



رفتار سنجی ورتبه بندی شیوه های اتصال مهاربند فلزی به سازه بتنی

احسان ناصری^۱، ابوذر میرزاخانی^{۲*}

^۱ کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه، موسسه آموزش عالی غیر انتفاعی شاهرود، شاهرود، ایران

^{۲*} استادیار گروه مهندسی عمران واحد شاهرود، دانشگاه آزاد اسلامی، شاهرود، ایران (aboozar.mirzakhani@gmail.com)

(تاریخ دریافت مقاله: ۱۴۰۱/۰۲/۱۷، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۴۰۱/۰۴/۲۸)

چکیده

امروزه سازه های بتن آرمه در صنعت ساختمان از جایگاه ویژه ای برخوردارند. جهت بهسازی برخی از ساختمان های بتنی موجود از مهاربندهای فولادی با اتصال مستقیم مهاربند به قاب بتنی استفاده می شود. موضوع مهمی که در این میان مطرح می شود آن است که، جزئیات اتصال مهاربند به سازه بتنی چگونه باشد. ناحیه اتصال در سازه های بتنی همیشه در طی رخداد زلزله بیشترین آسیب را متحمل میشوند. لذا عملکرد ناحیه اتصال و نوع اتصال مهاربند فولادی به قاب بتنی بر رفتار لرزه ای و سطوح گسیختگی قاب تأثیرگذار خواهد بود. برای این منظور در این پژوهش سه روش اتصال مهاربندهای فولادی به قاب بتنی بررسی شده است. مدلها بصورت قاب های یک طبقه یک دهانه و دو طبقه یک دهانه با روش المان محدود در برنامه Abaqus مدل سازی شده است. نتایج نشان می دهد که تغییر در نوع اتصال باعث تغییر در میزان جذب انرژی، توزیع تنش و حداکثر تغییر مکان جانبی قاب می گردد. از منظر نتایج بدست آمده و با اعمال بارهای رفت و برگشتی، ابتدا مدل کاشت بولت و سپس مدل اتصال با ژاکت فلزی به عنوان مدل های منتخب در نظر گرفته شده است و به لحاظ عملکردی که پلاستیک شدن المانها و خرابی، نماینده آن است اختلاف بین شیوه های اتصال حداکثر ۱۰ درصد است و همگی قابل قبول تلقی می شوند.

کلمات کلیدی

مهاربند فلزی، روش المان محدود، جذب انرژی، رفتار سنجی.



Behavior Measurement and Classification of Steel Brace Connection Methods to Concrete Structure

Ehsan Naseri¹, Aboozar Mirzakhani^{2}*

¹ *M.Sc. of Structural Engineering, Shahrood Institute of High Education, Shahrood, Iran*

^{*2} *Assistant professor, Department of Civil Engineering, Shahrood Branch, Islamic Azad University, Shahrood, Iran (aboozar.mirzakhani@gmail.com)*

(Date of received: 07/05/2022, Date of accepted: 19/07/2022)

ABSTRACT

Today, reinforced concrete structures have a special place in the construction industry. To retrofitting some existing concrete buildings, steel braces are used with direct connection to concrete frame. The important issue here is what the details of the connection of the brace to the concrete structure should be. The connections in concrete structures always have the most damage during an earthquake. Therefore, the performance of the connections and the type of steel braces connection to the concrete frames will affect the seismic behavior of them. For this purpose, in this study, three methods of steel brace connection to the concrete frame have been investigated. Models are created as one-story single-span and two-story single-span frames using the finite element method in the Abaqus software. The results indicate that the change in the type of connection causes changes in energy absorption, stress distribution and maximum lateral displacement of the frame. Meanwhile, by applying bilateral loads, first the bolt planting model and then the metal jacket method are considered as selected models. Concerning the performance, which is represented by plasticity and damage of elements, the maximum difference between connection methods is 10 percent and all of them are considered acceptable.

Keywords:

Steel bracing, Finite element method, Energy absorption, Behavior measurement.



از آنجا که کشور ایران بعنوان یکی از مناطق زلزله خیز جهان می باشد، وجود گسل های فراوان و رخداد زلزله های شدید در سالیان گذشته نشان دهنده این واقعیت است که اکثر مناطق کشور در معرض زلزله های شدید یا نسبتاً شدید قرار دارند. زلزله های چند دهه اخیر و آسیب های جدی وارد شده به ساختمان ها، ناکارآمدی ساختمان هایی را که در دهه های ۶۰ - ۷۰ میلادی طراحی و اجرا شده اند مشخص ساخته است اکثر این ساختمان ها بدون توجه به جزئیاتی که باعث شکل پذیری و استهلاک انرژی در سازه می گردند طراحی شده اند. در حال حاضر بحث بهسازی ساختمان های موجود با رفتار نامناسب لرزه ای بسیار مورد توجه قرار گرفته است، با توجه به دلایل مذکور مبنای طراحی سازه ها در جهان در حال دگرگونی است و در شبه آئین نامه های جدید، بر خلاف آئین نامه های قدیمی، برای طراحی معیارهای خاصی را جهت رسیدن به عملکرد مطلوب کارفرما با توجه به سطح خطر لرزه خیزی در نظر می گیرند. در برخی موارد ارزان ترین روش، بهترین انتخاب است، اما گاهی کار، باید در کوتاهترین زمان ممکن به اتمام رسد. در بعضی موارد ابعاد هندسی مقاطع نباید بزرگ شود و در مواردی باید از مصالحی استفاده شود که دوام زیاد و مقاومت خوبی در برابر خوردگی داشته باشند. [۱] یکی از روش هایی که در مقاوم سازی اتصالات قاب های بتن آرمه برای بهبود رفتار موضعی و کلی قاب می توان پیشنهاد کرد، استفاده از دستک و طوقه فلزی است. [۲] در واقع استفاده از بادبندهای فلزی در سازه های بتنی به خاطر اجرای آسان، اقتصادی بودن و قابلیت ایجاد نورگیر و همچنین مقاوم کردن ساختمان های بتنی ضعیف در برابر زلزله، در چند دهه اخیر مورد توجه محققین قرار گرفته است. یکی از نکات مهم در اجرای چنین سیستمی، چگونگی اتصال مستقیم مهاربند به قاب بتن آرمه می باشد. استفاده از بادبند فلزی در سازه های بتنی و نحوه اتصال آنها در این سازه ها نیز یکی از مسائلی است که در سالهای اخیر مورد توجه محققان قرار گرفته است. در گذشته راه حل های زیادی برای اتصال " مهاربند به قاب بتنی " پیشنهاد شده که یکی از ساده ترینشان شامل استفاده از انکرهای فلزی برای اتصال صفحه انتهایی مهاربند، مستقیماً به بتن بوده است. در این صورت انکرها با نیروهای برشی و نیروهای کششی مواجه می شوند [۳]. ماهری و حاجیپوردر سال (۲۰۰۳) در یک آزمایشی بر روی اتصال مستقیم مهاربند های ضربدری به کنار قاب کار کردند. آنان در این پژوهش روش پیچ و مهره کردن ورق های اتصال به عضو های قاب بتنی و سپس جوش دادن ورق گاست به ورق های اتصال تیر و ستون را در سه شکل مورد تحلیل قرار دادند. پژوهش آنها نشان داده است که اتصال به وسیله پیچ های و پیچ هایی که تا سمت دیگر عضو امتداد داده شده و به کمک پلیت دیگری در آن سمت مهره شده اند اتصال مناسبی بوده و سختی را افزایش می دهد. [۴] معصومی و تسنیمی به تحلیل اتصال مستقیم مهاربند به سازه بتنی پرداختند و نتیجه گرفتند زمانی که المان اتصال بادیبند های فلزی و قاب در بتن بصورت یک نبشی جایگذاری می شود قاب عملکرد بهتری داشته و انرژی بیشتری جذب می شود. [۵] یین و چین (۲۰۱۰) چند اتصال داخلی را با ورق های فولادی به روش های مختلف به جان تیرهای اتصال نصب کردند و با تعریف ۲ شاخص توان بخشی مقاومت و توان بخشی شکل پذیری، آنها را تحت بارهای سیکلیک بررسی کردند. [۶] ماهری و همکاران (۲۰۱۲) کارهای آزمایشگاهی در بررسی پارامترهای عملکرد لرزه ای سیستم های مختلف قاب- بادبند X و زانویی را با امکان طراحی اساسی برای اتصالات بین بادبند و قاب انجام دادند. نتایج تحقیقات آنها نشان دهنده این است که، تامین شکل پذیری در این نوع اتصالات به عوامل مختلفی بستگی دارد. [۷] کارهای عددی به وسیله ی قبارا (۲۰۱۵) روی بادیبندی های داخلی مستقیم هم مرکز و برون مرکز در ساختمان های RC غیرشکل پذیر انجام شد که عملکرد لرزه ای مطلوب این ساختمان ها، به هنگام استفاده از بادبندهای برون مرکز را نشان می دهد. لذا با توجه به این مطالعات می توان گفت که، استفاده از مهاربندهای فولادی در سازه ها و قاب های بتنی، رفتار لرزه ای قاب های بتنی را بهبود بخشیده و از آسیب بیشتر آنها جلوگیری می نماید. [۸] افرادی مانند گوچی و همکاران [۹]، دل وال کالدرون و همکاران [۱۰] و بادوکس و جیرسا نمونه های عملی بهسازی با استفاده از این روش را گزارش دادند. شاید بتوان گفت استفاده از مهاربندهای فولادی در مقاوم سازی سازه های بتنی یک روش کم و بیش رایج و متداول است، لذا بررسی رفتار و اتصالات مهاربندهای فولادی به قاب بتنی می تواند در انتخاب روش مناسب اتصال موثر بوده و در نهایت یک سیستم مناسبی از نظر عملکرد لرزه ای تامین گردد.



با توجه به اینکه روشهای مختلفی برای اتصال مهاربندها به قاب بتنی پیشنهاد شده و مورد استفاده قرار می گیرد، داشتن اطلاع دقیق از رفتار این سیستم ها می تواند در حصول اطمینان از رفتار صحیح قاب و مهاربند نقش موثری داشته باشد. و آسیب پذیری قاب را کاهش دهد. لذا در این پژوهش مدل های سه گانه رایج اتصال مهاربند به قاب در نرم افزار المان محدود ABAQUS ساخته شده و رفتار آنها مورد بررسی قرار گرفته است. در روش اول، مهاربند توسط دو صفحه که بوسیله بولت های اطراف ستون در طرفین ستون قرار گرفته، به قاب متصل شده است. در مدل دوم مهاربند توسط یک ژاکت فلزی که در محل اتصال مهاربند به ستون، در اطراف ستون قرار گرفته، به قاب متصل شده است. در مدل سوم مهاربند به یک صفحه فولادی متصل شده است که آن صفحه توسط بولت هایی که با روش کاشت میلگرد در داخل ستون مهار شده اند، به قاب وصل شده است.

۲- روش مدل سازی و صحت سنجی

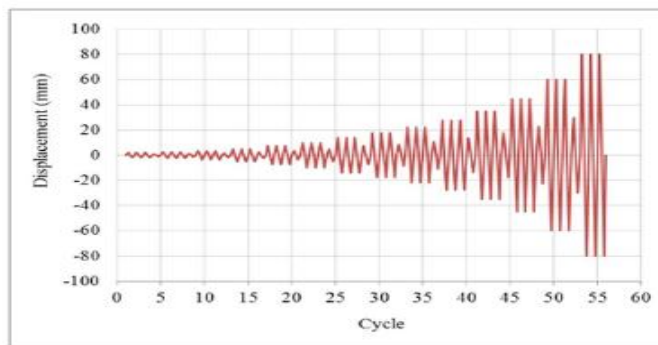
برای اطمینان از جزئیات مدل سازی و اعتماد به روش انجام تحقیق، مدل آزمایشگاهی انجام شده توسط انتظاری و همکاران [۱۱] مدلسازی شده و نتایج حاصل مورد بحث قرار گرفته است. در مقاله مذکور چندین نوع مهاربند فولادی در یک قاب بتنی در مقیاس واقعی مورد بصورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته اند. اما آنچه که در این تحقیق مدلسازی شده است، مهاربند همگرای شورون است که نوع اتصال آن به قاب بتنی همانند اتصال نوع اول این تحقیق است. نمای قاب مورد مطالعه به همراه جزئیات اتصالات که در آزمایشگاه مورد بررسی قرار گرفته است در شکل ۱ نشان داده شده است.



- | | |
|--------------------------|-------------------------|
| 1: 2L50 × 5 mm | 2: PL300 × 150 × 10 mm |
| 3: PL200 × 200 × 10 mm | 4: 2PL300 × 200 × 10 mm |
| 5: 4Bolt 12 mm Gr-8.8 | 6: 4L40 × 4 mm |
| 7: 2PL 250 × 150 × 10 mm | |

شکل ۱: جزئیات قاب مورد مطالعه و آرماتورگذاری قاب [۱۱].

بر اساس آنچه که در شکل ۱ نشان داده شده است، اتصال مهاربند به قاب بتنی توسط بولت هایی که از اطراف ستون توسط صفحه ستون مهار شده اند، صورت گرفته است. برای هر مهاربند از چهار بولت استفاده شده است که در طرفین ستون دو مهاربند موجود است. بارگذاری چرخه ای مورد استفاده که در تراز تیر توسط ماشین بارگذاری به قاب اعمال شده است در شکل ۲ نشان داده شده است که این بارگذاری نیز در برنامه آباکوس تعریف شده است. این بارگذاری که بصورت تغییرمکان چرخه ای می باشد در برنامه آباکوس اعمال شده است.



شکل ۲: بارگذاری چرخه‌ای قاب [۱۱].

در این تحقیق مصالح بتنی، میلگرد و مصالح فولادی استفاده شده است. مشخصات هر کدام از آنها در مقاله تشریح شده است که مشخصات مصالح فولادی در شکل ۳ و میلگردها در شکل ۴ آورده شده است.

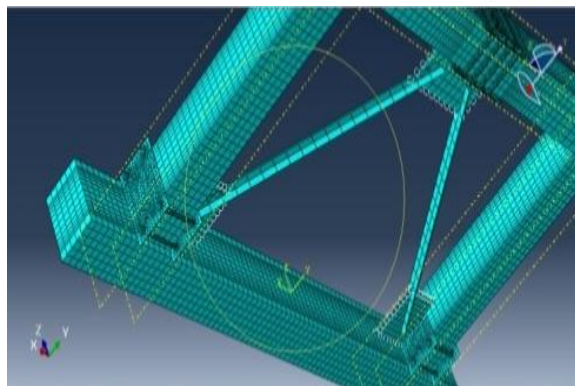
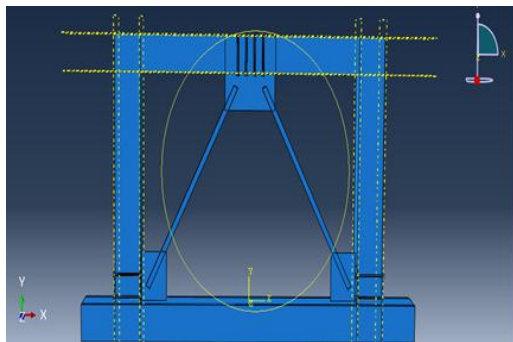
جدول ۱: جزئیات مصالح فولادی [۱۱].

Section	Coupon location or thickness (mm)	Module of elasticity (GPa)	Yield strength, F_y (Mpa)	Tensile strength, F_u (Mpa)	Elongation (%)
IPE140	Flange	197	328.2	493	21.25
	Web	195	332.7	478	24.75
INP100	Flange	190	312.5	465	25.12
	Web	188	321.6	487	22.31
UNP60	Flange	198	301.2	450	23.24
	Web	182	292.6	462	24.56
L40 × 4	Leg	191	329.0	499	19.2
L50 × 5	Leg	203	336.2	502	20.5
Plate	10	189	215	311	24.1

جدول ۲: جزئیات مشخصات میلگردها [۱۱].

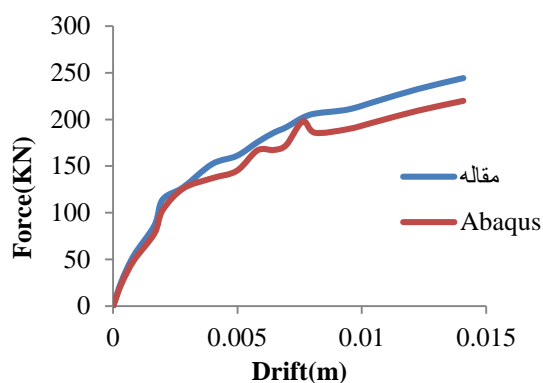
Rebar size	Yield stress	Ultimate stress	Breaking stress
Φ8	420	607	519
Φ10	371	570	523
Φ14	395	610	555

ارتفاع طبقه در مدل آزمایشگاهی برابر ۲/۲۵ متر و عرض دهانه قابها ۳/۲ متر است که بر اساس ابعاد هندسی مدل آزمایشگاهی انتخاب شده است. قاب مورد مطالعه و جزئیات آرماتوربندی در شکل ۳ نشان داده شده است. مدل المان محدود آباکوس نیز برای قاب فوق در شکل ۳ آورده شده است.



شکل ۳: جزئیات قاب مدل در آباکوس.

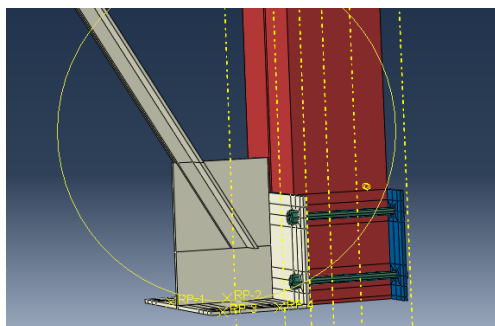
بعد از انجام مدل‌سازی بر اساس جزئیاتی که بیان شده است، قاب تحلیل شده و نتایج حاصل استخراج شده است. برای بررسی نتیجه صحت‌سنجی، نمودار دریافت در مقابل برش پایه برای قاب مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل از مقاله با نتایج مدل تحلیل در شکل ۴ مقایسه شده است. نتایج نشان دهنده تطابق قابل قبولی در نمودارها و صحت مدل‌سازی قاب بتنی به همراه مهاربندی شورون فولادی می‌باشد. لذا نحوه مدل‌سازی جزئیات، مش بندی و مشخصات خطی و غیرخطی مصالح در مدل‌های بعدی نیز بکار گرفته شده است.



شکل ۴: مقایسه نمودار مدل تحلیلی با مقاله.

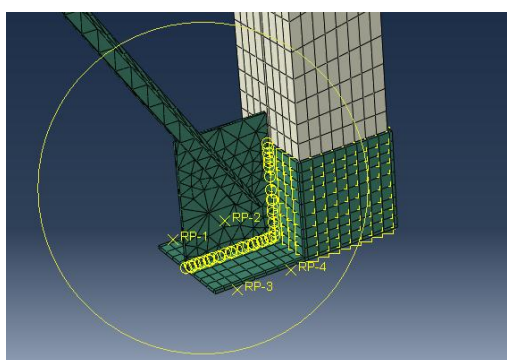
۳- مدل‌سازی

برای بررسی المان محدود؛ شیوه‌های اتصال مهاربند فولادی به قاب بتنی، همانطور که پیش از این اشاره شد، سه روش که بیشترین کاربرد را در اتصال مهاربندهای فولادی به قاب بتنی دارد مورد بررسی قرار گرفته است. هر کدام از روش‌ها یک‌بار در مدل یک طبقه و یک‌بار در مدل دو طبقه مورد بررسی قرار گرفته است. در روش اول، صفحه دو طرف ستون بوسیله چهار بولت به‌همدیگر وصل شده است. اتصال بولت‌ها به صفحه ستون از نوع اصطکاکی به روش پنالنتی بوده است تا اصطکاک کامل مابین رزوه‌های پیچ و صفحات ایجاد گردد. (شکل ۵)



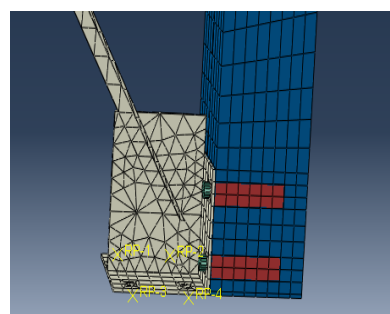
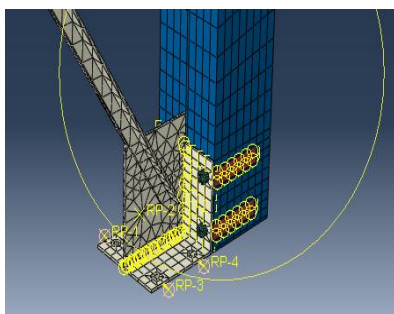
شکل ۵: اتصال مهاربند به قاب بتنی در مدل اول.

در روش دوم اتصال جلیغه اطراف پای ستون ب صفحه مهاربند وصل شده است. اندرکنش اجزا در این بخش بصورت شکل ۶ است.



شکل ۶: مهاربند به قاب بتنی در مدل دوم.

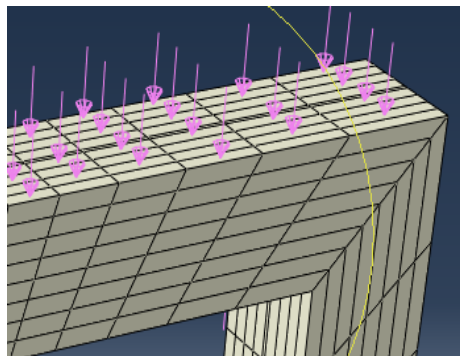
با توجه به اینکه در مدل سوم صفحه اتصال مهاربند به قاب توسط بولتهایی که توسط چسب در داخل بتن کاشت شده‌اند نگهداشته شده است، برای جلوگیری از خطای مدل‌سازی و عدم ایجاد مغایرت مدل با واقعیت، فرض شده است که با توجه به خصوصیات چسب مورد استفاده در کاشت بولت، امکان گسیختگی چسب در داخل بتن وجود ندارد. چون مقاومت گسیختگی چسب بسیار بیشتر از بتن می‌باشد لذا قبل از گسیخته شدن چسب، بتن گسیخته شده و از قاب جدا می‌گردد. برای این منظور اتصال بولت در داخل بتن بوسیله اندرکنش Tie در نظر گرفته شده است. اندرکنش اجزای این نوع اتصال در شکل ۷ نشان داده شده است.



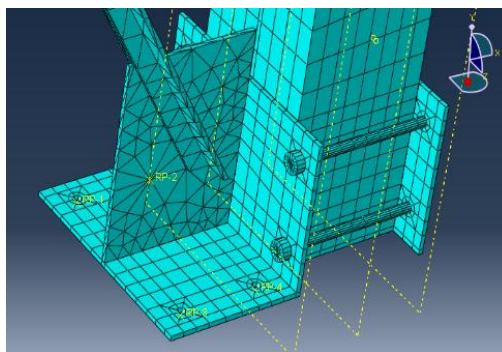
شکل ۷: اتصال مهاربند به قاب بتنی در مدل سوم.



در این تحقیق بارگذاری چرخه‌ای بر اساس پروتکل آیین‌نامه ASCE به انتهای قاب وارد شده است. نمودار چرخه‌ای بارگذاری در شکل ۲ نشان داده شده است. مقدار بارگذاری ثقلی وارد بر تیر ۲۰۰۰ کیلوگرم بر متر در نظر گرفته شده است. این مقدار با در نظر گرفتن بار مرده و زنده و سطح بارگیر به تیرها اعمال شده است. بارگذاری ثقلی وارد بر تیر در شکل ۸ نشان داده شده است.



شکل ۸: بارگذاری ثقلی وارد بر تیر.

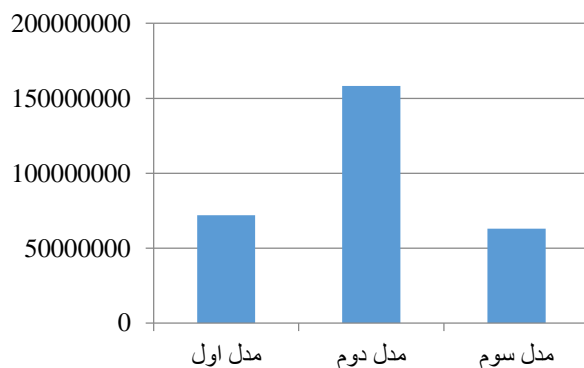
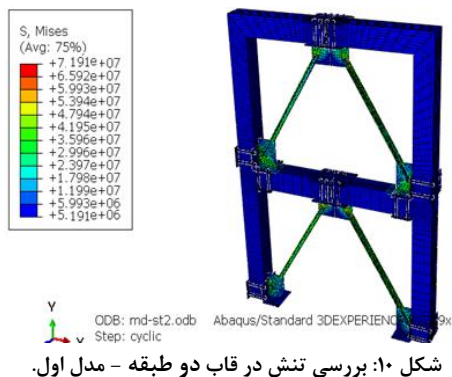


شکل ۹: مش بندی ناحیه اتصال.

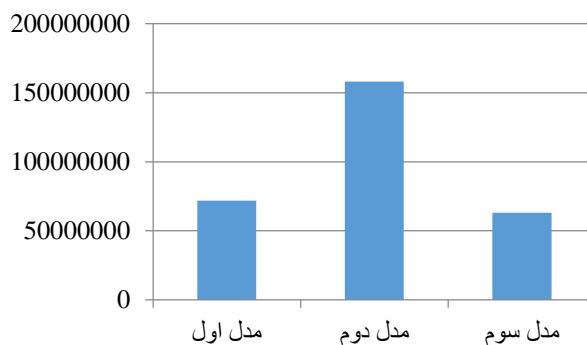
برای بررسی همگرایی مدل‌ها یک بار متمرکز جانبی در انتهای قاب قرار داده شده و با تغییر ابعاد مش مقدار جابجایی انتهای قاب ارزیابی شده و ابعاد مش بندی تا جایی کوچک شده‌اند که مقدار جابجایی جانبی به اعدادی همگرا شده است. (شکل ۹)

۴- تحلیل رفتار قاب مهاربندی

جهت سنجش رفتار مدل‌ها، بررسی تنش‌های ترکیبی در قاب‌های یک و دو طبقه انجام شده است. نمونه این نتایج در شکل ۱۰ آمده است. مقدار ماکزیمم مقدار تنش در قابها برای هر سه مدل در حالت یک طبقه و دو طبقه در اشکال ۱۱ و ۱۲ نشان داده شده است. همچنین حداکثر میزان تنش در قابها و مهاربندها در جدول ۳ تنظیم شده است که مقادیر ماکزیمم و تنش فون مایسز آورده شده است.



شکل ۱۱: مقایسه تنش ها در قاب یک طبقه (نیوتن بر مترمربع).



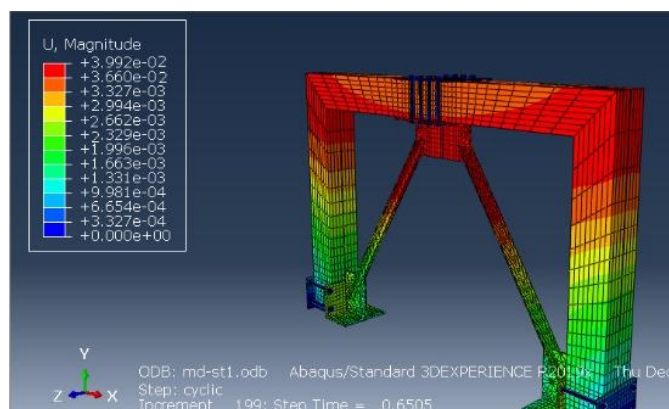
شکل ۱۲: مقایسه تنش ها در قاب دو طبقه. (نیوتن بر مترمربع).

جدول ۳: مقادیر ماکزیمم تنش در قابها

مدل سوم	مدل دوم	مدل اول	
$1.627 \cdot 10^8$	$1.873 \cdot 10^8$	$4.331 \cdot 10^7$	قاب یک طبقه
$6.299 \cdot 10^7$	$1.582 \cdot 10^8$	$7.191 \cdot 10^7$	قاب دو طبقه

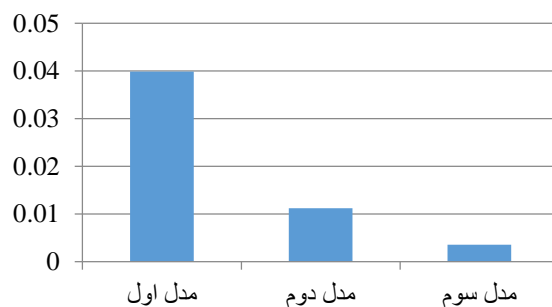


نتایج نشان می‌دهد که بیشترین میزان تنش فون میزس برای قابهای یک طبقه، مربوط به تنش فون میزس مدل دوم می‌باشد. میزان تنش در قاب یک طبقه‌ی مدل دوم حدود ۸۰ درصد نسبت به مدل اول و حدود ۱۰ درصد نسبت به مدل سوم افزایش پیدا کرده است. در قابهای دو طبقه نیز، بیشترین میزان تنش برای قاب دو طبقه‌ی مدل دوم می‌باشد که نسبت به مدل اول و سوم حدود ۴۵ و ۷۰ درصد افزایش پیدا کرده است. بنا براین چنانچه کارایی مهاربند و وارد عمل شدن مهار با توجه به نوع اتصال مقایسه شود در حالت یک طبقه مدل دوم و در دو طبقه نیز مدل دوم اتصال، حداقل به اندازه ۱۰ درصد و حد اکثر ۸۰ درصد ترجیح پیدا میکند. البته برای قضاوت بهتر باید سایر نتایج بررسی شود. میزان جابجایی در قاب های یک و دو طبقه نیز مورد بررسی قرار گرفته است که نمونه نتایج حاصل از این بررسی در شکل ۱۳ آورده شده است. نتایج نشان می‌دهد که در اتصال اول که دورتا دور ستون با اتصال پیچی بهم بسته شده است. میزان جابجایی نسبت به اتصال نوع دوم و سوم بیشتر می‌باشد.

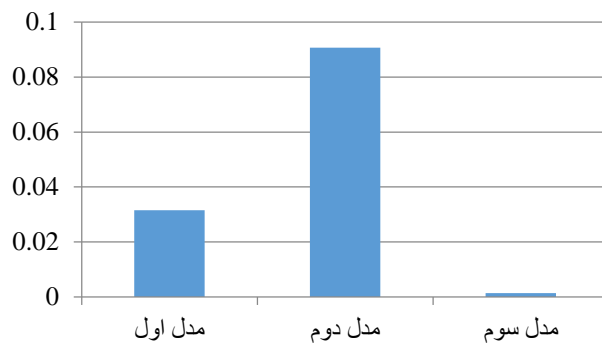


شکل ۱۳: بررسی جابجایی در قاب یک طبقه - مدل اول.

مقدار ماکزیمم جابجایی در قابها برای هر سه مدل در حالت یک طبقه و دو طبقه در اشکال ۱۴ و ۱۵ نشان داده شده است. همچنین حداکثر میزان جابجایی در قابها در جدول ۴ تنظیم شده است.



شکل ۱۴: مقایسه جابجایی ها در قاب یک طبقه (متر).

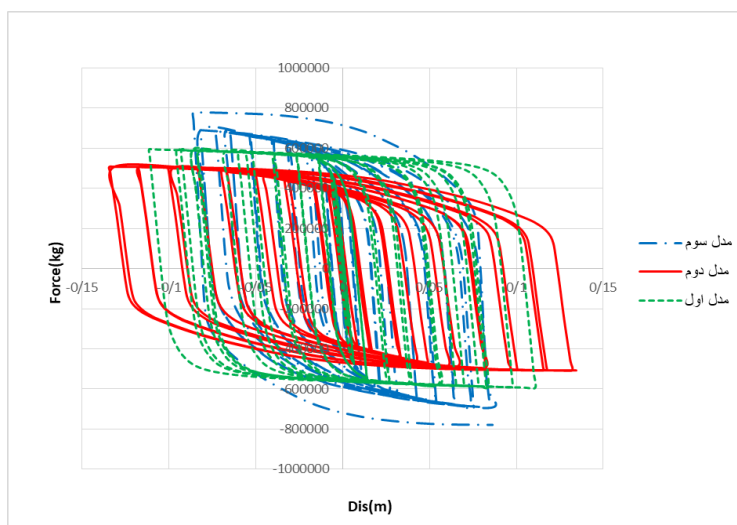


شکل ۱۵: مقایسه جابجایی ها در قاب دو طبقه (متر).

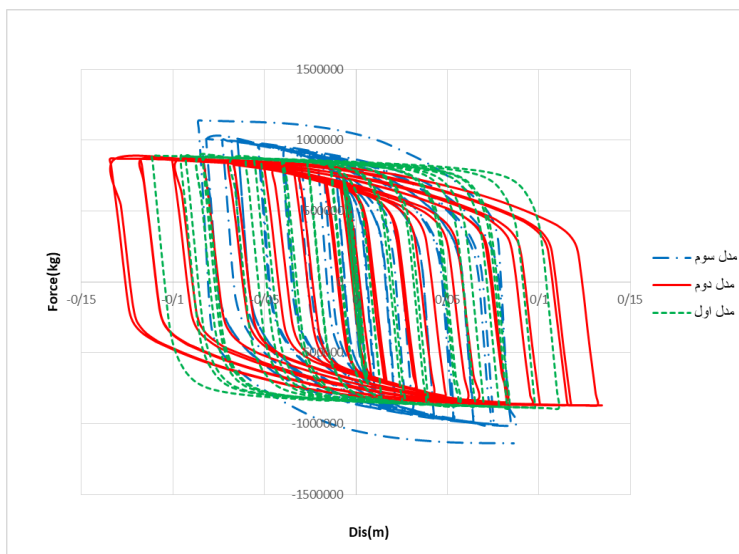
جدول ۴: نتایج ماکزیمم جابجایی قابها.

مدل سوم	مدل دوم	مدل اول	میزان جابجایی (متر)
3.536×10^{-3}	1.125×10^{-2}	3.992×10^{-2}	قاب یک طبقه
1.459×10^{-3}	9.072×10^{-2}	3.154×10^{-2}	قاب دو طبقه

بر اساس نتایج جدول ۴ مشاهده می‌گردد که در قاب یک طبقه، بیشترین میزان جابجایی مربوط به مدل اول می‌باشد. برای قاب دو طبقه نیز میزان جابجایی ماکزیمم برای مدل دوم می‌باشد. در این مورد جابجایی کمتر را که نماینده ایجاد سختی بیشتر است را معیار قرار می‌دهیم و بنابراین مدل سوم در بین مدل‌های سه‌گانه حد اقل ۱۶ و حداکثر بیش از ۹۰ درصد ترجیح پیدا میکند. جهت مقایسه رفتار سازه ای مدل‌ها نمودارهای هیستریزیس سه مدل برای قاب یک طبقه و قاب دو طبقه مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج مربوط به نمودارهای هیستریزیس در اشکال ۱۶ و ۱۷ آورده شده است.



شکل ۱۶: مقایسه نمودار هیستریزیس قابهای یک طبقه با روشهای مدل سازی سه‌گانه.



شکل ۱۷: مقایسه نمودار هیستریزیس قابهای دو طبقه با روشهای مدل سازی سه گانه.

مساحت نمودار هیستریزیس میزان جذب انرژی سازه‌ها را نشان می‌دهد. بر اساس نمودارهای هیستریزیس سازه‌ها، همان‌گونه که مشاهده می‌گردد، میزان مساحت نمودار هیستریزیس قاب یک طبقه برای مدل اول، بیشتر از مدل دوم و سوم می‌باشد. در واقع میزان ظرفیت جذب انرژی در قاب یک طبقه برای حالت اول حدود ۱۲ و ۱۵ درصد نسبت به اتصال نوع دوم و سوم بالاتر است. همچنین برای قابهای دو طبقه نیز میزان جذب انرژی و ظرفیت جذب انرژی سازه در مدل اول بیشتر از مدل دوم و سوم می‌باشد. در این حالت برای قاب دو طبقه میزان جذب انرژی مدل اول حدود ۶ و ۲۰ درصد بالاتر است. بر اساس نتایج بدست آمده، چنان که مشاهده می‌گردد برای قابها در بین سه نوع اتصال پیچی، ژاکت و کاشت بولت، با توجه به میزان تنش ترکیبی، اتصال ژاکت عملکرد خوبی را نشان می‌دهد. بطوری که میزان تنش در این اتصال تا حدود ۸۰ درصد نسبت به اتصال پیچی بیشتر است و این یعنی نیروی بیشتری را تحمل می‌نماید. نتایج تانسورهای جابجایی هم نشان می‌دهد که میزان جابجایی در اتصال نوع سوم میتواند تا حد زیادی کمتر از مدل‌های دیگر بوده و بدین ترتیب سختی بیشتری را تأمین نماید. به لحاظ کرنش پلاستیک و میزان خرابی نیز مدل سوم تا حدود ۷۰ درصد نتایج بهتری را نشان می‌دهد. اما رفتار کلی سیستم و میزان جذب انرژی سیستم در استفاده از انواع اتصالات برای اتصال مهاربند به قاب بتنی توسط نمودارهای هیستریزیس بیان شده است که نمودارهای هیستریزیس شکل ۱۶ و ۱۷ نشان می‌دهد که بیشترین میزان جذب انرژی برای حالت اول یعنی اتصال پیچی و کمترین متعلق به مدل سوم است. بنابراین با معیار جذب انرژی مدل اول استهلاک بالاتری تا حدود ۱۰ درصد را نشان میدهد و البته مدل سوم حالت سخت شونده داشته و از این منظر ترجیح داده میشود. البته گفتنی است که درصدهای مقایسه‌ای ارائه شده به معنای مقایسه اعداد بدست آمده از هر یک از خروجیها است و نمایانگر عملکرد کلی سازه در حالت های سه گانه نمی‌باشد. به عبارت دیگر از نظر نتایج عنوان شده، ابتدا مدل سوم و سپس مدل دوم را به عنوان مدل های منتخب در نظر میگیریم و به لحاظ عملکردی که پلاستیک شدن المانها و خرابی نماینده ای از آن است اختلاف بین شیوه های اتصال حداکثر ۱۰ درصد است.

۵- جمع بندی و نتیجه گیری

۱- بر اساس نتایج بدست آمده، برای قابها در بین سه نوع اتصال پیچی، ژاکت و کاشت بولت، با توجه به میزان تنش ترکیبی، اتصال ژاکت عملکرد خوبی را نشان می‌دهد. بطوری که میزان تنش در این اتصال تا حدود ۸۰ درصد نسبت به اتصال پیچی بیشتر است.



۲- نتایج تانسورهای جابجایی نشان می‌دهد که میزان جابجایی در اتصال نوع سوم میتواند تا حد زیادی کمتر از مدل‌های دیگر بوده و بدین ترتیب سختی بیشتری را تأمین نماید. به لحاظ کرنش پلاستیک و میزان خرابی نیز مدل سوم تا حدود ۷۰ درصد نتایج بهتری را نشان داده است.

۳- رفتار کلی سیستم و میزان جذب انرژی سیستم در استفاده از انواع اتصالات برای اتصال مهاربند به قاب بتنی توسط نمودارهای هیستریزیس بیان شده است در این مورد بیشترین میزان جذب انرژی برای حالت اول یعنی اتصال پیچی و کمترین متعلق به مدل سوم است که البته روند نمودارها، نتایج جابجایی و سختی قاب را نیز تأیید مینماید. بنابراین با معیار جذب انرژی مدل اول استهلاک بالاتری و تا حدود ۱۰ درصد را نشان میدهد اما به لحاظ نمو، نمودار مدل سوم حالت سخت شونده داشته و ترجیح داده میشود. از منظر نتایج عنوان شده، ابتدا مدل سوم و سپس مدل دوم را به عنوان مدل‌های منتخب در نظر میگیریم و به لحاظ عملکردی که پلاستیک شدن المانها و خرابی، نماینده ای از آن است اختلاف بین شیوه های اتصال حداکثر ۱۰ درصد است و همگی قابل قبول تلقی می‌شوند.

۶- مراجع

- [1]- Mokarram Aydenloo, R., 2012, **Concepts of seismic rehabilitation of concrete buildings and applied examples**, Elme Omran, First edition, (In Persian).
- [2]- Kazem Sharbatdar, M., Kheyroddin, A., and Emami, E., 2012, **Cyclic performance of retrofitted reinforced concrete beam-column joints using steel prop**, Construction & Building Materials, 36, 287–294.
- [3]- Zamani, M., Sabet, E., and Nabouti, E., 2014, **Reinfiting of reinforced concrete frames with the help of steel braces**, First International Conference on Seismic Retrofitting, Code 833, (In Persian).
- [4]- Taheri, M. R., Hajipoor, A., and Ataee, A., 2011, **Investigation of direct connections of steel braces and concrete frames**, National Conference on Civil Engineering and Sustainable Development, Estahban, (In Persian).
- [5]- Massumi, A., and Tasnimi, A. A., 2008, **Strengthening of low ductile reinforced concrete frames using steel X-bracings with different details**, The 14th world conference on earthquake engineering October 12-17.
- [6]- Yen, J. Y. R., and Chien, H. K., **Steel Plates Rehabilitated RC Beam–Column Joints Subjected to Vertical Cyclic Loads**, Construction and Building Materials, 24, 332–339.
- [7]- Maheri, M. R. and Akbari, R., 2012, **Seismic Behaviour Factor, R, for Steel X-Braced and Knee Braced RC Buildings**, Engineering Structures, 12, 251505-1513.
- [8]- Ghobarah, A., and Abou-Elfath, H., 2015, **Rehabilitation of a Reinforced Concrete Frames Using Eccentric Steel Bracing**, Engineering Structures, 23, 745-755.
- [9]- Sekiguchi, I., 1988, **Seismic Strengthening of an Existing Steel Reinforced Concrete City Office Building in Shizuoka, Japan**. Proc. 9th World Conf. on Earthquake Engineering, Japan, Vol. III.
- [10]- Del Valle Calderon, E, Foutch, A., Hjelmstad, K. D., Figueroa-Gutierrez, E., and Tena-Colunga, A., 1988, **Seismic Retrofit of a RC building: A Case Study**, Proc. of 9th World Conf. on Earthquake Engineering, Japan, 3451-456.
- [11]- Tahamouli Roudsaria, M., Entezarib, A., Hadidi, M. H., Omid, C., and Gandomian, C., 2017, **Experimental Assessment of Retrofitted RC Frames with Different Steel Brace**, Structures, 206-217.