردار کامل پیدا می‌کند. کانتور تنش‌های وان مایسز و کانتور کرنش پلاستیک و الاستوپلاستیک در مدل‌ها در شکل‌های نمایش داده شده است. در مدل‌ها، خسارت قابل ملاحظه در مهاربند رخ نداده و تسلیم در دو انتهای مهاربند و ورق‌های متمرکز شده است و به ترتیب در شکل‌های (۲۰) و (۲۱) ارائه شده است. این مد خرابی از نظر شکل پذیری و نیز قابلیت استهلاک انرژی در طراحی جزو مدهای خرابی مطلوب در نظر گرفته می‌شود زیرا با حفظ باربری مهاربند، امکان چرخش‌های پلاستیک جزئی و محدود شده را از طریق کماتش صفحه‌ی اتصال ایجاد می‌کند.



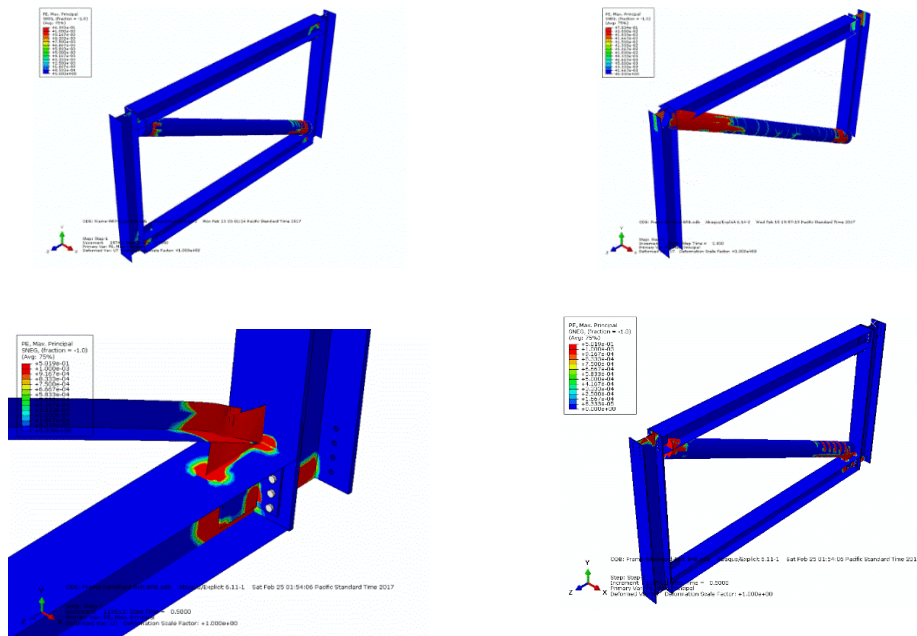
شکل ۲۰: کانتور تنش وان مایسز نمونه‌ی مورد مطالعه.



شکل ۲۱: کانتور کرنش پلاستیک و الاستوپلاستیک نمونه‌ی مورد مطالعه.

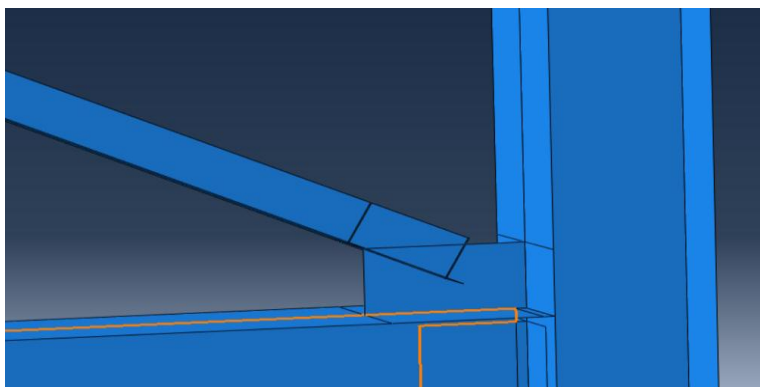


واضح است میزان خسارت‌های ایجاد شده در غلاف بتنی در قالب ترک‌های کششی ناشی از خمش ایجاد شده که از طریق نیروهای فشاری تماسی از هسته به غلاف وارد می‌شود در مدل‌های مختلف ایجاد شده است و شدت این خسارات در مدل با صفحه‌ی اتصال مستطیلی دارای سوراخ با فولاد پر مقاومت کم آلیاژ ST52 بیشتر بوده و در مدل با صفحه‌ی اتصال منحنی شکل بدون سوراخ با فولاد نرمه ST37 کمترین میزان است. همچنین شکل (۲۲)، نمونه‌ای از ایجاد خسارت‌های در ورق را نمایش می‌دهد که در تمامی مدل‌های با مهاربند کمانش تاب مشاهده گردیده است.

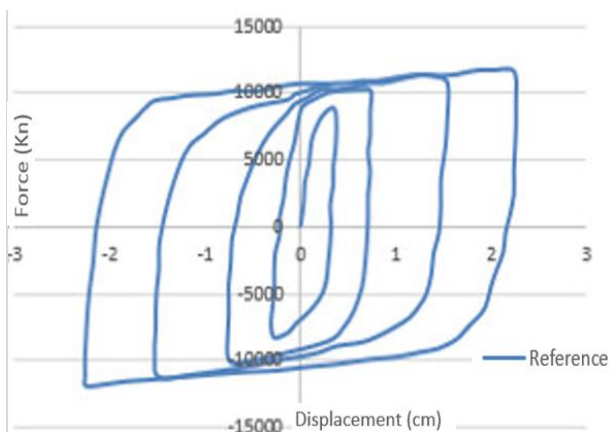


شکل ۲۲: کانتور کرنش‌های پلاستیک روی غلاف بتنی در مدل‌ها

نمونه‌ی با صفحه‌ی اتصال مستطیلی با فولاد ST37 مطابق شکل (۲۳) در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده است. همان‌طور که در شکل (۲۴) مشخص است حداکثر نیرو برابر ۱۰۱۰۰ کیلونیوتن می‌باشد و منحنی هیستریزس تا مقدار بیش از ۲ درصد تغییر مکان پایدار می‌باشد. مقدار انرژی میرا شده‌ی این نمونه برابر ۱۱۶/۹۷۳۲ ژول می‌باشد.

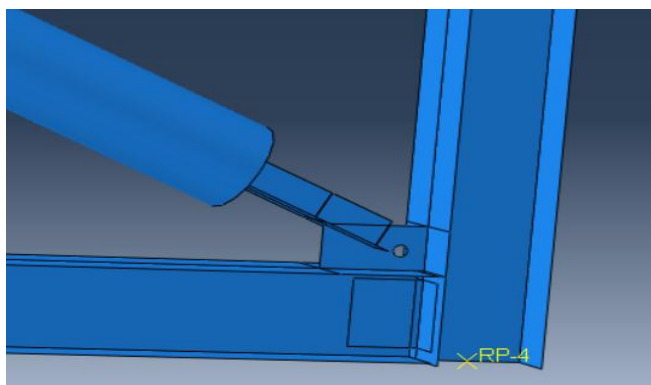


شکل ۲۳: صفحه‌ی اتصال نمونه‌ی مستطیلی شکل ST37.

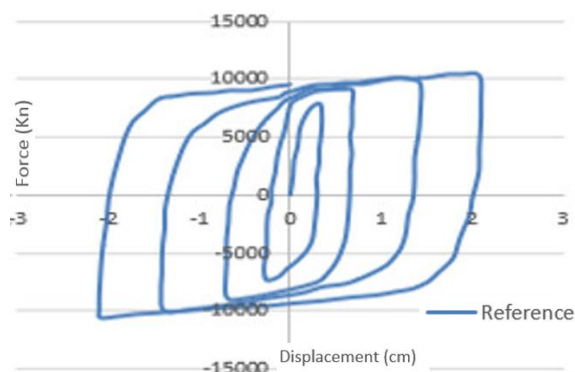


شکل ۲۴: منحنی هیستریزیس نمونه‌ی مرجع صفحه‌ی اتصال ST37.

نمونه‌ی با صفحه‌ی اتصال مستطیلی با فولاد ST37 سوراخ‌دار مطابق شکل (۲۵) در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده است. همان‌طور که در شکل (۲۶) مشخص است حداکثر نیرو برابر ۱۰۰۰۰ کیلونیوتن می‌باشد و مطابق شکل (۲۷)، منحنی هیستریزیس پایدار می‌باشد. تفاوت این منحنی با حالت بدون سوراخ در میزان ۱۷ درصد کاهش تغییر مکان می‌باشد. مقدار انرژی میرا شده این نمونه برابر ۹۱/۲۶۲۵ ژول می‌باشد که ۲۸/۱۷ درصد کاهش انرژی نسبت به نمونه‌ی مرجع دارد.

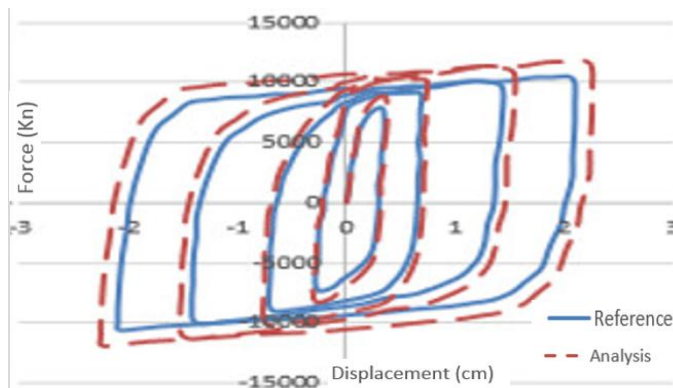


شکل ۲۵: صفحه‌ی اتصال نمونه‌ی مستطیلی شکل سوراخ‌دار ST37.



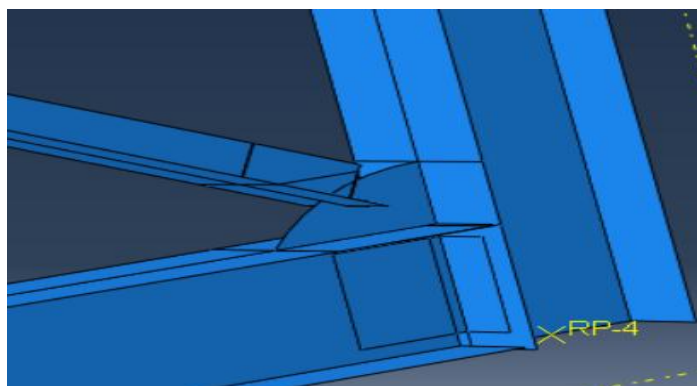
شکل ۲۶: منحنی هیستریزیس صفحه‌ی اتصال نمونه‌ی مستطیلی شکل سوراخ‌دار ST37.



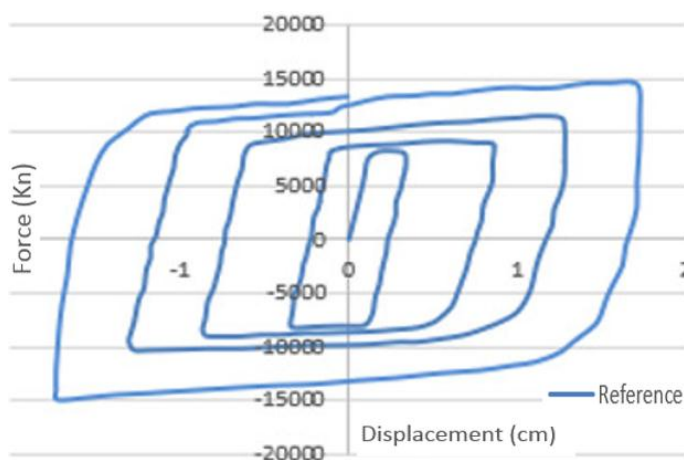


شکل ۲۷: مقایسه‌ی منحنی هیستریزس نمونه‌ی مستطیلی شکل سوراخ‌دار با نمونه‌ی مرجع

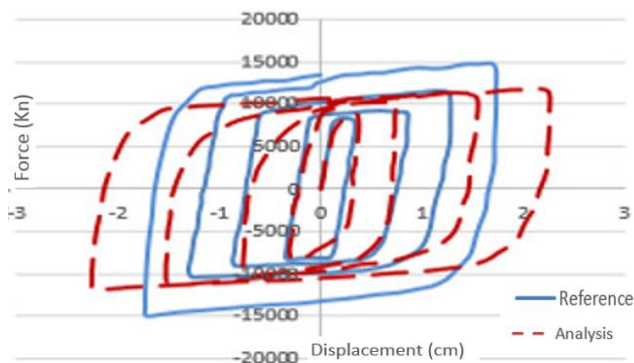
نمونه‌ی با صفحه‌ی اتصال ربع دایره با فولاد ST37 مطابق شکل (۲۸) در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده است. همان‌طور که در شکل (۲۹) مشخص است حداکثر نیرو برابر ۱۴۷۰ کیلو نیوتن می‌باشد و منحنی هیستریزس کاملاً پایدار می‌باشد.



شکل ۲۸: صفحه‌ی اتصال نمونه‌ی منحنی شکل (ربع دایره) ST37.

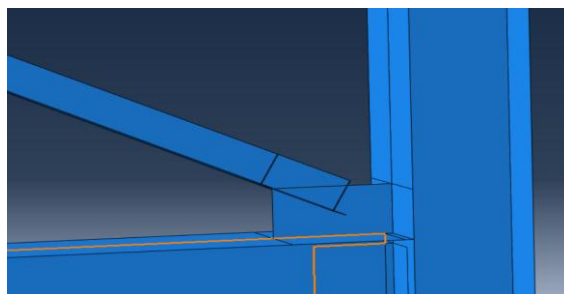


شکل ۲۹: منحنی هیستریزس صفحه‌ی اتصال نمونه‌ی منحنی شکل ST37.

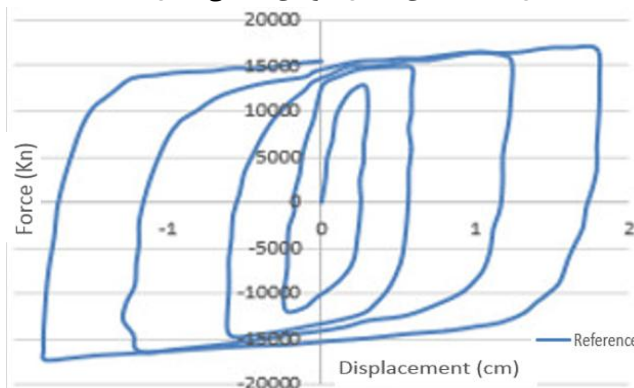


شکل ۳۰: مقایسه‌ی منحنی هیستریزیس صفحه‌ی اتصال نمونه‌ی منحنی شکل و نمونه‌ی مرجع.

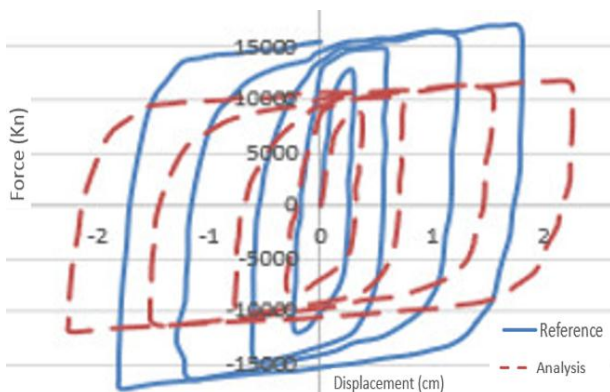
با بررسی شکل‌های (۲۶)، (۲۷)، (۲۹) و (۳۰) مشخص می‌شود که تفاوت حالت منحنی شکل با حالتی که صفحه اتصال مستطیلی باشد در افزایش میزان ۲۰ درصدی نیرو و ۵ درصدی تغییر مکان در هسته می‌باشد. میزان مساحت داخل نمودار افزایش یافته است که نشان‌دهنده افزایش جذب انرژی توسط این نوع صفحه اتصال می‌باشد. مقدار انرژی میرا شده این نمونه برابر  $147/3862$  ژول می‌باشد که ۲۶ درصد افزایش انرژی نسبت به نمونه مرجع دارد. نمونه‌ی با صفحه‌ی اتصال ربع دایره با فولاد ST37 مطابق شکل (۳۱) در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده است. همان‌طور که در شکل‌های (۳۲) و (۳۳) مشخص است حداکثر نیرو برابر  $150.8$  کیلونیوتن می‌باشد و نمودار در تغییر مکان منفی  $1/85$  درصد دارای شکستگی می‌باشد و حداکثر کرنش  $1/9$  درصد می‌باشد. در مقایسه با فولاد ST37 مقدار نیرو ۴۸ درصد افزایش یافته است ولی مقدار تغییر مکان ۲۲ درصد کاهش یافته است. مقدار انرژی میرا شده این نمونه برابر  $135/0338$  ژول می‌باشد که  $15/44$  درصد افزایش انرژی نسبت به نمونه مرجع دارد.



شکل ۳۱: صفحه‌ی اتصال نمونه‌ی منحنی شکل ST37.

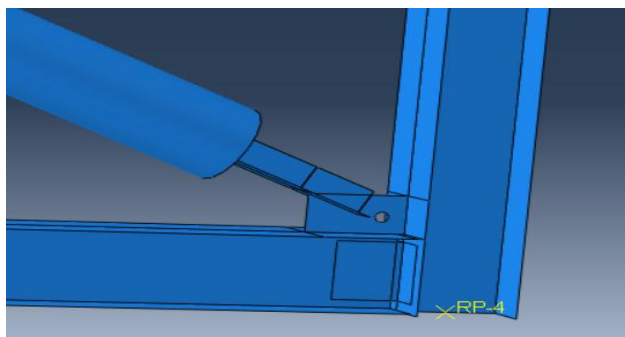


شکل ۳۲: صفحه‌ی اتصال نمونه‌ی مستطیلی شکل ST52.

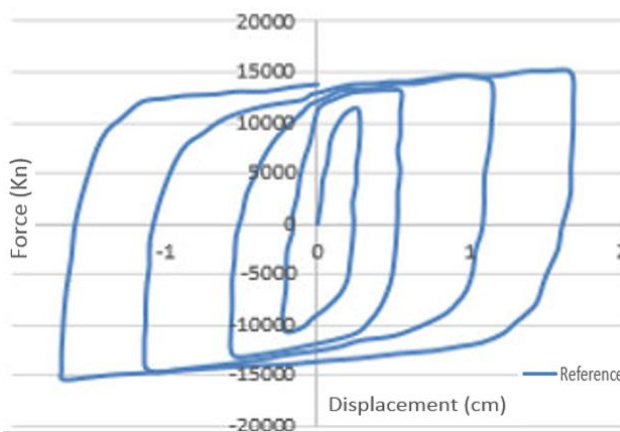


شکل ۳۳: مقایسه‌ی منحنی هیستریزیس صفحه‌ی اتصال نمونه‌ی مستطیلی شکل و نمونه‌ی مرجع.

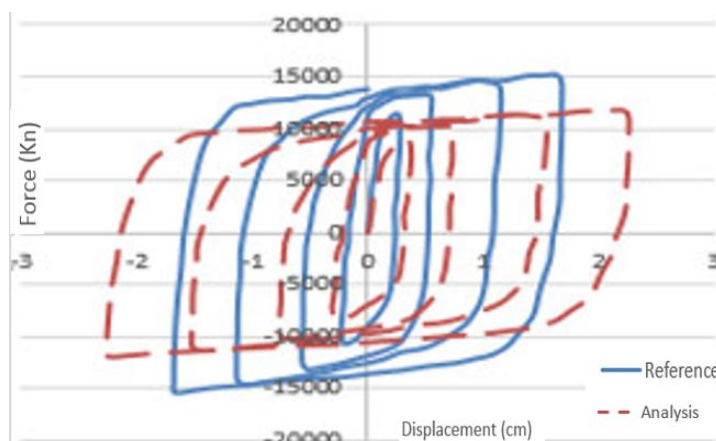
نمونه‌ی با صفحه‌ی اتصال مستطیلی سوراخ‌دار با فولاد ST37 سوراخ‌دار مطابق شکل (۳۴) در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده است. همان‌طور که در شکل‌های (۳۵) و (۳۶) مشخص است حداکثر نیرو برابر ۱۴۸۰ کیلونیوتن می‌باشد و نمودار دارای هیستریزیس پایدار می‌باشد. تفاوت این نمودار با نمونه‌ی مرجع در میزان ۲۷/۵ درصد افزایش نیرو و ۳۹ درصد کاهش تغییر مکان در هسته می‌باشد. مقدار انرژی میرا شده این نمونه برابر ۹۹/۹۷۵۹ ژول می‌باشد که ۱۷ درصد کاهش انرژی نسبت به نمونه مرجع دارد.



شکل ۳۴: صفحه اتصال نمونه‌ی مستطیلی شکل سوراخ‌دار ST52.

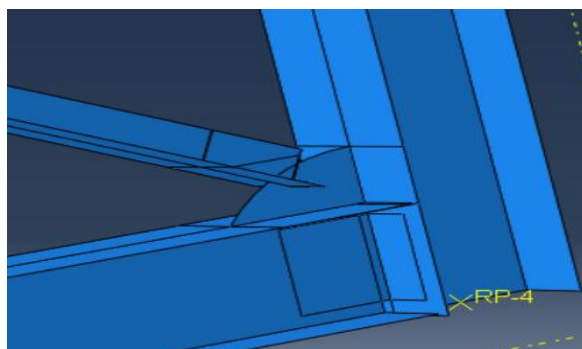


شکل ۳۵: منحنی هیستریزیس صفحه‌ی اتصال نمونه‌ی مستطیلی شکل سوراخ‌دار ST52.

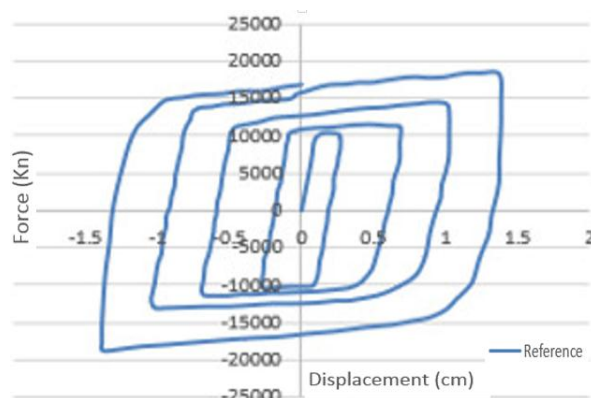


شکل ۳۶: مقایسه‌ی منحنی هیستریزیس صفحه‌ی اتصال نمونه‌ی مستطیلی شکل سوراخ‌دار و نمونه‌ی مرجع.

نمونه‌ی با صفحه‌ی اتصال منحنی شکل (ربع دایره) سوراخ‌دار با فولاد ST37 مطابق شکل (۳۷) در نرم‌افزار ABAQUS مدل‌سازی شده است. همان‌طور که در شکل‌های (۳۸) و (۳۹) مشخص است حداکثر نیرو برابر ۱۵۰۰۰ کیلو نیوتن می‌باشد و نمودار دارای هیستریزیس کاملاً پایدار می‌باشد. تفاوت این نمودار با نمونه مرجع در افزایش میزان ۵۲/۲ درصد نیرو و ۱۴/۵ درصدی تغییر مکان در هسته می‌باشد. اما میزان مساحت داخل نمودار افزایش یافته است که نشان‌دهنده افزایش جذب انرژی توسط این نوع صفحه‌ی اتصال می‌باشد. مقدار انرژی میرا شده این نمونه برابر ۱۵۲/۵۱۶۸ ژول می‌باشد که ۳۰ درصد افزایش انرژی نسبت به نمونه مرجع دارد.



شکل ۳۷: صفحه‌ی اتصال نمونه‌ی منحنی شکل سوراخ‌دار ST52



شکل ۳۸: منحنی هیستریزیس صفحه‌ی اتصال نمونه‌ی منحنی شکل ST52.



شکل ۳۹: مقایسه‌ی منحنی هیستریزیس صفحه‌ی اتصال نمونه‌ی منحنی شکل و نمونه‌ی مرجع.

#### ۷- جمع بندی و نتیجه گیری

در این تحقیق به بررسی پاسخ‌های دینامیکی غیرخطی نمونه‌های مهاربند کمانش تاب با استفاده از شبیه‌سازی عددی با روش اجزای محدودی در نرم‌افزار ABAQUS پرداخته شده است. ۶ مدل صفحه‌ی اتصال با فولاد ST52 و ST37 به صورت مستطیل شکل و منحنی شکل (ربع دایره) با و بدون سوراخ مدل‌سازی شده‌اند. سپس منحنی‌های هیستریزیس تمام نمونه‌ها رسم شده و نتایج زیر به دست آمده است.

۱- نمونه‌ی منحنی شکل نسبت به نمونه‌ی مستطیل شکل دارای ۲۰ درصد افزایش نیرو، ۵ درصد افزایش تغییر مکان و ۲۶ درصد افزایش انرژی میرا شده می‌باشد که دلیل این افزایش، عدم تمرکز تنش در گوشه‌های صفحه‌ی اتصال منحنی شکل می‌باشد.

۲- استفاده از فولاد ST52 در مقایسه با فولاد ST37 دارای ۴۸ درصد افزایش نیرو، ۲۲ درصد کاهش تغییر مکان و ۱۵/۴۴ درصد افزایش انرژی میرا شده می‌باشد.

۳- استفاده از صفحه‌ی اتصال مستطیلی سوراخ‌دار در مقایسه با صفحه‌ی اتصال مستطیلی شکل با فولاد ST37 دارای ۱۷ درصد کاهش نیرو، ۶ درصد کاهش تغییر مکان و ۲۸/۱۷ درصد کاهش انرژی میرا شده می‌باشد.

۴- مقدار انرژی میرا شده در نمونه‌ی با صفحه اتصال منحنی شکل (ربع دایره‌ای) با فولاد ST52 ۳/۴۷ درصد بیشتر از نمونه با صفحه اتصال منحنی شکل (ربع دایره‌ای) با فولاد ST37 می‌باشد.



## ۸- مراجع

- [۱]- یاراحمدی، ح. و سروش نیا، س.، ۱۳۹۰، بررسی ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده با بادبند کماتش تاب زانویی، اولین کنفرانس بین‌المللی ساخت و ساز شهری در مجاورت گسل‌های فعال، تبریز.
- [2]- Tremblay, R., Degrange, G., Blouin, J., 1999, **Seismic rehabilitation of a four-storey building with a stiffened bracing system**, Proc., 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C. Canadian Association of Earthquake Engineering, Vancouver, B.C. pp.549-554.
- [3]- Takeuchi, T., Hajjar, J. F., Matsui, R., Nishimoto, K., and Aiken, I. D., 2012, **Effect of local buckling core plate restraint in buckling restrained braces**, *Engineering Structures*, 44, pp. 304-311.
- [4]- Clark, P., Aiken, I., Tajirian, F., Kasai, K., Ko, E., and Kimura, I., 1999, **Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices**, *Design Procedures for Buildings Incorporating Hysteretic Damping Devices*, 1(1), pp.1-21.
- [5]- Yashino, T., and Karino, Y., 1971, **Experimental Study on Shear Wall with Braces**, *Architectural Institute of Japan*, *Structural Engineering*, 11, pp.403-404, (in Japanese).
- [6]- Yu, Y. J., 2012, **A Type of Buckling Restrained Brace for Convenient Inspection and Replacement**, *Journal of structural engineering*, 12, pp.20-35, (in Japanese).
- [7]- Hoveidae, N., Rafezy, B., 2012, **Overall Buckling Behavior of All Steel Buckling Restrained Braces**, *Constructional Steel Research*, 79, 3, pp.151-158.
- [8]- Piedrafita, D., Cahis, X., and Simon, E., 2013, **A New Modular Buckling Restrained Brace for Seismic Resistant Buildings**, *Engineering Structures*, 56, 2, pp.1967-1975.
- [9]- Quan, Gu., Alessandro, Z., Yi, P., and Andrea, D., 2014, **Effect of buckling-restrained brace model parameters on seismic structural response**, *Constructional Steel Research*, 98, 4, pp.100-113.
- [10]- Junxian, Zh., Bin, W., Wei, L., and Jinping, O., 2014, **A practical and unified global stability design method of buckling-restrained braces: Discussion on pinned connection**, *Journal of Constructional Steel Research*, 95, pp.106-115.
- [۱۱]- اشتری، پ.، بیگدلی، ح.، و قمی، ح.، ۱۳۹۴، بررسی رفتار لرزه‌ای بادبندهای مقاوم در برابر کماتش BRB با هسته آلیاژ حافظه‌دار شکلی SMA، دهمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، دانشگاه شیراز.
- [12]- Peng, P., Li, W., Xin, N., Kailai, D., Jiangbo, S., 2016, **Seismic performance of a reinforced concrete frame equipped with a double-stage yield buckling restrained brace**, *The Structural Design of Tall and Special*, 26, 2, pp.153-170.
- [13]- Quan, Ch., Chun-Lin, W., Shaoping, M., and Bin, Z., 2016, **Effect of the unbonding materials on the mechanic behavior of all-steel buckling-restrained braces**, *Engineering Structures*, 111, pp.478-493.
- [14]- Canxing, Q., Yichen, Z., Han, L., Bing, Q., Hetao, H. and Li, T., 2018, **Seismic performance of Centrally Braced Frames with non-buckling braces**, *Engineering Structures*, 154, 1, pp.93-102.
- [15]- Abaqus, Abaqus/standard. Version 6.11, ABAQUS, Inc., Pawtucket, R.I, 2012.