



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

زمان پذیرش نهایی: 99/10/15

شماره مجوز مجله: 80400

بررسی رفتار تیر پیوند خمشی و برشی در قاب EBF با مدلسازی المان محدود تحت بار لرزه ای

ناصر الواری¹، مجتبی حسینی²

1- کارشناس ارشد مهندسی عمران، مؤسسه آموزش عالی جویندگان علم

2- دکتری مهندسی عمران، دانشیار دانشگاه های خرم آباد

چکیده

در پایان نامه حاضر رفتار قاب مهاربندی شده واگرا با تیر پیوند برشی و مهاربند واگرا با تیر خمشی پیوند دویل مقایسه عددی قرار گرفت. مهاربند واگرا فولادی با مدلسازی المان محدود مورد بررسی قرار گرفته است. قاب های مورد مطالعه تحت بارگذاری جانبی سیکلی افزایش یافته مطابق پروتکل بارگذاری SAC قرار گرفتند و رفتار هیستریزس نمونه های عددی با مدل آزمایشگاهی مقایسه گردید. با توجه به رفتار قاب برشی و خمشی مدلسازی عددی با نرم افزار آباکوس انجام گرفته و نتایج آن با نتایج مدل آزمایشگاهی مطابقت و صحت سنجی قرار گرفت. در مدلسازی نرم افزاری، رفتار مهاربندهای با تیر پیوند برشی و خمشی برای تیرهایی با نمره بالاتر و با بار محوری بررسی گردید. نتایج نشان داد در نمونه مورد بررسی قاب خمشی رفتار بهتری به نسبت قاب برشی دارد. از نمونه با تیر پیوند برشی می توان در مناطق با لرزه خیزی کم و متوسط می توان از این نوع قاب استفاده کرد. اما از نمونه خمشی بدلیل رفتار مناسب در مناطق با لرزه خیزی زیاد می توان استفاده کرد. بعنوان جمع بندی نتایج می توان اظهار داشت نمونه مهاربند خمشی رفتار بهتری از نمونه برشی دارد. به وضوح می توان نتیجه گیری کرد که مهاربند خمشی رفتار بسیار بهتری از نظر شکل پذیری نسبت به نمونه مهاربند برشی دارد. عدم استفاده از سخت کننده تا قبل از کمانش پلاستیک جان تیر، تاثیر قابل توجهی در رفتار هیستریزس سازه ندارد، اما پس از آن باعث ایجاد زوال سختی و مقاومت قاب مهاربندی شده دارد. در تحلیل استاتیکی غیر خطی نیز تا زمانی که قاب ها وارد حوزه غیر خطی نشده اند، رفتار نیرو جابجایی مدل های مختلف قابها بر هم منطبق است. افزودن سخت کننده باعث افزایش مقاومت و توانایی تحمل نیروهای بیشتری در قاب می شود.

کلمات کلیدی: مهاربند EBF، تیر پیوند، قاب مهاربندی شده واگرا، تیر پیوند برشی، تیر پیوند خمشی.



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

مقدمه

استفاده از مهاربند های فلزی باعث افزایش سختی و در نتیجه کاهش جابجایی جانبی ساختمان می گردد که این امر باعث کاهش تغییر شکل های ایجاد شده در اجزای ساختمان فولادی و در نتیجه کاهش آسیب پذیری آنها می شود. اضافه نمودن مهاربند باعث کاهش تغییر شکل های ایجاد شده در این اتصالات و در نتیجه کاهش صدمات به آنها می شود. تحت نیروی جانبی رفت و برگشتی ناشی از زلزله مهاربند ها تحت اثر کشش و فشار قرار می گیرند. چنانچه از مهاربندهای ناودانی برای مقاوم سازی استفاده شود مقاومت فشاری بادبند ها حاکم شده و طراحی باید بر اساس نیروی فشاری وارد بر مهاربند و ضریب لاغری آن انجام گیرد. پارامتر مهمی که تاثیر بسزایی در سختی و مقاومت قابهای مهاربندی واگرا دارد نسبت e/L می باشد. حداکثر سختی به ازای $e/L=0$ یا $e=0$ حاصل می گردد که در واقع همان قاب مهاربندی همگراست. با افزایش نسبت برون محوری e/L سختی جانبی به سرعت کاهش می یابد، اما از $e/L=0.4$ به بعد این کاهش با آهنگ کندی انجام می شود. در صورتیکه $e=L$ باشد قاب EBF به یک قاب خمشی تبدیل می گردد که در اینصورت سختی قاب حداقل مقدار خود را داراست. طول تیر پیوند علاوه بر تاثیر بر سختی قاب بر مقاومت قاب نیز بسیار موثر است. در شکل (1) تابع مقاومت نهایی یک قاب EBF نسبت به e/L نمایش داده شده است. نسبت e/L علاوه بر تاثیر بر سختی ارتجاعی قاب عامل مهمی در مقاومت در برابر نیروی جانبی نیز می باشد. براساس تحقیقات انجام شده مقاومت قاب با کاهش نسبت e/L به سرعت افزایش می یابد [1].

در پیوندهای خیلی کوتاه که تسلیم برشی رخ می دهد، کل طول جان تیر پیوند تحت اثر برش به تسلیم می رسد. از آنجا که نیروی برشی در کل طول تیر پیوند ثابت است، کرنش برشی ثابت و یکنواختی در کل طول تیر پیوند رخ می دهد. به علاوه تسلیم برشی، مقدار لنگرهای انتهایی تیر پیوند را محدود می کند و از کرنشهای بزرگ خمشی در انتهای تیر پیوند جلوگیری می کند. در محدوده بین دو حد برشی و خمشی، تسلیم برشی و خمشی به میزان قابل توجهی در رفتار تیر پیوند اثر می گذارند. این محدوده، ناحیه انتقالی از رفتار برشی به رفتار خمشی است. به علت تفاوت کامل مکانیزم های تسلیم باید با توجه به طول تیر پیوند، مکانیزم تسلیم آن پیش بینی گردد، چرا که ظرفیت و نیازهای دوران خمیری مکانیزمهای برشی و خمشی بسیار متفاوت است [4].

بیان مسئله

مهاربند واگرا سیستمی است که رفتار سیستم قاب خمشی و سیستم مهاربند همگرا را همزمان داراست. هم سختی جانبی سازه به دلیل وجود مهاربند ها بالاست و هم مثل سیستم قاب خمشی رفتار پلاستیک بر عهده ی تیر پیوند است. در این سیستم رفتار پلاستیک بر عهده ی تیر پیوند است و ما بقی اجزا مثل ستون های ، تیر خارج از ناحیه ی پیوند و مهاربند ها



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

باید الاستیک باقی بماند. برای این منظور مهاربند ها ، ستون ها و تیر خارج از ناحیه ی پیوند باید قوی تر طراحی شوند و تیر پیوند مقاومت کمتری را دارا باشد تا مفصل پلاستیک در تیر پیوند به وجود آید. رفتار کلی سازه به عملکرد این تیر پیوند بستگی دارد. رفتار تیر پیوند با توجه به طول آن ممکن است برشی ، خمشی و یا برشی خمشی باشد. اگر طول تیر پیوند کوتاه باشد رفتار برشی است و مفصل پلاستیک برشی در کل طول تیر پیوند به وجود می آید. اگر طول تیر پیوند زیاد باشد، مفصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیر پیوند تشکیل میشود [7]. در رفتار خمشی تیر پیوند، فقط در دو انتهای تیر پیوند مفصل پلاستیک تشکیل میشود، اما در رفتار برشی تیر پیوند کل طول تیر پیوند مفصل پلاستیک برشی میشود. سیستم سازه ای قاب های مهار بندی شده برون محور (EBF) که جهت تامین شکل پذیر سازه مورد استفاده قرار می گیرد. نوع جدیدی از بادبندها که به تازگی استفاده از آن رو به افزایش می باشد سیستم بادبندی خارج از محور (EBF) می باشد. در طرح و محاسبه شکل های مشبک و خرپاها تأکید بر این نکته است که تلاشهای به وجود آمده همه به صورت نیروهای محوری باشند و امتداد محور اعضای جمع شده در یک گره تا حد امکان در یک نقطه تلاقی نماید تا از به وجود آمدن لنگرهای خمشی جلوگیری شود [3]. با طرح مهاربندی خارج از مرکز، در سازه های فولادی می توان مزایایی در تأمین شکل پذیری سازه و اطمینان بر رفتار آن در زلزله به دست آورد. تیر پیوند دارای دو رفتار خمشی و برشی است. کمانش و خرابی تیر پیوند معمولاً در جان تیر رخ می دهد. برای جلوگیری از کمانش جان تیر از سخت کننده استفاده می شود. اما تعداد دقیق سخت کننده ها و طول بهینه تیر پیوند با تقریب بدست می آید و دقیق نیست. لذا نیازمند بررسی عددی می باشد. بررسی تعداد و جزییات سخت کننده در تیر پیوند و دستابی به طول بهینه می تواند رفتار مهاربند را تحت بار لرزه ای ارتقا دهد. در این پژوهش مدل سازی مهاربند بر مبنای مدل آزمایشگاهی انجام میگردد و بررسی انطباق نمونه عددی با نمونه آزمایشگاهی در نرم افزار اجزا محدود آباکوس¹ انجام میگردد [4].

اهداف تحقیق

اهداف اصلی پایان نامه حاضر عبارتند از:

- 1) بررسی نحوه خرابی در تیر پیوند مهاربندهای فولادی
- 2) بررسی رفتار تیر پیوند خمشی و برشی و مقایسه باهم
- 3) بررسی پارامترهای موثر در قاب مهاربندی با مقایسه رفتار هیستریزیس نمونه

¹ abaqus



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

لرزه خیزی ایران

کشور ایران بدلیل قرار گرفتن بر روی کمربند آلپ- هیمالیا (آلباید)، جزء کشورهای لرزه خیز جهان محسوب شده و همواره در معرض یک تنش دائمی قرار دارد. این کمربند محل برخورد صفحه اوراسیا با صفحه هند، عربستان و افریقا بوده و 15٪ کل انرژی آزاد شده توسط زلزله های جهان در طول این کمربند آزاد می شود. عامل اصلی اکثر زلزله های ایران، فشاری است از سوی صفحه عربستان به کشور ایران وارد می شود. علت این فشاربازشدگی دریای سرخ بوده که از الیگوسن پایانی و میوسن آغازی شروع شده و تا به امروز ادامه دارد. بدلیل فشارهای وارد بر کشور ایران، اکثر گسلهای این سرزمین، از نوع فشاری (معکوس یا راندگی) بوده و فعال یا دارای پتانسیل فعالیت هستند. گسلهای فشاری بدلیل آنکه انرژی بیشتری را نسبت به سایر گسلها در خود ذخیره کرده و بصورت ناگهانی انرژی ذخیره شده را آزاد می کنند، نسبت به سایر گسلها، دارای خطر لرزه ای بالاتری هستند [9].

البته باید توجه داشت که پارامترهای متعددی در تخمین خطر لرزه ای گسلها مورت توجه قرار می گیرد، که یکی از مهمترین آنها طول گسل است. با توجه به دلایل ذکرشده، قسمت اعظم کشور ایران، از دیدگاه لرزه خیزی جزء مناطق پرخطر محسوب شده و به همین علت مطالعه جامع و دقیق لرزه خیزی در کشور ایران، برای جلوگیری از خسارات ناشی از زلزله (به خصوص در شهرهای بزرگ)، امری واجب و ضروری است. رعایت اصول ایمنی سازی و نظارت دقیق بر ساخت و سازها در مناطق لرزه خیز از مهمترین پارامترهایی است که باید مورد توجه قرار گیرد.

در این گزارش شرح تعدادی از نقشه های مربوط به لرزه خیزی در شهر تهران و کشور ایران آورده شده است. تعدادی از این نقشه ها توسط آژانس بین المللی ژاپن¹ و مرکز مطالعات زمین لرزه و محیط زیست تهران² و تعدادی دیگر توسط موسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله³ تهیه شده است. سرزمین ایران، به عنوان بخشی از زون فعال زمین ساختی آلپ هیمالیا، طرح پیچیده ای از مجموعه پوسته ها، قطعات زمین ساخت و زون های متفاوت زمین ساختی است که از نگاه نوزمین ساختی و لرزه زمین ساختی، ویژگی های خاص دارد [3].

حوزه شدت نسبی زلزله

با توجه به محل زلزله های تاریخی و سده گذشته، محل گسلها ارتباط لرزه خیزی با گسلها، مطالعات آماری نتایج حاصل از مطالعات نظری در مورد توزیع شتاب و اطلاعات شدت نسبی، سطح کشور را به دو حوزه شدت نسبی تقسیم کرده است. در حوزه نخست، احتمال رخداد زمین لرزه هایی با شدت نسبی 8 مرکالی و بیشتر وجود دارد و ضریب زلزله خیزی «یک» در این حوزه پیشنهاد شده که اغلب شهرهای پرجمعیت کشور در این حوزه قرار دارند. در حوزه دوم، احتمال وقوع زلزله هایی با

¹ JICA

² CEST

³ IIEES



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

شدت نسبی تا 7 مرکالی وجود دارد و ضریب زلزله‌خیزی «0.75» است. این حوزه شامل شهرهای اصفهان، آبادان، خرمشهر، زابل، بیجار، میاندوآب و تکاب می‌باشد.

بر اساس فعالیت گسل‌ها و آفت شدت نسبی زمین‌لرزه‌ها از محل رخداد، سطح کشور را به 5 حوزه تقسیم کرده‌اند. حوزه (0) با شدت نسبی 3 مرکالی یا کمتر، حوزه (1) با شدت نسبی 4 و 5 مرکالی، حوزه (2) با شدت‌های نسبی 6 و 7 مرکالی، حوزه (3) با شدت‌های 8 و 9 مرکالی و بالاتر و حوزه (4) مناطقی است که اطلاعات کافی در باره آنها موجود نیست. نقشه پهنه‌بندی خطر لرزه‌ای ایران، تهیه شده توسط پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله جدیدترین پهنه‌بندی قابل استناد است. در جدول (1) زلزله‌های مهم معاصر را با محل و شدت و بزرگای آن‌ها نشان داده شده است [7].

جدول (1): زلزله‌های مهم معاصر با محل و شدت و بزرگای زلزله

| زمان | پهنه مهم لرزه‌ای | بزر | شدت | گسل مسبب زمین لرزه |
|--------------|------------------------------|-----|------|--------------------|
| بهمن 1288 | سیلاخور-جنوب شرقی بروجرد | 4/7 | X | درود |
| 1308/2/12 | باغان-گرماب-کپه داغ | 3/7 | X | باغان-گرماب |
| 1309/2/17 | سلماس-آذربایجان | 3/7 | X | سلماس |
| 1336/4/11 | سنگچال-مازندران | 8/6 | VIII | |
| 1337/5/25 | فیروزآباد-شمال غربی نهاوند | 6/6 | X | گارون-نهاوند |
| 1341/6/10 | بویین زهرای قزوین | 2/7 | X | ایپک |
| 1347/6/9 | دشت بیاض-خراسان | 4/7 | X | دشت بیاض |
| فروردین 1348 | قیر-کارزین-فارس | 9/6 | IX | |
| فروردین 1356 | ناغان-اردل-چهار محال بختیاری | 1/6 | VII | |
| آذر 1356 | درتنگل زرنند-کرمان | 7/5 | VII | کوهبنان |
| شهریور 1357 | طیس | 4/7 | X | طیس |
| آبان 1358 | کوریزان-قائنات | 6/6 | VII | |



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

خسارات زلزله

تقسیم سهم خسارات بلایای طبیعی در ایران مانند سایر نقاط جهان نیست، با توجه به خشک یا نیمه خشک بودن قسمت عمده مساحت کشور ایران، باران و سیل و طوفان و تندباد سهم های بزرگی در خسارات جانی و حتی مالی ناشی از بلایای طبیعی ندارند. لیکن زلزله در ایران یکی از خطرناک ترین بلایای طبیعی است که متأسفانه کشور ما با وجود رویارویی حتمی با آن هنوز برای مقابله آماده نبوده و گزارش سازمان مقابله با بلایای طبیعی سازمان ملل متحد یکی از آسیب پذیرترین نقاط دنیا در برابر زلزله است. در جدول (2) فقط نمونه هایی از تلفات زلزله های معاصر را نشان داده است [18].

جدول (۲): تلفات زلزله های گذشته در کشور ایران

| نام رسمی | تلفات | بزرگا | محل | تاریخ |
|---------------------------------|---|-------|------------------|--------------|
| زمین لرزه دشتی (۱۳۹۲) | 70 | 6.3 | شنبه شهر-طسوج | فروردین 1392 |
| زمین لرزه اهر و ورزقان (۱۳۹۱) | 306 | 6.4 | اهر و ورزقان | مرداد 1391 |
| زمین لرزه دامغان ۲۰۱۰ | 19 | 5.9 | دامغان | شهریور 1389 |
| زمین لرزه بروجرد ۲۰۰۶ | 70 | 6.1 | بروجرد | فروردین 1385 |
| زمین لرزه زرنند ۲۰۰۵ | 602 | 6.4 | زرنند کرمان | اسفند 1383 |
| زمین لرزه بم ۲۰۰۳ | 40000 | 6.6 | بم | دی 1382 |
| زمین لرزه رودبار و منجیل (۱۳۶۹) | 40000 کشته، 60 هزار زخمی، نیم میلیون بی خانمان | 7.4 | رودبار و منجیل | خرداد 1369 |
| زمین لرزه طبس | 15000 | 7.8 | طبس | شهریور 1357 |
| زمین لرزه دشت بیاض و فردوس | 12000 | 7.3 | دشت بیاض و فردوس | شهریور 1347 |
| زمین لرزه سراوان (۱۳۱۲) | ۲۰ | ۷ | سراوان | خرداد ۱۳۱۳ |
| زمین لرزه بروجرد (۱۲۸۷) | ۸۰۰۰ | ۷٫۳ | بروجرد | بهمن ۱۲۸۷ |

لزوم بازبینی مداوم سیستم های لرزه بر

با عنایت به آنچه تا کنون گفته شد واضح است که شناخت سیستم های سازه ای که بتوانند ساختمان را در برابر زلزله پایدار نگاه دارند و از خسارات جانی پیش گیری و خسارات مال را بکاهد امری اجتناب ناپذیر و مستمر می نماید. در این راستا در این بخش به بررسی اجمالی و ابتدایی سیستم های لرزه بر ساختمان پرداخته و در بین سیستم های سازه ای متداول سیستم مهاربند با تیر دویل هدف اصلی در پایان نامه حاضر است. مهاربندهای دسته دوم (EBF) با شرایط معماری سازگاری بیشتری دارند، اما مسئله مهمی که در مورد این نوع مهاربندها وجود دارد این است که باید توجه داشت که بار تیر یا ستون هم به آن ها منتقل می شود و باید برای آن نیروها نیز طراحی شوند، زیرا ممکن است در اثر بار وزنی که از تیر یا ستون به آن ها وارد



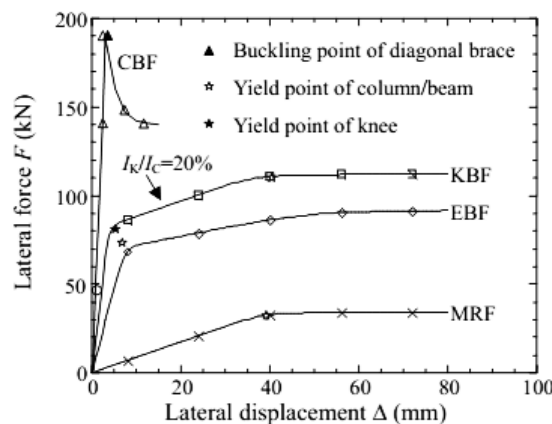
می شود کمانه کند و در اثر بارگذاری جانبی یک لنگر اضافی به تیر یا ستون منتقل کنند. علاوه بر این دو گاهی ممکن است به دلیل عبور دستگاه ها و تجهیزات از مهاربند با شکل خاص استفاده شود [19].

قاب های با مهاربندی واگرا

CBF ها دارای شکل پذیری کمی بودند، اما در EBF ها همان گونه که مشاهده نمودیم نیروی محوری مهارها به ستون ها از طریق خمش و برش در تیرها به عمل می آید و در صورت طراحی خواهد بود، در حالی که همچنان خاصیت تغییر مکان CBF مناسب دارای شکل پذیری بیشتری نسبت به کم آن را حفظ می کند.

روش طراحی مهاربندهای واگرا به این صورت است که طراح با توجه به شرایط و به انتخاب خود مقداری خروج از نامیده¹ از تیر، که تیرچه ارتباطی e در نظر می گیرد. به این ترتیب به طول e مرکزیت می شود، جدا می شود و با در نظر گرفتن نیروهای برشی و خمشی در تیرچه ارتباطی و مهاربندها آن را طراحی می کنیم. می توان با کنترل شکل پذیری در تیرچه ارتباطی، شکل پذیری قابل اطمینانی برای کل کوتاه باشد تیرچه در اثر برش جاری می شود، که به آن ارتباط برشی e قاب بدست آورد. در صورتی که می گوییم، و در صورتی که بلند باشد در اثر لنگر خمشی جاری می شود و به آن ارتباط خمشی می گوییم. همانگونه که می دانیم هر چه محل خرابی از ستون دورتر باشد اطمینان بیشتری نسبت به تأمین برعکس که تیرچه ارتباطی در وسط تیر قرار V با مهاربند EBF شکل پذیری مناسب داریم، بنابراین دارد، اطمینان بیشتری از نظر تأمین رفتار مناسب ستون می دهد [17].

در شکل (1) پاسخ چهار سیستم MRF و CBF و EBF و KBF در برابر بارگذاری جانبی پوش آور² با هم مقایسه شده اند.



¹ Link Beam

² Pussover



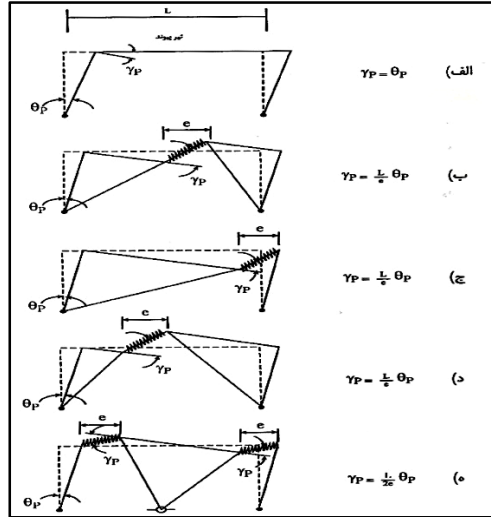
ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

شکل (1): مقایسه رفتار چهار سیستم MRF و CBF و EBF و KBF در برابر بارگذاری جانبی

با توجه به شکل در می یابیم که مهاربند KBF گرچه نقطه تسلیم پایین تری نسبت به CBF دارد ولی با توجه به قابلیت تغییر شکل زیادی که دارد انرژی بسیار بیشتری را میتواند در هنگام زلزله مستهلک کند. نکته قابل توجه این است که نمودار فوق برای هنگامی است که مهاربند زانویی به درستی طراحی و نصب شود چرا که اشتباهات طراحی و هندسی طرح مهاربند های KBF به سادگی میتواند رفتار آنها را تحت تاثیر قرار دهد. لیکن با فرض طرح صحیح با افزودن یک زانویی می توان مهاربند CBF را به KBF تبدیل و رفتاری شبیه به EBF را از آن گرفته و شکل پذیری سیستم را تأمین نمود [11].

مکانیزم جذب انرژی در مهاربندهای واگرا

در طراحی قاب های واگرا باید دوران خمیری مورد نیاز تعیین گردد. سپس این عدد با دوران خمیری مربوط که تیر پیوند می تواند تأمین کند، مقایسه شود. یک روش ساده و مفید برای تعیین دوران مورد نیاز، استفاده از مکانیزم جذب انرژی می باشد که براساس فرض رفتار خمیری اعضای قاب بنا نهاده شده است. در تحلیل خمیری قابها، چنین مکانیزمی بعنوان مکانیزم خرابی شناخته می شود. هدف جلوگیری از تشکیل مکانیزم نمی باشد، بلکه هدف کنترل محل مفاصل خمیری در مکانیزم و اطمینان از مناسب بودن دوران خمیری مورد نیاز در مقایسه با دوران خمیری موجود در سیستم است. در شکل (2) مکانیزمهای جذب انرژی یک قاب خمشی و چند قاب واگرا نشان داده شده است. در این شکل نقاط سیاه رنگ، مفصل خمیری خمشی و خط هاشور خورده، مفصل خمیری برشی را نشان می دهد. در این مکانیزم ها فرض شده است که مفصلهای خمیری برشی یا خمشی فقط در طول تیر پیوند تشکیل می شوند. (به جز مفصل ستون همکف). در هر مورد زاویه θ_p دوران خمیری قاب را نشان می دهد. در قاب خمشی نیز دوران مورد نیاز در مفصل خمیری θ_p می باشد. در مهاربندی های واگرا دوران خمیری مورد نیاز در تیر پیوند خیلی بزرگتر از θ_p می باشد. مقدار دوران خمیری مورد نیاز با استفاده از هندسه مکانیزم تعیین می گردد. برای اکثر قابهای واگرا دوران خمیری تیر پیوند، γ_p با استفاده از فرمولهای زیر تعیین می گردد. برای اکثر قابهای واگرا دوران خمیری تیر پیوند، γ_p با استفاده از فرمولهای زیر تعیین می گردد [13].



شکل(2): مکانیزمهای جذب انرژی در سیستم های خمشی و واگرا

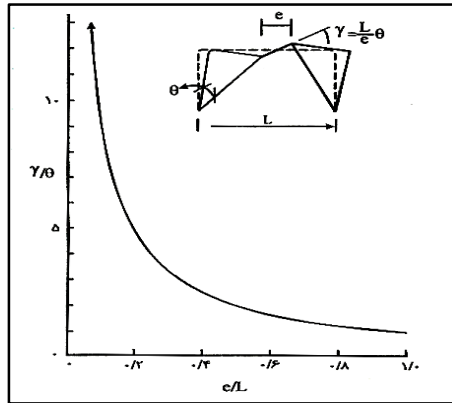
$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad \text{رابطه (1)}$$

$$\gamma_p = \frac{L}{2e} \theta_p \quad \text{رابطه (2)}$$

رابطه (1) برای مهاربندهای تیپ (ب) ، (ج) و (د) بکار می رود. در این نوع مهاربندها در هر تراز یک تیر پیوند وجود دارد. این معادله بدون توجه به اینکه تیر پیوند در کجای دهانه واقع شده است بکار می رود. رابطه (2) برای مهاربندهای تیپ (ه) بکار می رود. در این نوع مهاربند در یک تراز دو تیر پیوند واقع شده است. در مهاربندهای واگرا کاهش دوران مورد نیاز تیر پیوند با تغییر مکان یکسان یک مزیت می باشد. براساس مفهوم مکانیزم جذب انرژی، دوران خمیری مورد نیاز تیر پیوند تنها به هندسه قاب بستگی دارد و با نحوه تسلیم تیر پیوند در برش یا خمش ارتباطی ندارد.

در شکل(3) تغییرات دوران مورد نیاز تیر پیوند که با دوران طبقه نرمالیزه شده است در مقابل نسبت e/L نشان داده شده است. این نمودار نشان می دهد که دوران مورد نیاز با کاهش نسبت e/L به سرعت افزایش می یابد. ملاحظه می گردد که دورانهای بزرگ خمیری با تسلیم برشی پیوندهای کوتاه حاصل می گردد. همچنین پیوندها نمی توانند خیلی کوتاه باشند، زیرا دوران مورد نیاز خیلی بزرگ خواهد گشت.

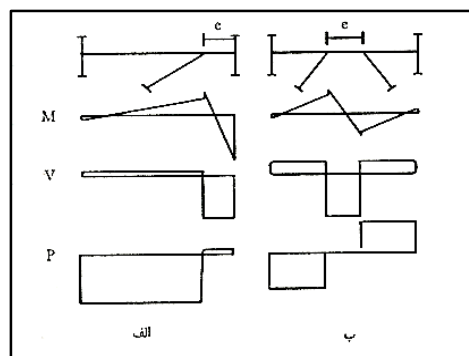
پیوندهای خمشی بلند توانایی دورانهای پلاستیک بزرگ را ندارند. از شکل همچنین دیده می شود که دوران مورد نیاز آنها خیلی کمتر می شود. بعنوان مثال افزایش نسبت e/L از 0/1 به 0/2 دوران مورد نیاز تیر پیوند را نصف می کند [13].



شکل(3): تغییرات دوران خمیری مورد نیاز با نسبت $\frac{e}{L}$

نیروها در تیرها و تیر پیوند

توزیع کیفی لنگر خمشی M ، نیروی برشی V و نیروی محوری P در تیرها و پیوندهای یک قاب مهاربندی واگرا تحت اثر بار جانبی در شکل (4) نشان داده شده است. دو تیپ عمومی پیکربندی قابهای واگرا در این شکل در نظر گرفته شده است. از شکل (الف) واضح است که تیر پیوند در کل طولش تحت برش و لنگرهای انتهایی قابل توجه و نیروی محوری نسبتاً کمی است. از طرف دیگر قسمت خارج از تیر پیوند تحت بار محوری زیاد و لنگر خمشی انتهایی قابل توجهی است (نزدیک تیر پیوند) با کوتاه شدن تیر پیوند نیروی برش یکنواخت تیر پیوند بطور قابل توجهی افزایش می یابد. در تیرهای با پیوند کوتاه سیستم مهاربندی واگرا بسیار سخت است [16].



شکل(4): نیروهای موجود در تیر پیوند مهاربند واگرا

تسلیم و مکانیزم خرابی در تیر پیوند



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

در پیوندهای خیلی کوتاه که تسلیم برشی رخ می‌دهد، کل طول جان تیر پیوند تحت اثر برش به تسلیم می‌رسد. از آنجا که نیروی برشی در کل طول تیر پیوند ثابت است، کرنش برشی ثابت و یکنواختی در کل طول تیر پیوند رخ می‌دهد. به علاوه تسلیم برشی، مقدار لنگرهای انتهایی تیر پیوند را محدود می‌کند و از کرنشهای بزرگ خمشی در انتهای تیر پیوند جلوگیری می‌کند. از طرف دیگر در تیرهای پیوند خیلی بلند که تسلیم برشی رخ نمی‌دهد، رفتار تیر پیوند به اینصورت است که کرنشهای خمشی غیرارتجاعی غیریکنواخت و بزرگی در دو انتهای تیر پیوند متمرکز می‌گردد، در حالیکه بقیه طول تیر پیوند ارتجاعی باقی می‌ماند. در محدوده بین دو حد برشی و خمشی، تسلیم برشی و خمشی به میزان قابل توجهی در رفتار تیر پیوند اثر می‌گذارند. این محدوده، ناحیه انتقالی از رفتار برشی به رفتار خمشی است. به علت تفاوت کامل مکانیزم های تسلیم باید با توجه به طول تیر پیوند، مکانیزم تسلیم آن پیش‌بینی گردد، چرا که ظرفیت و نیازهای دوران خمیری مکانیزمهای برشی و خمشی بسیار متفاوت است. در تیرهای پیوند کوتاه، کمانش برشی غیرارتجاعی جان کنترل کننده حالت خرابی می‌باشد که می‌توان کمانش برشی را با تقویت‌کننده‌های جان کنترل نمود. در تیرهای پیوند بلند مکانیزم خرابی معمولاً با تغییرشکل خمشی بزرگی توأم است. در این حالت ترکیبی از کمانش بال، کمانش فشاری جان و یا کمانش جانبی پیچشی مورد انتظار است. همچنین به علت اثر کرنش خمشی بزرگ توسعه یافته در انتهای تیر پیوند بلند، امکان شکست اتصالات جوشی می‌تواند یک مد خرابی باشد [20].

اثر کمانش جان تیر پیوند

آزمایشات نشان داده است که برش بسیار زیادی در جان تیر پیوند برشی بوجود می‌آید. اثر سخت‌شدگی مجدد فولاد سبب می‌شود که حد نهایی تسلیم برشی برابر $1.5V_p$ در نظر گرفته شود. از طرف دیگر دوران خمیری تیر پیوند نیز سبب تسلیم جان تیر پیوند می‌شود. لذا برای جلوگیری کمانش زود هنگام جان نیز باید در سراسر طول آن از تقویت‌کننده‌های قائم جان استفاده کرد تا علاوه بر جلوگیری از کمانش موضعی جان بتوان از مقاومت پس از کمانش جان نیز استفاده نمود. ظرفیت جذب انرژی در تیرهای پیوندی که بوسیله سخت‌کننده قائم جان تقویت شده‌اند از ظرفیت جذب انرژی تیرهای پیوندی که سخت‌کننده ندارند بسیار بیشتر است. در تیرهای پیوند بلند هر چند نیازی به تامین سخت‌کننده‌ها به علت کمانش جان وجود ندارد ولی آزمایشهای مختلف نشان داده‌اند که در حالی که سخت‌کننده‌های قائم جان وجود ندارد و مهارهای کافی نیز در طول تیر پیوند پیش‌بینی نشده‌اند به دلیل کمانش جانبی پیچشی بال، تیر پیوند رفتار ضعیفی از خود نشان می‌دهد [14].

مقاومت نهایی تیر پیوند

فلسفه اصلی طراحی مهاربندهای واگرا متمرکز نمودن عملکرد غیرخطی قاب در تیر پیوند می‌باشد. بطوریکه پیوند براین اساس طرح و جزئیات آن تعیین می‌گردد تا مقاومت و ظرفیت دوران خمیری مورد نیاز را فراهم کند. از طرف دیگر سایر اعضای قاب باید مقاومت کافی داشته باشند. به خصوص مهاربندها، ستونها و تیرهای خارج از محدوده تیر پیوند باید برای حداکثر نیرویی که با تسلیم تیر پیوند متناظر است طراحی شوند. یعنی طراحی باید براساس روش طرح ظرفیت انجام پذیرد.



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

بنابراین در مهارندهای واگرا باید یک تخمین حد بالا و معقول از برش نهایی و لنگرهای انتهایی تیر پیوند برای انجام عملیات طراحی قاب صورت گیرد. بررسی‌هایی که روی تیرهای پیوند کوتاه انجام شده است، مشخص نموده که مقاومت نهایی برشی از ظرفیت برشی مقطع تیر پیوند، V_p ، بزرگتر است. این اضافه مقاومت ناشی از عوامل زیر می‌باشد:

- سخت شدگی مجدد فولاد
- اثر سیستم سقف مرکب کف
- بزرگتر بودن تنش تسلیم واقعی از تنش تسلیم اسمی بخصوص در ورق جان.

لذا پیشنهاد شده است که مقاومت نهایی برش $1/5$ برابر مقاومتی که براساس تئوری ساده خمیری به دست می‌آید در نظر گرفته شود [15].

پیشینه تحقیق

در بخش‌های قبل مهم‌ترین موارد مرتبط با پژوهش حاضر در خصوص رفتار مهارندهای واگرا و تاثیر تیرهای پیوند در رفتار مهاربند با توجه به تحقیقات صورت گرفته و آیین‌نامه‌های مرتبط شتربیح شد. در این بخش تعدادی از تحقیقات صورت گرفته از محققان در سالیان اخیر که در رابطه با موضوع پایان‌نامه می‌باشد بطور خلاصه بحث و بیان می‌شود.

بسیاری از قابهای مهاربندی شده با مهاربند هم‌مرکز جهت پخش انرژی از طریق تسلیم یا کمانش اعضای مهاربندی طراحی شده‌اند. این روشها بر پایه فلسفه طراحی بر اساس ظرفیت می‌باشند. اخیراً مطالعاتی در مؤسسه هاربین انجام شده تا رفتار چرخ‌های و فشاری اتصالات ورق اتصال را بررسی نمایند.

Astaneh-Asl (2010) رفتار چرخه‌ای مهاربندهایی با مقاطع جفت نبشی پشت به پشت متصل به ورق اتصال را مطالعه نمودند. موضوع اصلی کار آنها نیز رفتار مهاربند بود و کمانش خارج از صفحه و داخل صفحه مهاربندها مورد مطالعه قرار گرفت. کاهش قابل ملاحظه ظرفیت و رفتار ترد ورقهای اتصال در برخی از نمونه‌های آنها ملاحظه شد، برای جلوگیری از این رفتار ترد، آنها پیشنهاد کردند در بین انتهای مهاربند و خطی که انتهای اتصال ورق به اعضای قاب را به هم وصل میکند یک طول کمانش آزاد به اندازه دو برابر ضخامت ورق اتصال ایجاد شود.

Zhanga (2008) و همکاران نشان دادند که ضخامت اضافی ورق اتصال و وجود سخت‌کننده مزیت خیلی زیادی ندارد. ورق اتصال باید به اندازه کافی مقاومت داشته باشد (در حد کنترل ظرفیت مهاربند (مقاومت و سختی اضافی، شکل پذیری سیستم را کاهش خواهد داد. در حالت کلی، اتصالات مهاربند باید دارای سختی و مقاومت مناسب باشد تا ظرفیت مهاربند افزایش یابد. اما سختی و مقاومت زیاد اتصالات با متمرکز کردن تسلیم در وسط مهاربند بر روی ظرفیت تغییر شکل غیر الاستیک و شکل پذیری سیستم تأثیرگذار است.



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

Castiglioni and Kanyilmaz (2012) رفتار دو نمونه مهاربند زانویی بر روی ساختمان های سبک فولادی بررسی کردند. بر روی 12 نمونه قاب با مهاربند با هدف بررسی عملکرد جانبی ساختمان های سبک فولادی سرد نورد شده با مهاربند زانویی با اشکال مختلف پرداختند. در مطالعاتشان مقدار ماکزیمم ظرفیت باربری جانبی و رفتار تغییر شکل نمونه ها را مورد توجه قرار دادند و مقایسه ای منطقی از ضریب تعدیل پاسخ زلزله، از دیوارهای با مهاربند زانویی را ارائه کردند. نتایج نشان داد استفاده از نگهدارنده در چهار گوشه ی پانل دیوار با مهاربند زانویی عملکرد جانبی مورد نظر پانل شامل مقاومت برشی و شکل پذیری پانل را بهبود می بخشد. این مهاربندها برای بهبود شکل پذیری دیوارهای برشی فولادی در برابر جابجایی نسبی قابل و توجه و بدون هر گونه شکست ترد همچون شکست اتصال یا کمانش استاد پیش بینی شده اند.

Ding YKn et.al (2014) سیستم مهاربند جدید که قاب مهاربندی زانویی (KBF) نامیده می شود تحت زمین لرزه ای شدید جذب انرژی را در سیکل هایی تحت تسلیم المان زانویی تامین می کند معرفی کردند. سختی جانبی نیز توسط مهاربند قطری با حداقل یک المان زانویی متصل در انتهای آن به دست می آید. در این پژوهش رفتار لرزه ای سیستم باند زانویی با تعداد طبقات مختلف و همچنین سیستم مهاربند ضربدری با ابعاد مشابه تحت زلزله طرح آئین نامه مورد بررسی و مقایسه قرار دادند. در مطالعه آنها تحلیل استاتیکی غیرخطی برای قاب هایی با تعداد طبقات مختلف انجام گرفت. با نتایج حاصله پارامترهای تعیین کننده رفتار لرزه ای برای هر دو مورد مقایسه را بدست آوردند.

Crosti et. al و همکاران (2014) سازه های فولادی مقاوم در برابر را مورد بررسی قرار دادند. در پژوهش آنها عملکرد لرزه ای مهاربندهای واگرا EBF باهم مقایسه می شود. پژوهش با تحلیل استاتیکی غیرخطی روی چند قاب مهاربندی شده فولادی با تعداد طبقات پنج، ده و پانزده طبقه و تغییر پارامترهای تعیین کننده مانند سختی، شکل پذیری و ضریب رفتار در این مهاربندها تحت زلزله مورد بررسی و مقایسه قرار گرفت.

سیستم های کنترل فعال یکی از زمینه های تحقیقاتی کنترل غیرفعال رفتار سازه ها بوده است. در کنترل غیرفعال انرژی ورودی به سازه توسط میرایی مستهلک می شود، در نتیجه آسیب سازه ها به حداقل می رسد. میرایی غیرفعال به انواع مختلفی از قبیل میراگرهای فلزی، میراگرهای اصطکاکی و میراگرهای مایع تقسیم بندی می شوند. میراگرهای فلزی بطور گسترده ای مورد استفاده محققان قرار می گیرد.

رایج ترین نوع میراگرهای سازه ای میراگر فلزی است که از یک هسته فلزی واقع در یک غلاف بتنی تشکیل شده که در نقش بتن پیرامونی، جلوگیری از کمانش هسته فلزی است. تحت بارگذاری محوری، مقطع فلزی تسلیم شده و بدین طریق انرژی مستهلک می شود. پانل های برشی فولادی نیز نوع دیگری از میراگرهای فلزی جاری شونده است که انرژی را با تغییر شکل های خمیری برشی مستهلک می کند. میراگرهای فلزی از طریق مستهلک کردن انرژی با تغییر شکل های پلاستیک قبل از تسلیم مصالح عمل موثر است. مزیت استفاده از این نوع میراگرها عبارت است از: رفتار هیستریزس پایدار، حساسیت کم نسبت به تغییرات دما، قابل اطمینان بودن و هزینه مناسب.



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

پرکاربردترین میراگرهای مستهلک کننده انرژی از نوع TADAS و ADAS هستند. میراگر های TADAS از صفحات این نوع میراگرها از صفحات مثلثی شکل ساخته شده است. میراگرهای ADAS از صفحات X شکلی ساخته است که رفتار خمشی خارج از صفحه از خود نشان می دهد. ابعاد هندسی این نوع میراگرها طوری طراحی می گردد که توزیع تنش در ارتفاع میراگر یکنواخت باشد و بخش های میراگر با هم به تسلیم برسند.

میراگرهای شیاردار نوع خاصی از میراگرهای فلزی است که از ورق هایی فلزی با تعدادی شیار و یا بازشو تشکیل شده اند که حین بارگذاری، تحت تغییر شکل های خمیری درون صفحه قرار می گیرند. شیارها یا بازشوهای یاد شده، ورق فلزی را به تعدادی لینک تقسیم می کند که تحت تغییر شکل برشی کلی ورق، به صورت موازی با هم ترکیب شده و دارای عملکرد خمشی درون صفحه است. در خصوص این میراگرها نیز پژوهشی انجام گرفته است که از آن جمله می توان به مطالعات لی و همکاران اشاره کرد. میراگرهای شیاردار نوع جدیدی از میراگرهای فلزی است. این میراگر از ورق هایی شیار دار تشکیل شده است که در حین بارگذاری تغییر شکل های غیر برگشت پذیر از نشان می دهد. در مطالعاتی عملکرد میراگرهای فلزی شیاردار مورد بررسی قرار گرفته است.

روش کار

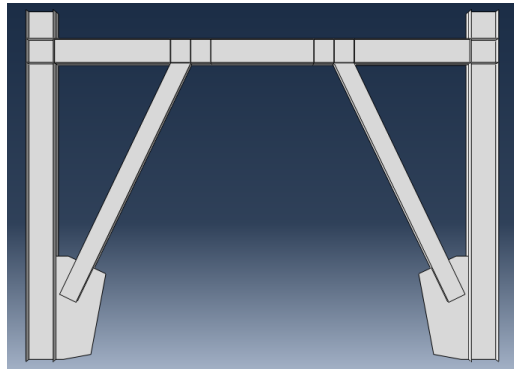
بخش حاضر شامل روش مدلسازی مهاربند فولادی می باشد و در ادامه کار توسط نرم افزار آباکوس تحلیل و مراحل مدلسازی تشریح می شود. جزییات به تفصیل بیان خواهد شد. برای توضیح مفاهیم مدلسازی در نرم افزار آباکوس مراحل مدلسازی مهاربند تشریح می شود.

ماژول پارت

در این بخش نوع المانهای مورد استفاده برای هر بخش از مهاربند ساخته می شود. برای هر دو نمونه خمشی و برشی تعداد 8 پارت برای اجزای مختلف مهاربند از قبیل تیر، ستون، سخت کننده ها و... ساخته می شود. شکل (5) نمونه سرهم بندی شده پرات های مختلف مهاربند را نشان می دهد. از المان پوسته استفاده شده است.



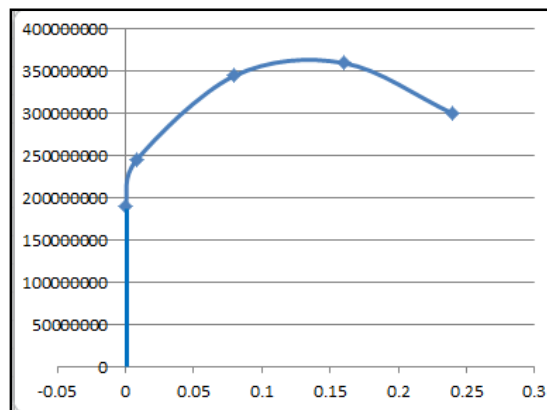
ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر



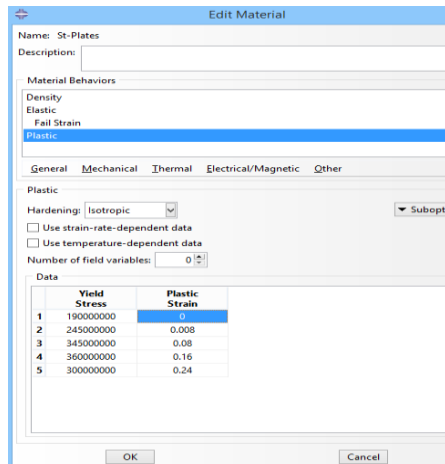
شکل (5): نمونه سرهم بندی شده 8 پارت مورد استفاده برای مهاربند در مازول پارت

مازول ویژگی مصالح

در این بخش رفتار مصالح مورد استفاده در مهاربند در نرم افزار تعریف می شود. نوع مصالح مصرفی فولاد است. و ویژگی های اصلی مورد استفاده در مدلسازی شامل مدول الاستیسته، ضریب پواسون برای رفتار فولاد. و همچنین رفتار پلاستیسیته فولاد با توجه به نمودار تنش کرنش مصالح در نرم افزار است. شکل (6) ویژگی رفتاری فولاد را نشان می دهد. شکل (7) رفتار مصالح را در نرم افزار در بخش ویژگی مصالح نشان می دهد.



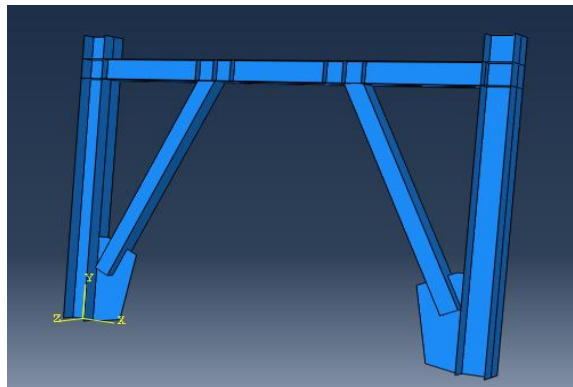
شکل (6): نمودار رفتار مصالح



شکل (7): رفتار مصالح را در نرم افزار در بخش ویژگی مصالح

ماژول مونتاژ

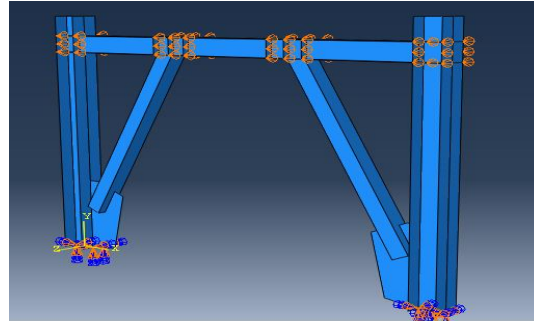
در این بخش قطعات سرهم بندی و مونتاژ می شوند. شکل (8) مدل مونتاژ شده را نشان می دهد.



شکل (8): مدل مونتاژ شده قاب

ماژول بارگذاری و شرایط تکیه گاهی

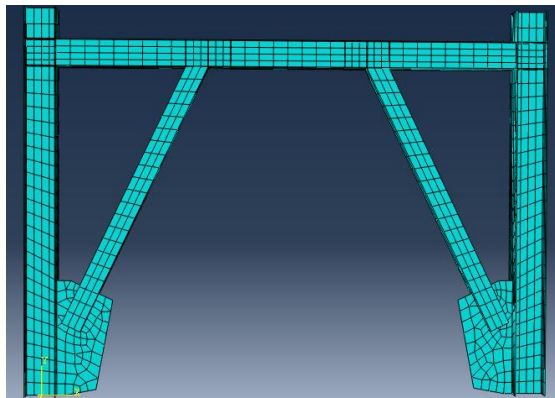
در این بخش بارگذاری و شرایط تکیه گاهی اختصاص می یابد. از دو نمونه در مدل سازی استفاده شده است. در یکی از نمونه ها بار محوری بر روی تیر تعریف شده است در نمونه دیگر بدون بار محوری بارگذاری انجام گرفته است. در شکل (8) و (9) مرحله بارگذاری و شرایط تکیه گاهی نشان داده شده است. از پروتکل بارگذاری مطابق بارگذاری هیستریزیس SAC استفاده شده است. در شکل (10) پروتکل بارگذاری نشان داده شده است.



شکل (9): مدل با اختصاص شرایط تکیه گاهی

ماژول مش بندی

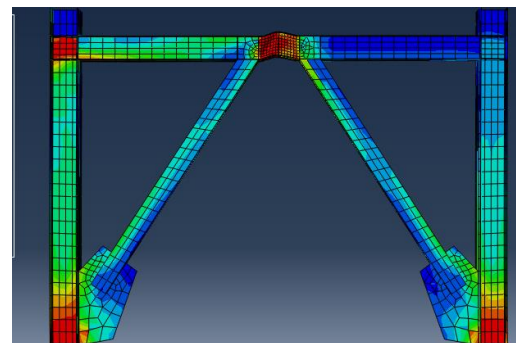
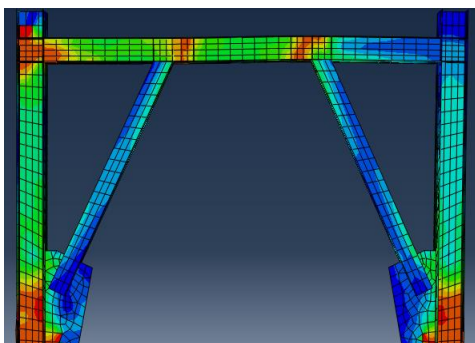
در این بخش مش بندی مهاربند انجام گرفت. شکل (10) نمونه مش بندی شده را نشان می دهد.



شکل (10): مدل مش بندی شده

خروجی مدل

تنش وون میسز برای دو نمونه خمشی و برشی در شکل(11) و (12) نشان داده شده است.

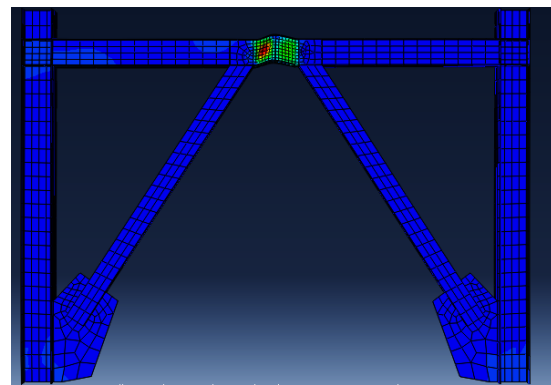
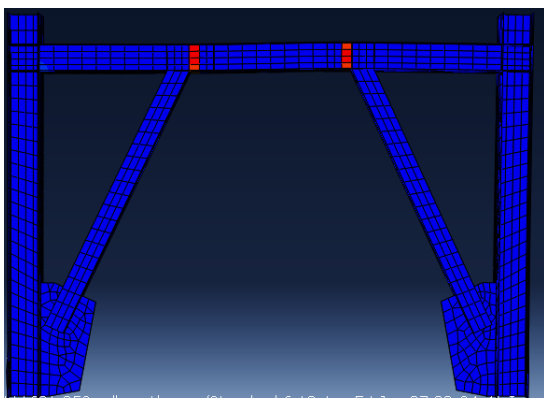




شکل(11): تنش وون میسز در نمونه برشی

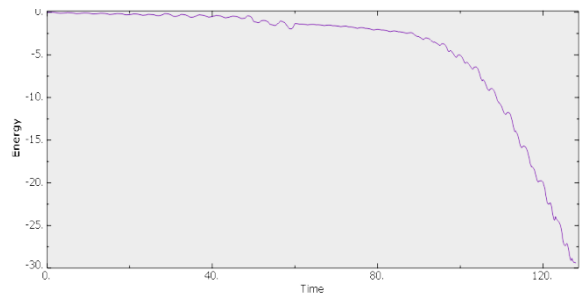
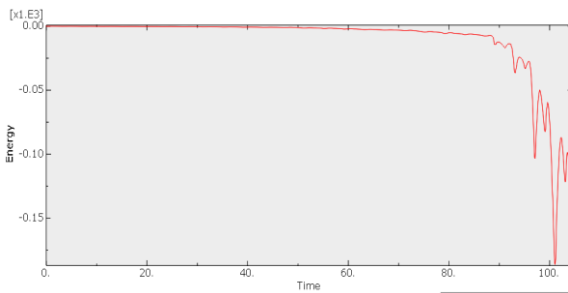
شکل(12): تنش وون میسز در نمونه خمشی

توزیع کرنش پلاستیک در دو نمونه برشی و خمشی در شکل های (13) و (14) نشان داده شده است. در نمونه برشی کرنش های پلاستیک در محل تیر پیوند تشکیل شده است. اما در نمونه خمشی کرنش پلاستیک در دو طرف محل سخت کننده های در تیر تشکیل شده است.



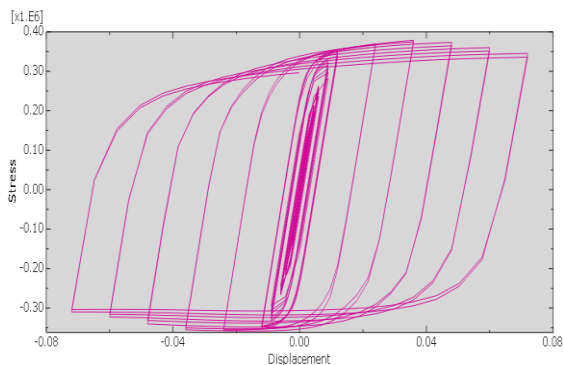
شکل(13): توزیع کرنش پلاستیک در نمونه برشی

شکل (14): توزیع کرنش پلاستیک در نمونه خمشی

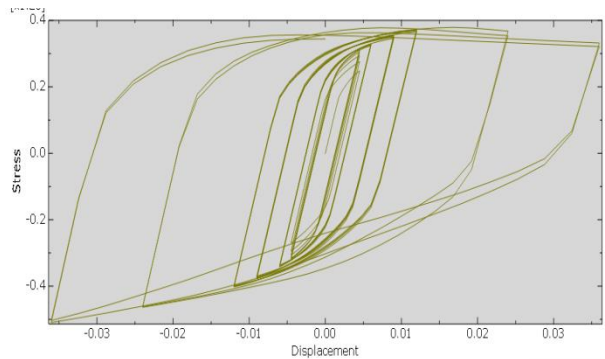


شکل (16): اتلاف انرژی در نمونه خمشی

شکل (15): اتلاف انرژی در نمونه برشی



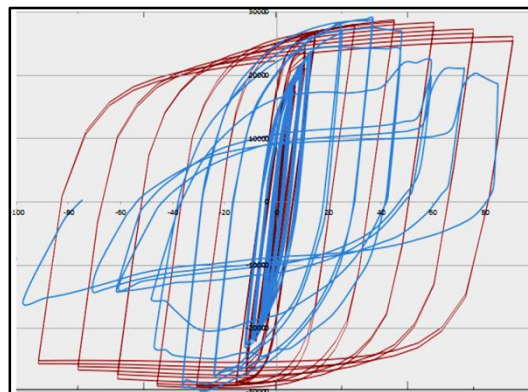
شکل (18): نمودار هیستریزیس در نمونه خمشی



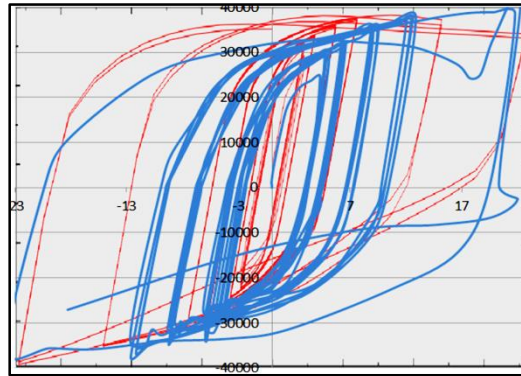
شکل (17): نمودار هیستریزیس در نمونه برشی

صحت سنجی نمونه های آزمایشگاهی در نرم افزار آباکوس

در این بخش با نرم افزار آباکوس صحت سنجی مدل آزمایشگاهی انجام شده و نمودارهای هیستریزیس در 2 نمونه آزمایشگاهی و نرم افزاری با هم مقایسه شده است. شکل (19) نمودار هیستریزیس نمونه های خمشی آزمایشگاهی و عددی و شکل (20) نمودار هیستریزیس نمونه های آزمایشگاهی و عددی خمشی نشان داده شده است.



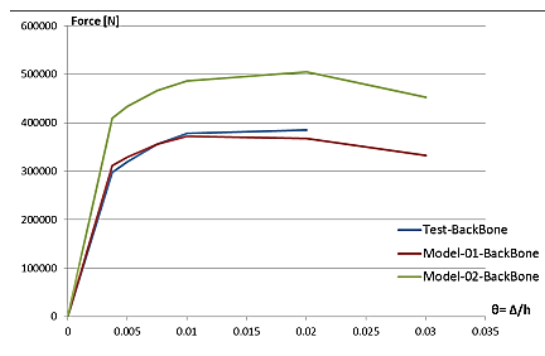
شکل (19): نمودار هیستریزیس نمونه های برشی آزمایشگاهی و عددی



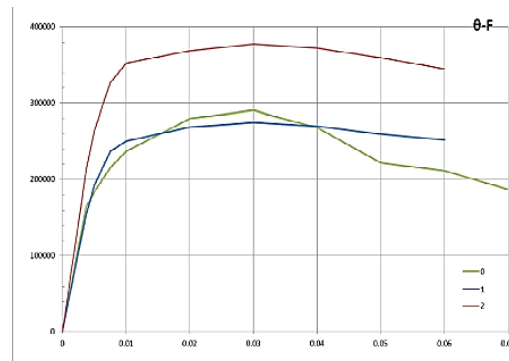
شکل (20): نمودار هیستریزیس نمونه های خمشی آزمایشگاهی و عددی

مقایسه نمودارهای نمونه های پوش آزمایشگاهی خمشی و برشی

نمودارهای نیرو تغییر مکان برای دو نمونه خمشی و برشی با هم نشان داده شده است. در شکل (21) نمودارهای نمونه آزمایشگاهی برشی و در شکل (22) نمودارهای نمونه خمشی نشان داده شده است.



شکل (21): نمودار منحنی backbone مدل آزمایشگاهی و عددی نمونه برشی



شکل (22): نمودار منحنی backbone مدل آزمایشگاهی و عددی نمونه خمشی



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر



محاسبه پارامترهای رفتاری نمونه های خمشی و برشی

برای بدست آوردن نمودار Backbone و نمودار دوخطی معادل قاب ها و همچنین محاسبه پارامترهای رفتاری قاب ها از روش های تعیین شده در استاندارد FEMA356 استفاده شده است که معمول ترین و متداول ترین دستورالعمل محاسبه این قبیل پارامترها در سازه های تحت بارگذاری هیستریزیس آزمایشگاهی می باشد. در این مسیر چون در عمل قاب آزمایشگاهی فقط تا دررفت 4 درصد توانست با افت کمتر از 20 درصدی (12 درصد) نیروی مقاوم را حفظ کند و از این محل به بعد قاب دچار پارگی وسیع در تیر و افت شدید شد لذا برای همه قاب ها دررفت نهایی تا 4 درصد محاسبه شده است و تمام پارامترها بجز مساحت زیر منحنی هیستریزیس نیز با همین استدلال تا همینجا محاسبه شده اند.

برای سهولت کاربرد این مقاله برای خوانندگان غیر متخصص در تعاریف ساده ای هر کدام از پارامترهای رفتاری مورد بررسی قرار گرفته در این تحقیق در اینجا به ساده ترین صورت ممکن بیان می شود.

θ_y یا دررفت تسلیم: دررفت متناظر نقطه تسلیم نمودار دوخطی.

θ_u یا دررفت نهایی: دررفت متناظر نقطه نهایی نمودار دوخطی.

F_y یا نیروی تسلیم: نیروی متناظر نقطه تسلیم نمودار دوخطی.

F_u یا نیروی نهایی: نیروی متناظر نقطه نهایی نمودار دوخطی.

K_e یا سختی الاستیک: سختی یا شیب قسمت اول نمودار دو خطی معادل.

F_e یا V_e یا نیروی الاستیک: نیروی متناظر با همان انرژی مستهلک شده در نمودار دو خطی اگر قاب الاستیک باقی میماند و سختی قاب همان سختی الاستیک ابتدای نمودار دو خطی می بود.

μ یا شکل پذیری (Ductility): نسبت دررفت نهایی به دررفت تسلیم یعنی حاصل تقسیم $\mu = \frac{\theta_u}{\theta_y}$

R یا ضریب رفتار: حاصل تقسیم نیروی الاستیک بر شصت درصد نیروی تسلیم یعنی $R = \frac{F_e}{0.6 F_y}$

$W_{backbone}$ یا انرژی معادل بکبون: مساحت زیر نمودار بکبون از دررفت صفر تا دررفت نهایی.

$W_{hysteresis}$ یا انرژی معادل هیستریزیس: مساحت زیر نمودار هیستریزیس.

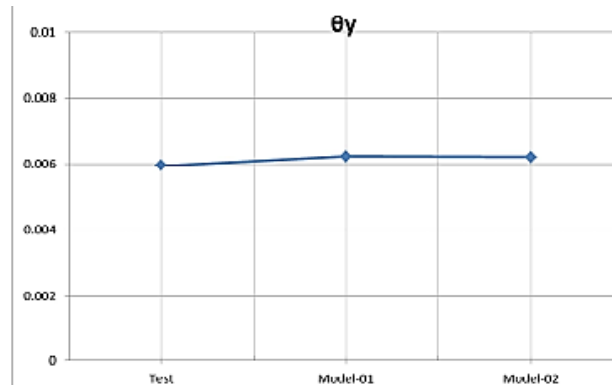
مقایسه ی رفتار نمونه های خمشی و برشی با تغییر θ_y



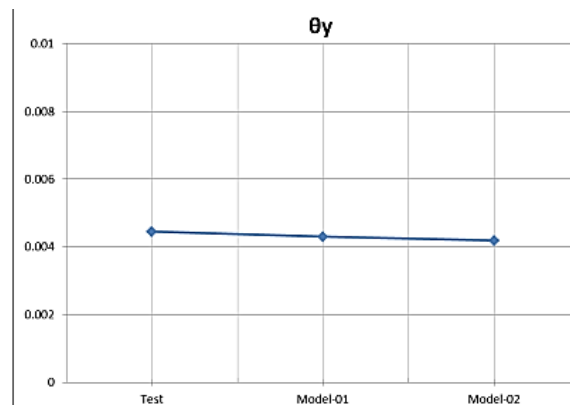
ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر



در شکل (23) نمودارهای نمونه های آزمایشگاهی و عددی مدل برشی و در شکل (24) نمودارهای نمونه های آزمایشگاهی و عددی مدل خمشی نشان داده شده است. پارامترهای رفتاری قاب ها با تغییر پارامتر θ_y در قاب های آزمایشگاهی و عددی دو نمونه برشی و خمشی نشان داده شده است. یکای θ_y رادیان است.



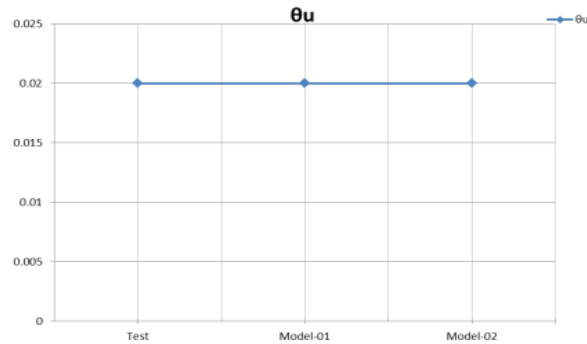
شکل (23): نمودار دریافت تسلیم نمونه آزمایشگاهی و عددی برشی



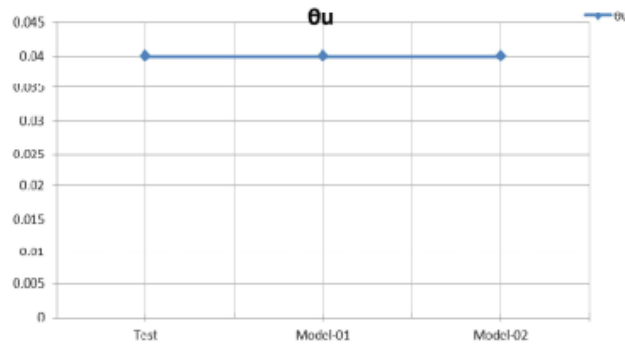
شکل (24): نمودار دریافت تسلیم نمونه های آزمایشگاهی و عددی خمشی

مقایسه ی رفتار نمونه های خمشی و برشی با تغییر θ_u

در شکل (25) نمودارهای نمونه های آزمایشگاهی و عددی نمونه برشی و در شکل (26) نمودارهای نمونه های آزمایشگاهی و عددی نمونه خمشی نشان داده شده است. پارامترهای رفتاری قاب ها با تغییر پارامتر θ_u در قاب های آزمایشگاهی و عددی دو نمونه برشی و خمشی نشان داده شده است. یکای θ_u رادیان است.



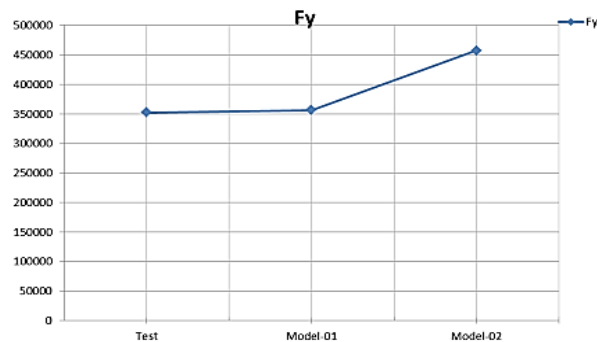
شکل (25): نمودار دریافت نهایی نمونه آزمایشگاهی و عددی برشی



شکل (26): نمودار دریافت نهایی نمونه های آزمایشگاهی و عددی خمشی

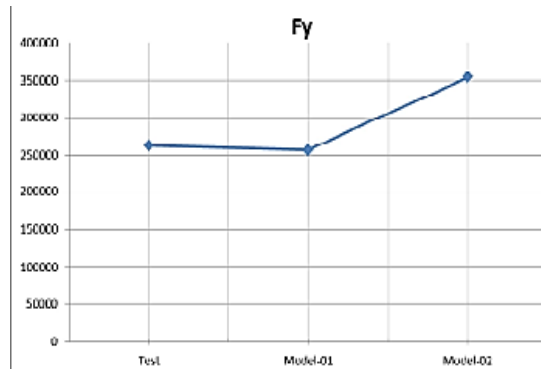
مقایسه ی رفتار نمونه های خمشی و برشی با تغییر F_y

در شکل (27) نمودارهای نمونه آزمایشگاهی و عددی نمونه برشی و در شکل (28) نمودارهای نمونه های آزمایشگاهی و عددی نمونه خمشی نشان داده شده است. پارامترهای رفتاری قاب ها با تغییر پارامتر F_y در قاب های آزمایشگاهی و عددی دو نمونه برشی و خمشی نشان داده شده است. یکای F_y پاسکال است.





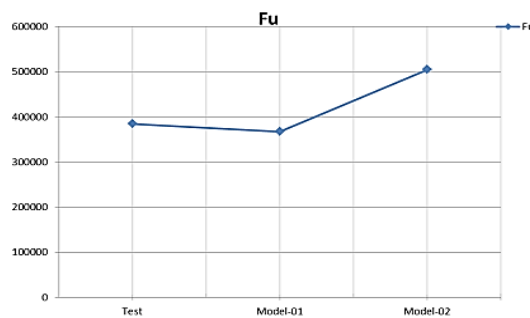
شکل (27): نمودار نیروی تسلیم نمونه آزمایشگاهی و عددی برشی



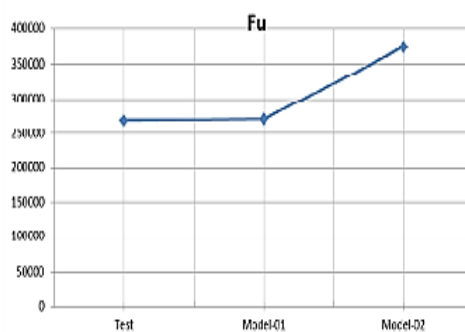
شکل (28): نمودار نیروی تسلیم نمونه های آزمایشگاهی و عددی خمشی

مقایسه ی رفتار نمونه های خمشی و برشی با تغییر F_u

در شکل (29) نمودارهای نمونه آزمایشگاهی و عددی نمونه برشی و در شکل (30) نمودارهای نمونه های آزمایشگاهی و عددی نمونه خمشی نشان داده شده است. پارامترهای رفتاری قاب ها با تغییر پارامتر F_u در قاب های آزمایشگاهی و عددی دو نمونه برشی و خمشی نشان داده شده است. یکای F_u پاسکال است.



شکل (29): نمودار نیروی نهایی نمونه آزمایشگاهی و عددی برشی

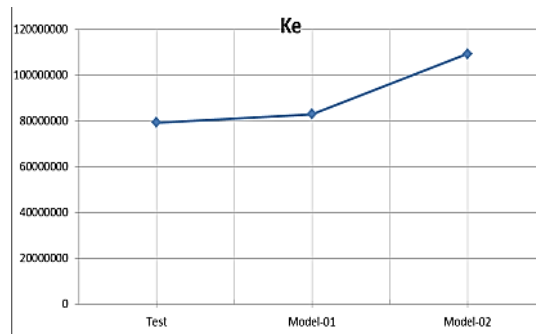




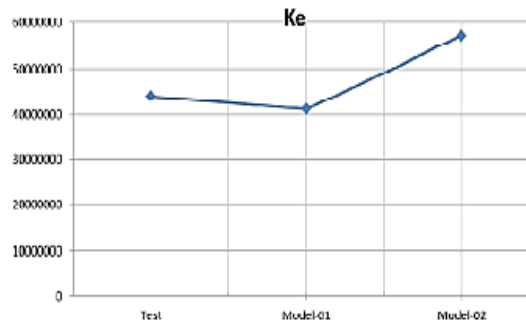
شکل (30): نمودار نیروی نهایی نمونه های آزمایشگاهی و عددی خمشی

مقایسه ی رفتار نمونه های خمشی و برشی با تغییر K_e

در شکل (31) نمودارهای نمونه آزمایشگاهی و عددی نمونه برشی و در شکل (32) نمودارهای نمونه های آزمایشگاهی و عددی نمونه خمشی نشان داده شده است. پارامتر های رفتاری قاب ها با تغییر پارامتر K_e در قاب های آزمایشگاهی و عددی دو نمونه برشی و خمشی نشان داده شده است. یکای K_e پاسکال است.



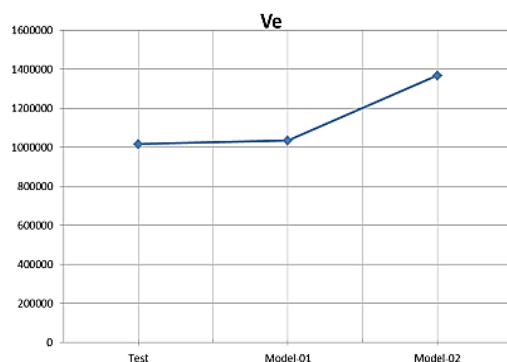
شکل (31): نمودار سختی الاستیک نمونه آزمایشگاهی و عددی برشی



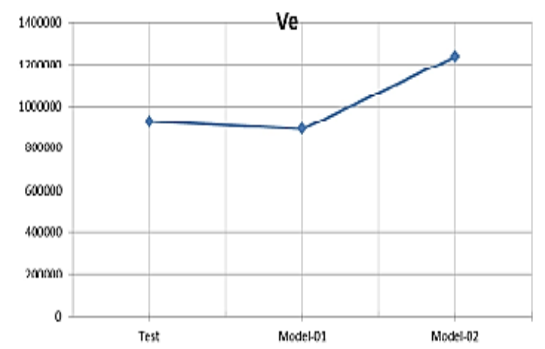
شکل (32): نمودار سختی الاستیک نمونه های آزمایشگاهی و عددی خمشی

مقایسه ی رفتار نمونه های خمشی و برشی با تغییر F_e

در شکل (33) نمودارهای نمونه آزمایشگاهی و عددی نمونه برشی و در شکل (34) نمودارهای نمونه های آزمایشگاهی و عددی نمونه خمشی نشان داده شده است. پارامتر های رفتاری قاب ها با تغییر پارامتر F_e در قاب های آزمایشگاهی و عددی دو نمونه برشی و خمشی نشان داده شده است. یکای F_e پاسکال است. در اینجا بجای F_e حرف V_e بکار رفته است.



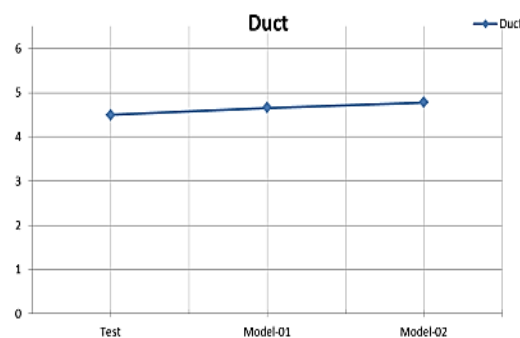
شکل (33): نمودار نیروی الاستیک نمونه آزمایشگاهی و عددی برشی



شکل (34): نمودار نیروی الاستیک نمونه های آزمایشگاهی و عددی خمشی

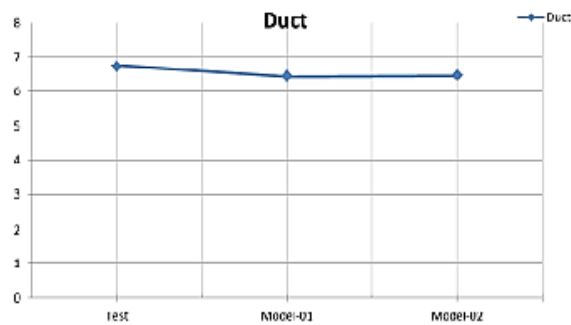
مقایسه ی رفتار نمونه های خمشی و برشی با تغییر شکل پذیری μ

در شکل (35) نمودارهای نمونه آزمایشگاهی و عددی نمونه برشی و در شکل (36) نمودارهای نمونه های آزمایشگاهی و عددی نمونه خمشی نشان داده شده است. پارامترهای رفتاری قاب ها با تغییر پارامتر μ در قاب های آزمایشگاهی و عددی دو نمونه برشی و خمشی نشان داده شده است.





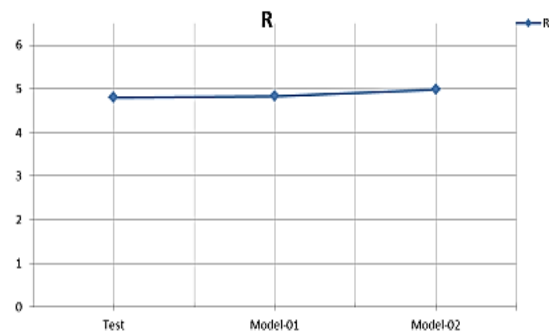
شکل (35): نمودار شکل پذیری نمونه های آزمایشگاهی و عددی برشی



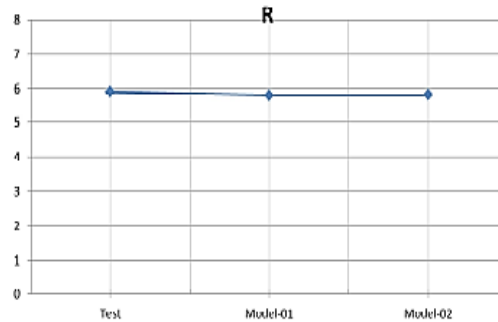
شکل (36): نمودار شکل پذیری نمونه های آزمایشگاهی و عددی خمشی

مقایسه ی رفتار نمونه های خمشی و برشی با تغییر ضریب رفتار R

در شکل (37) نمودارهای نمونه آزمایشگاهی و عددی برشی و در شکل (38) نمودارهای نمونه های آزمایشگاهی و عددی خمشی نشان داده شده است. پارامتر های رفتاری قاب ها با تغییر پارامتر R در قاب های آزمایشگاهی و عددی دو نمونه برشی و خمشی نشان داده شده است.



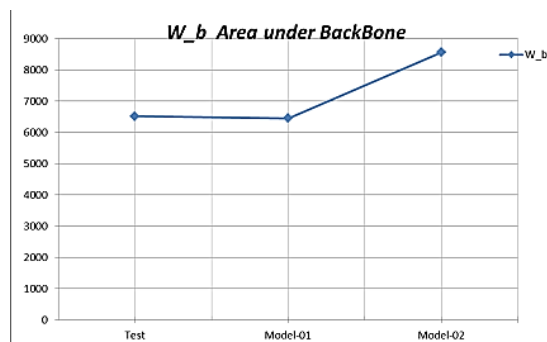
شکل (37): نمودار ضریب رفتار نمونه های آزمایشگاهی و عددی برشی



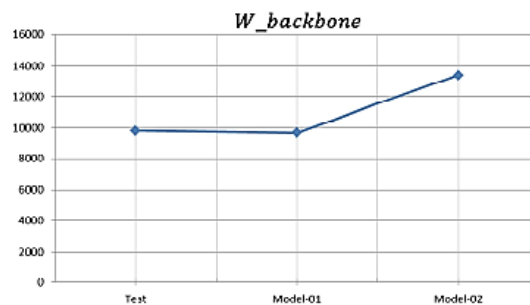
شکل (38): نمودار ضریب رفتار نمونه های آزمایشگاهی و عددی خمشی

مقایسه ی رفتار نمونه های خمشی و برشی با تغییر $W_{backbone}$

در شکل (39) نمودارهای نمونه آزمایشگاهی و عددی نمونه برشی و در شکل (40) نمودارهای نمونه های آزمایشگاهی و عددی خمشی نشان داده شده است. پارامترهای رفتاری قاب ها با تغییر پارامتر $W_{backbone}$ در قاب های آزمایشگاهی و عددی دو نمونه برشی و خمشی نشان داده شده است. یکای آن ژول است.



شکل (39): نمودار انرژی معادل نمونه های آزمایشگاهی و عددی برشی

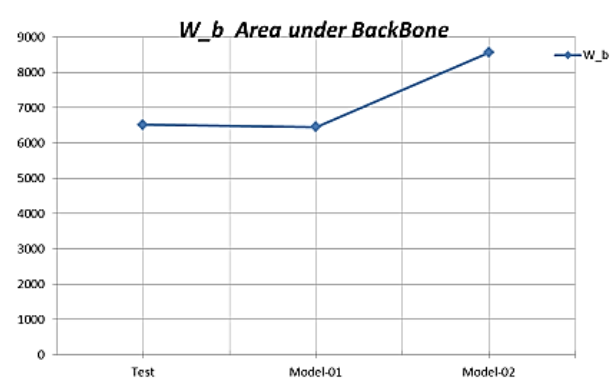


شکل (40): نمودار انرژی معادل بکبون نمونه های آزمایشگاهی و عددی خمشی

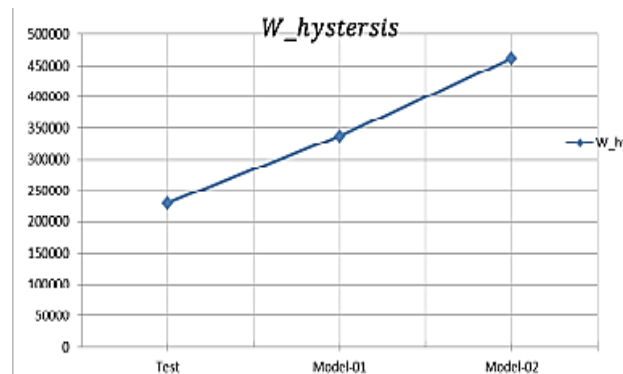


مقایسه ی رفتار نمونه های خمشی و برشی با تغییر $W_{hysteresis}$

در شکل (41) نمودارهای نمونه آزمایشگاهی و عددی نمونه برشی و در شکل (42) نمودارهای نمونه های آزمایشگاهی و عددی نمونه خمشی نشان داده شده است. پارامترهای رفتاری قاب ها با تغییر پارامتر $W_{hysteresis}$ در قاب های آزمایشگاهی و عددی دو نمونه برشی و خمشی نشان داده شده است. یکای آن ژول است.



شکل (41): نمودار انرژی معادل هیستریزس نمونه آزمایشگاهی و عددی برشی



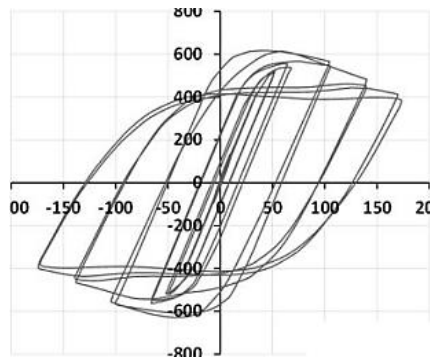
شکل (42): نمودار انرژی معادل هیستریزس نمونه های آزمایشگاهی و عددی خمشی

بررسی رفتار نمونه های خمشی و برشی با بار محوری

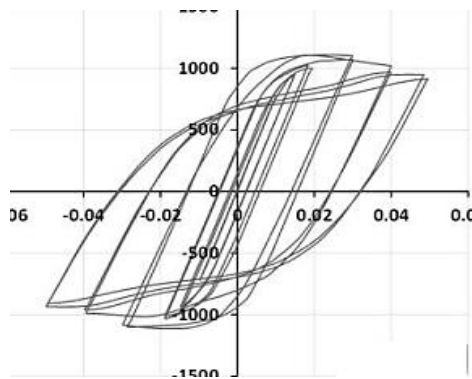
در این بخش نتایج حاصل از تجزیه و تحلیل مهاربندهای با تیر پیوند برشی و خمشی با در نظر گرفتن بار محوری بر روی 4 نمونه انجام گرفته است. برای بررسی نمودارهای هیستریزس نمونه ها در ادامه آمده است. شکل (43) و (44) نمودارهای هیستریزس نیرو تغییر مکان و لنگر انحنای نمونه اول خمشی با بار محوری روی دو ستون به مقدار 480000 پاسکال و تیر با ابعاد بزرگتر را نشان می دهد.



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

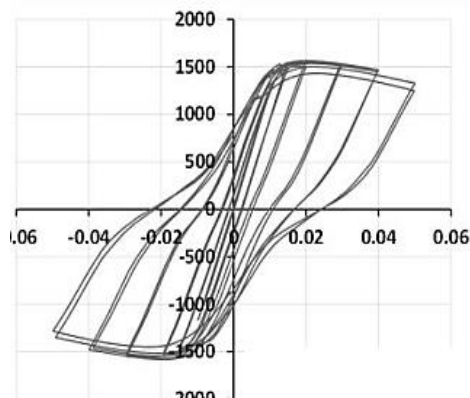


شکل (43): نمودار هیستریزیس نیرو تغییر مکان نمونه اول خمشی با بار محوری



(44): نمودار هیستریزیس لنگر انحنای نمونه اول خمشی با بار محوری

شکل (45) و (46) نمودارهای هیستریزیس نیرو تغییر مکان و لنگر انحنای نمونه دوم خمشی با بار محوری روی دو ستون به مقدار 480000 پاسکال و تیر با ابعاد کوچکتر را نشان می دهد.

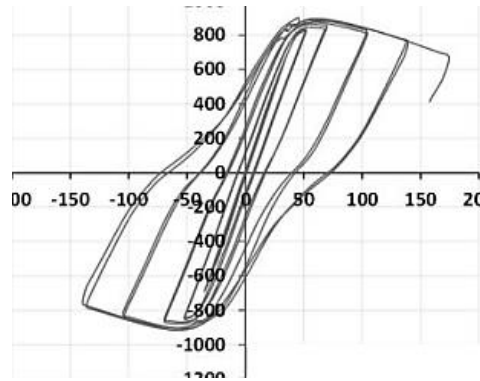




ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

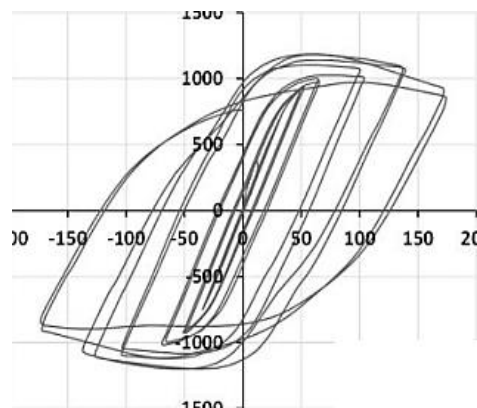


شکل (45): نمودار هیستریزیس نیرو تغییر مکان نمونه دوم خمشی با بار محوری



(46): نمودار هیستریزیس لنگر انحنای نمونه دوم خمشی با بار محوری

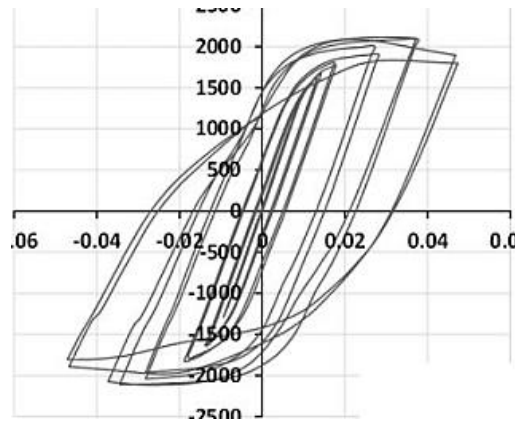
شکل (47) و (48) نمودارهای هیستریزیس نیرو تغییر مکان و لنگر انحنای نمونه اول برشی با بار محوری روی دو ستون به مقدار 480000 پاسکال و تیر با ابعاد کوچکتر را نشان می دهد.



شکل (47): نمودار هیستریزیس نیرو تغییر مکان نمونه اول برشی با بار محوری

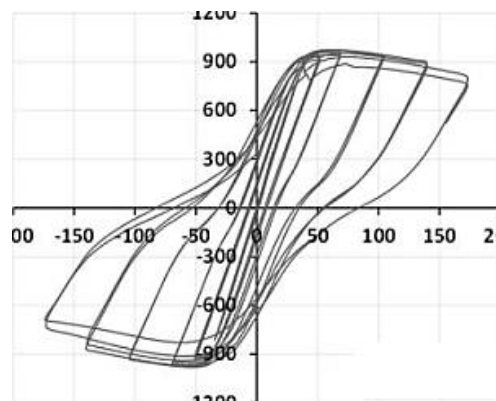


ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

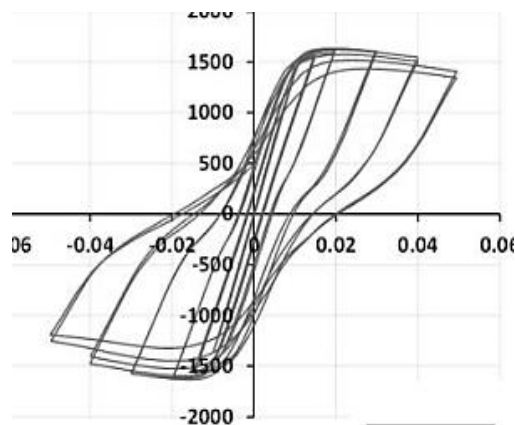


شکل (48): نمودار هیستریزیس لنگر انحنای نمونه اول برشی با بار محوری

شکل (49) و (50) نمودارهای هیستریزیس نیرو تغییر مکان و لنگر انحنای نمونه دوم برشی با بار محوری روی دو ستون به مقدار 480000 پاسکال و تیر با ابعاد کوچکتر را نشان می دهد.



شکل (49): نمودار هیستریزیس نیرو تغییر مکان نمونه دوم برشی با بار محوری





ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

شکل (50): نمودار هیستریزیس لنگر انحنای نمونه دوم برشی با بار محوری

نتایج

در پایان نامه حاضر رفتار دو مدل با مهاربند واگرا با تیر پیوند دوبل با رفتار برشی و خمشی مورد مقایسه قرار گرفته است. مهاربند تحت بارگذاری تناوبی مورد ارزیابی قرار گرفت. با نرم افزار آباکوس تحلیل و مدلسازی انجام گرفت. نتایج پایان نامه حاضر عبارتند از:

- در نمونه باتیر پیوند برشی مشخص شد که قاب برشی رفتار نامناسبی از نظر شکل پذیری دارد و می توان در مناطق با لرزه خیزی کم و متوسط می توان از این نوع قاب استفاده کرد. نمونه قاب خمشی رفتار بهتری دارد. و در مناطق با لرزه خیزی بالا نیز می تواند رفتار مناسبی داشته باشد و مورد استفاده قرار گیرد.
- رفتار مهاربند با تیر پیوند خمشی معقول و مناسب به نظر می رسد چرا که ضریب رفتار و شکل پذیری نزدیک به 7 عدد بسیار خوبی است. لیکن با توجه به مقدار دررفت نهایی قاب که به 4 درصد محدود شد (یعنی افت نیروی مقاوم قاب در دررفت های بالاتر زیاد بود) و پارگی پیشرونده تیر پیوند که در دررفت درصد آغاز شد لذا کاربرد این نوع سازه لرزه بر در ساختمان های دارای اهمیت خاص، سازه های با شکل پذیری ویژه (قاب های ویژه) و ساختمان های موجود در مناطق با لرزه خیزی زیاد و بسیار زیاد درست به نظر نمی رسد
- نمونه با تیر پیوند خمشی مشخص شد که بجز افزایش قابل پیش بینی سختی و نیروی مقاوم تسلیم، الاستیک و نهایی قاب و افزایش انرژی مستهلک شده، پارامتر های دیگر بخاطر تغییر مقطع تیر دبل تغییرات محسوسی نداشتند
- نتایج حاصل از نمونه های با بار محوری نشان داد تغییر نمودار هیستریزیس نمونه های با تغییر مقطع تیر عوض می شود. در مهاربندهای با تیر پیوند با ابعاد بزرگتر رفتار هیستریزیس بهتری به نسبت نمونه های با ابعاد تیر کوچک تر بدست آمد.
- از مدلسازی عددی نمونه برشی نتیجه گیری شد که بارگذاری تا جابجایی 72 میلی متر و تعداد 32 سیکل طبق پروتکل بارگذاری انجام گرفت.
- بعنوان جمع بندی نتایج می توان اظهار داشت نمونه مهاربند خمشی رفتار بهتری از نمونه برشی دارد. تعداد سیکلهایی که مهاربند خمشی تحمل کرد 32 سیکل و مقدار جابجایی 72 میلیمتر بود اما تعداد سیکل مهاربند برشی 24 سیکل و مقدار جابجایی 24 میلیمتر بود. به وضوح می توان نتیجه گیری کرد که مهاربند خمشی رفتار بسیار بهتری از نظر شکل پذیری نسبت به نمونه مهاربند برشی دارد.

منابع و مراجع



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر



- [1]. "آئین نامه سازه‌های فولادی AISC". ترجمه سید رسول میرقادری، انتشارات جهاد دانشگاهی واحد صنعتی اصفهان، چاپ دهم، 1382.
- [2]. امیر حسین سلیمانپور، فریدون اربابی. «مطالعه رفتار لرزه‌های قابهای مهاربندی شده کمانش ناپذیر». «مجله علمی پژوهشی عمران مدرس». دوره دهم، شماره 2، تابستان 1389.
- [3]. آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد 2800، کمیته بازنگری آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی، 1393 شمسی.
- [4]. رضا رهگذر، حامد صفاری و عباس زارع زاده. «بررسی نقش سخت کننده ها و پارامترهای تیرپیوند بر شکل پذیری و مقاومت نهایی سیستم مهاربندی واگرا (ebf)».
- [5]. زهرایی، «مطالعه تحلیلی رفتار لرزه ای قاب های مهاربندی شده زانویی»، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، سال چهارم، شماره دوم، بهار 1387.
- [6]. سایت رسمی مرکز لرزه نگاری کشوری، موسسه ژئوفیزیک دانشگاه تهران، <http://irsc.ut.ac.ir>
- [7]. طرح و اجرای ساختمان های فولادی، مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، دفتر مقررات ملی ساختمان 1392 شمسی
- [8]. محسنعلی شایانفر، علیرضا رضائیان، سینا طاهرخانی. «معرفی و بررسی رفتار لرزه ای قاب مهاربندی شده واگرا با پیوند جفت» نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد. سال پنجم - شماره 1 سوم - تابستان 1387
- [9]. محسنعلی شایانفر، محمدعلی برخوردار، محمدقاسم وتر، علیرضا رضائیان. «بررسی رفتار لرزه‌های قابهای مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم مرکب» نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد. سال پنجم - شماره 1 پنجم - بهار و تابستان 1388.
- [10]. موسی مظلوم و علی سینا صالحپور. «بررسی مقاومت و رفتار تیر پیوند به ستون در مهاربندهای واگرا به روش اجزای محدود». نشریه مهندسی عمران و محیط زیست، جلد 44، شماره 2، تابستان 1393.
- [11]. مینور - واکاباشی، «ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله»، ترجمه محمد مهدی سعادت پور، انتشارات دانشگاه صنعتی اصفهان، چاپ دهم، 1382.
- [12]. وتر، م. ق. و " (1378). Bauwkamp, w.g. رفتار لرزه ای، طرح و تحلیل قابهای مهاربندی شده غیر هم محور با مفاصل برشی قائم" پژوهشنامه زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تابستان.
- [13]. Atc, atc-24, "guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures." redwood city, ca: applied technology council (1992).
- [14]. Atc. Guidelines for seismic testing of components of steel structures report-24. Applied technology council; 199
- [15]. Fema273. Nehr p guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. In: prepared by the national institute of building sciences for the federal emergency management agency; 1997.
- [16]. Fema356. prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Prepared by the american society of civil engineering for the federal emergency management agency; 2000.
- [17]. Hibbett, karlsson, and sorensen. abaqus/standard: user's manual. Vol. 1. Hibbett, karlsson & sorensen, 1998.
- [18]. Krawinkler, helmut. "loading histories for cyclic tests in support of performance assessment of structural components." the 3rd international conference on advances in experimental structural engineering, san francisco. 2009.



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر



- [19]. Mapping global earthquake hazard and risk prof. Domenico giardini eth zurich,iaspei president iahs–iapso–iaspei joint general assembly gothenburg, july, 2013
- [20]. *Preliminary earthquake reconnaissance report on the june 22, 2002 changureh (avaj), iran earthquake". International institute of earthquake engineering and seismology. 2002-07-19. Retrieved december 30, 2008.*
- [21]. Seyed-nabavi m, 1979. Seismic activity in iran 1963~1970. J earth a,d space. Phys (tehran university)
- [22]. Venture, sac joint. "protocol for fabrication, inspection, testing, and documentation of beam-column connection tests and other experimental specimens." rep. No. Sac/bd-97 2 (1997).