



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امید

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

سازه و فولاد

نشانی:

بزرگراه شیخ فضل ا. نوری - فاز ۲ شهرک
فرهنگیان - خیابان نارگل - خیابان مروی
خیابان حکمت - مرکز تحقیقات راه، مسکن و
شهرسازی - بخش سازه
انجمن سازه‌های فولادی ایران

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

www.iss.ir
www.journalisss.ir

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

info@iss.ir

دکتر علی اکبر آقا کوچک	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر مجتبی ازهری	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه صنعتی اصفهان
دکتر حسین باقرنژاد	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه ماینز آلمان
دکتر ابراهیم ثنایی	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه علم و صنعت ایران
دکتر فرهاد دانشجو	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه تربیت مدرس
دکتر رضا رازانی	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه فنی شیراز
دکتر مجید صادق آذر	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه تهران
دکتر سعید صبوری	(دانشیار مهندسی عمران)	دانشگاه خواجه نصیر الدین طوسی
دکتر حجت عادل	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه اوهایو آمریکا
دکتر مهدی فرشاد	(استاد مهندسی عمران)	انستیتوی تکنولوژی فدرال سوئیس
دکتر شمس‌الدین میردامادی	(استاد مهندسی مواد)	دانشگاه علم و صنعت
دکتر فرزاد نعیم	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه کالیفرنیا جنوبی آمریکا
دکتر سید احمد نور بخش	(استاد مهندسی مکانیک)	دانشگاه تهران
دکتر هشیار نوشین	(استاد مهندسی عمران)	دانشگاه ساری انگلیس

انجمن سازه‌های فولادی ایران

سازه و فولاد

اعتبار علمی و پژوهشی

کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران در تاریخ ۱۳۸۳/۱۱/۳ موافقت خود در خصوص اعطای درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران را طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود و طی نامه شماره ۳/۱۱/۸۴۴ مورخ ۸۸/۵/۱۲ مجوز تمدید درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد اعطا گردید. همچنین به موجب قانون مطبوعات، وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی، پروانه انتشار این مجله را به شماره ۹۱/۳۳۷۰۱ در تاریخ ۱۳۹۱/۱۱/۱۶ صادر کرده است.

سال پانزدهم - شماره‌ی بیست و دوم

پائیز و زمستان ۱۳۹۶

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

۱. پایگاه استنادی علوم جهان اسلام (ISC) <http://www.srlst.com>

۲. پایگاه اطلاعات جهاد دانشگاهی (SID) <http://www.SID.ir>

۳. بانک اطلاعات نشریات کشور (Magiran) <http://www.magiran.com>

فهرست

انجمن سازه‌های فولادی ایران..... ۲

ارزیابی پایداری ورق‌ها، کمانش کلی ستون‌ها و کمانش پیچشی-جانبی تیرهای فولادی تقویت شده با ورق‌های GFRP به روش الگوسازی اجزاء محدود ۵
Stability Behavior of Steel Plates and Sections Retrofitted with GFRP Plates using Finite Elements Modeling
حسین عموشاهی، محمد قاسمی تبار

ارزیابی رفتار سازه‌های فولادی مهاربندی نامتقارن با سیستم جداساز لرزه‌ای ۲۵
Evaluation of the Seismic Behavior of Asymmetric Base Isolated Braced Steel Structures
علی منصوری، فرزاد مشکین فام حصاری

ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های فولادی با مهاربندهای ضد کمانش دارای هسته فولادی و هسته با مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی (GFRP) ۳۹
Evaluation of Steel Frames Equipped with Buckling Restrained Braces (BRB) with Steel Core and Shape Memory Alloy (SMA) core
فتاح تجلی، علی گل افشار

ارزیابی عددی قاب‌های خمشی فولادی با عملکرد بهبود یافته برشی با ایجاد شیارهایی در میانه تیر ۵۱
Numerical Evaluation of Steel moment resisting frames with improved shear performance by slitting middle of the beam
کیارش محتشم دولتشاهی، علی غروی، سید رسول میرقادری، محمدتقی نیکوکلام

تحلیل و بررسی رفتار پانل‌های ساندویچی کنگره‌ای تحت اثر بارهای انفجاری ۶۱
The Analysis of Corrugated Panels Subjected to Blast Loadings
سهیل سبزواری، فرزاد شهبان مقدم، یونس نوری

رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی با تیرهای با مقطع کاهش یافته ۷۱
Seismic Behavior of Steel Moment Frames with Reduced Beam Sections
امین قلی زاد، مهدی سعدآبادی فراهانی

عملکرد لرزه‌ای اتصالات ورق انتهایی با پیچ‌های بلند با حذف ورق پیوستگی ۸۷
Cyclic performance of end plate connections with rod-bolt and removing continuous plate
اشکان آقارفعی، میر حمید حسینی

شیوه نگارش ۹۶

فرم عضویت ۹۷

به نام خالق هستی

فولاد به عنوان مصالحی با مقاومت و دوام بالا و قابلیت شکل‌پذیری از دیر باز نقش عمده در شکل‌گیری تمدن بشری ایفا کرده است، در جوامع مسلمانان نیز بر اساس توصیفات که در قرآن کریم از فولاد به عمل آمده و از آن به عنوان مصالحی با مقاومت بسیار بالا که منفع فراوانی برای مردم دارد یاد شده، همواره از جایگاه خاصی برخوردار بوده است.

امروز با وجود تولید مصالح جدید و پیشرفت‌های که در این زمینه حاصل شده فولاد کماکان به دلیل اقتصادی بودن و سهولت به کارگیری و سایر خصوصیات مثبت توانسته موقعیت خود را در صنایع حفظ کند. به تریبی که روز به روز بر مصرف آن در جهان افزوده شده است به طوری که مصرف سرانه فولاد در هر کشور به عنوان شاخصی از توسعه یافتگی آن کشور مطرح است. ایران نیز به عنوان کشوری در حال توسعه با هرم جمعیتی خاص که نیاز روز افزونی به مسکن دارد با مصرف رو به رشد فولاد مواجه است به طوری که مصرف فولاد در بخش عمران و صنعت در کشور ما به رقمی حدود هشت میلیون تن در سال می‌رسد و این روند روبه رشد وجود نهادهایی را می‌طلبد که بر خدادهای و اقدامات زیر نظارت داشته و آن را به انجام برسانند:

۱. تدوین روش‌های نوین و ارتقای دانش فنی در زمینه سازه‌های فولادی
۲. مدیریت، سامان‌دهی و تعیین راهبردهای تحقیقاتی با توجه به نیاز کشور
۳. اصلاح و توسعه آیین‌نامه‌های مرتبط
۴. رفع اشکالات جامعه مهندسی و به روز نگه داشتن دانش آموختگانی که سال‌ها از دانشگاه دور بوده اند در تمامی زمینه‌های طراحی، نظارت و اجرا.
۵. وارد کردن مباحث اجرایی و کاربردی در دوره‌های دانشگاهی و تقویت ارتباط دانشگاه و صنعت.
۶. تکمیل آموزش در سطوح مختلف نظیر کارگران، استادکاران، فن‌ورزان، راه‌های میانی و سطوح عالی.

در این راستا با همت اساتید محترم دانشگاهی عضو انجمن در مورخ ۸۳/۱۱/۳ از طریق کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران مجوز علمی و پژوهشی مجله سازه و فولاد، تحت امتیاز انجمن سازه‌های فولادی ایران به شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ صادر شد.

بدینوسیله از کلیه مهندسین و پژوهشگران محترم دعوت می‌شود که با ارسال مقالات علمی پژوهشی خود ما را در تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران



ارزیابی پایداری ورق‌ها، کمانش کلی ستون‌ها و کمانش پیچشی-جانبی تیرهای فولادی تقویت شده با ورق‌های GFRP به روش الگوسازی اجزاء محدود

حسین عموشاهی^{۱*}، محمد قاسمی تبار^۲

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه اصفهان، اصفهان

۲- کارشناس ارشد، مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی دانش پژوهان اصفهان، اصفهان

* اصفهان، صندوق پستی ۷۳۴۴۱-۸۱۷۴۶، h.amoushahi@eng.ui.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۳/۲۳، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۹/۲۱)

چکیده

کمانش موضعی ورق‌ها، کمانش ستون‌های توخالی و کمانش پیچشی-جانبی تیرهای I شکل از جمله آسیب پذیری‌های عضوهای فولادی در برابر کمانش هستند. در این پژوهش به کمک نرم افزار اجزاء محدود ABAQUS، تاثیر ورق‌های GFRP در بهبود رفتار پایداری ورق‌ها و مقطع‌های فولادی ارزیابی گردیده است. نتیجه‌ها نشان می‌دهد استفاده از ورق‌های GFRP در تقویت ورق‌های فولادی منجر به افزایش ظرفیت کمانش آن‌ها به ویژه برای ورق‌های با نسبت لاغری بالاتر می‌گردد. همچنین، بکارگیری این روش در تقویت ستون منجر به افزایش ظرفیت حمل بار آن می‌گردد و برای مقاوم سازی تیرهای I شکل، در به تاخیر انداختن کمانش پیچشی-جانبی به ویژه زمانی که از بال و جان با نسبت پهنا به ضخامت بالاتری در مقطع استفاده شده باشد، موثر است.

واژگان کلیدی

کامپوزیت‌های GFRP، عضوهای فولادی، کمانش، تقویت کردن، نرم افزار ABAQUS

Stability Behavior of Steel Plates and Sections Retrofitted with GFRP Plates using Finite Elements Modeling

H. Amoushahi, M. Ghasemitabar

Abstract

Local buckling of steel plates, buckling of hollow columns and lateral-torsional buckling of I-shaped beams are some of the vulnerabilities of steel members against buckling. In this study, the effect of GFRP plates on improvement of stability behavior of steel plates and sections was evaluated using ABAQUS finite element software. The results indicate that using GFRP plates for strengthening steel plates leads to an enhancement in their buckling capacity, particularly for plates with higher slenderness ratio. Also, strengthening columns with GFRP plates leads to enhancement in their load carrying capacity and for retrofitting of I-shaped beams by increasing critical buckling load can be effective to delay lateral-torsional buckling, specially when the flange and web have a higher width-to-thickness ratio.

Keywords

GFRP composites, Steel members, Buckling, Strengthening, ABAQUS software



این روش در تقویت تیر موجب افزایش قابل توجه ظرفیت کمانش جان مقطع، زمانی که از ورق CFRP در هر دو لبه جان استفاده می‌شود، خواهد شد. El-Tawil و همکارانش [۴] نیز در سال ۲۰۱۱، به کمک نمونه‌های آزمایشگاهی نشان دادند با بکارگیری ورق CFRP در ناحیه مفصل خمیری عضوهای خمشی، می‌توان با بهبود رفتار سازه‌ای از وقوع کمانش موضعی جلوگیری کرد.

Kabir و Seif [۵] در سال ۲۰۱۰، اقدام به بررسی دو نمونه تیر I شکل تقویت شده به وسیله ورق‌های FRP نمودند. در نمونه اول هر دو لبه تیر و در نمونه دوم تنها لبه پایینی تقویت گردید. نتیجه‌ها نشان داد که با تقویت لبه‌های تیر I شکل می‌توان به طور قابل توجهی ظرفیت کمانش پیشگی-جانبی تیر را افزایش داد. Ghafoori و Motavalli [۶] نیز در سال ۲۰۱۵، با ارزیابی تاثیر مقدار پیش تنیدگی ورق‌های CFRP بر رفتار کشسانی خطی و همچنین، مقاومت کمانش پیشگی-جانبی تیرهای فولادی، نشان دادند پیش تنیدگی این ورق‌ها تاثیر قابل توجهی بر افزایش مقاومت کمانش تیرهای تقویت شده دارد.

در زمینه تقویت ورق‌های فولادی به وسیله کامپوزیت‌های FRP، Siddique و El Damatty [۷] در سال ۲۰۱۲ اقدام به ارزیابی میزان افزایش ظرفیت کمانش آن‌ها در نتیجه چسباندن ورق‌های GFRP^۳، با بکارگیری یک الگو المان محدود نمودند. در این پژوهش، ورق‌ها با سه و نیز چهار لبه با تکیه‌گاه مفصلی در نظر گرفته شد. نتیجه‌ها نشان می‌دهد استفاده از ورق‌های GFRP تاثیر بیشتری بر افزایش ظرفیت کمانش ورق‌های با سه لبه با تکیه‌گاه ساده خواهد داشت. ایشان در پژوهشی دیگر در سال ۲۰۱۳ [۸]، به کمک همان الگو المان محدود نشان دادند که می‌توان با تقویت تیرهای فولادی با پهن به وسیله ورق‌های GFRP، اقدام به مهاربندی لبه فشاری که در معرض کمانش موضعی قرار دارد نمود.

از جمله دیگر موارد استفاده از کامپوزیت‌های FRP، بکارگیری آن‌ها در تقویت عضوهای فشاری سازه‌های فولادی نظیر ستون‌ها و مهاربندها است. در این راستا Park و همکارانش [۹] در سال ۲۰۱۳، اقدام به ارائه نتیجه‌های آزمایشگاهی و تحلیلی بارگذاری محوری مقطع‌های ستون مربعی توخالی فولادی تقویت شده به وسیله ورق‌های CFRP نمودند. نتیجه‌ها نشان داد که با بکارگیری این روش در تقویت ستون می‌توان با به تاخیر انداختن کمانش موضعی در دو لبه موازی مقطع ستون، ظرفیت حمل بار محوری ستون را افزایش داد. همچنین، Ritchie و همکارانش [۱۰] در سال ۲۰۱۴، به منظور افزایش

در بعضی از عضوهای سازه‌های فولادی ممکن است پیش از آن که تنش‌ها بر اساس معیار مقاومت به حد تنش تسلیم برسند یا در نقاط مختلف سازه مفصل خمیری تا آستانه گسیختگی تشکیل شود، کمانش اتفاق بیفتد. کمانش به معنای ناپایداری عضو، تحت اثر تغییر شکل‌های جانبی زیاد به علت نیروها و یا تنش‌های فشاری می‌باشد. با توجه به اهمیت موضوع کمانش در مبحث پایداری سازه‌ها، آیین‌نامه‌ها توجه ویژه‌ای به مسئله ناپایداری موضعی و کلی داشته‌اند. از اینرو، پژوهشگران نیز روش‌های متنوعی را به منظور تقویت و مقاوم سازی عضوهای سازه‌های فولادی در برابر کمانش استفاده نموده‌اند.

استفاده از کامپوزیت‌های FRP به عنوان روشی نوین برای تقویت عضوهای سازه‌های فولادی در سال‌های اخیر مطرح شده است. بکارگیری این روش دارای مزیت‌هایی نسبت به روش‌های مرسوم و متداول تقویت سازه‌های فولادی نظیر اتصال ورق‌های فولادی اضافی با پیچ یا جوش به مقطع می‌باشد. کامپوزیت‌های FRP دارای نسبت مقاومت به وزن بالایی هستند، به راحتی خم می‌شوند و در سطح سازه‌های فولادی قرار می‌گیرند [۱]. این در حالی است که اتصال ورق‌های فولادی اضافی به منظور تقویت سازه به دلیل وزن سنگین ورق‌ها و انعطاف پذیر نبودن آن‌ها مشکل‌هایی را به همراه دارد.

کاربرد کامپوزیت‌های FRP^۱ در مهندسی عمران در طی دو دهه گذشته محدود به تقویت و مقاوم سازی سازه‌های بتنی بوده است. به تازگی استفاده از این مواد به عنوان روشی نوین برای تقویت عضوهای سازه‌های فولادی مطرح گردیده و پژوهش‌های متنوعی در این زمینه انجام شده است که مهم ترین آن‌ها متوجه استفاده از کامپوزیت‌های FRP در افزایش مقاومت جزءهای مقطع‌های سازه‌های فولادی در برابر کمانش بوده است.

در این زمینه می‌توان به پژوهش Earls و Accord [۲] در سال ۲۰۰۶ اشاره کرد. این پژوهش بر روی استفاده از روشی مبتنی بر اضافه کردن ورق‌های FRP، جهت مهاربندی جزءهای سطح مقطع تیر I شکل فولادی در برابر کمانش موضعی متمرکز شد. نتیجه‌ها نشان داد استفاده از ورق‌های FRP در تقویت تیر کنسول، می‌تواند به مهاربندی جزءهای سطح مقطع تیر در برابر وقوع کمانش موضعی کمک کند. در پژوهشی دیگر Zhao و AI-Mahaidi [۳] در سال ۲۰۰۹، با انجام آزمایش‌هایی بر روی تیرهای فولادی سبک تقویت شده با چیدمان مختلف کامپوزیت CFRP^۲ تحت نیروهای تکیه‌گاهی انتهایی، نشان دادند استفاده از



مقاومت محوری ستون با مقطع I شکل اقدام به بررسی رفتار کمانش کلی نمونه‌ها در نتیجه چسباندن ورق‌های CFRP به بال مقطع نمودند. در پژوهشی دیگر Gao و همکارانش [۱۱] در سال ۲۰۱۳، به منظور بررسی تاثیر نوارهای CFRP بر رفتار کمانش کلی بادهای فولادی لوله‌ای دایره‌ای بلند، با انجام آزمایش‌هایی نشان دادند با استفاده از نوارهای CFRP در پوشاندن دور تا دور بادهای می‌توان مقاومت و سختی آن را به طور قابل توجهی افزایش داد.

در پژوهش حاضر به ارزیابی رفتار پایداری ورق‌ها و مقطع‌های فولادی تقویت شده به وسیله ورق‌های CFRP، پرداخته شده است. کمانش موضعی ورق‌ها، کمانش پیچشی- جانبی تیرهای I شکل و کمانش ستون‌های توخالی از جمله آسیب پذیری‌های عضوهای فولادی در برابر کمانش هستند که در این پژوهش مورد بررسی قرار گرفته‌اند. برای ورق‌های فولادی با در نظر گرفتن دو نوع ورق مستطیلی و مربعی، تاثیر پارامترهایی نظیر شرایط مرزی و نسبت پهنا به ضخامت ورق فولادی مورد ارزیابی قرار گرفته است. در ادامه با بررسی پنج نمونه تیر فولادی I شکل اقدام به ارزیابی تاثیر ابعاد مقطع بر ظرفیت کمانش پیچشی- جانبی تیرهای I شکل تقویت شده با چیدمان مختلف ورق CFRP شده است. همچنین، تاثیر نوع

مقطع ستون فولادی و بررسی نحوه چیدمان ورق GFRP با ضخامت‌های مختلف در مقطع ستون از موارد بررسی در زمینه ارزیابی رفتار کمانشی ستون‌های تقویت شده مورد پژوهش می‌باشد. برای کلیه نمونه‌های مورد بررسی تاثیر افزایش ضخامت ورق GFRP بر افزایش ظرفیت کمانش نمونه تقویت شده نیز ارزیابی گردیده است.

۲- معرفی نمونه‌های مورد بررسی

در این قسمت مشخصه‌های هندسی نمونه‌های مورد پژوهش برای ورق‌ها، تیر I شکل و ستون فولادی و نیز نحوه تقویت آن‌ها با ورق GFRP آورده شده است

۲-۱- ورق‌های فولادی

نمونه‌های مورد پژوهش شامل دو نمونه ورق فولادی مستطیلی (نوع I) و مربعی (نوع II) می‌باشد. برای هر دو نوع ورق‌ها، طول و عرض ورق ثابت نگاه داشته شده و ضخامت آن متغیر در نظر گرفته شده است. شرایط تکیه‌گاهی مختلفی نیز برای ورق فولادی در نظر گرفته شده و ورق تحت تاثیر نیروهای فشاری در جهت محور x قرار گرفته است. مشخصه‌های هندسی و شرایط مرزی ورق‌های فولادی نوع I و II به ترتیب در جدول (۱) و (۲) ارائه گردیده است.

جدول ۱- مشخصه‌های هندسی و شرایط مرزی ورق نوع I

شرایط مرزی در لبه‌ها				ابعاد (mm)	نمونه
مفصلی	گیردار	گیردار هدایت شونده	آزاد		
abcd	---	---	---		ISSSS
---	abcd	---	---		ICCCC
bd	ac	---	---		ISCSC
ac	bd	---	---		ICSCS
bd	---	ac	---		ISGSG
---	bcd	---	a		ICCCF
---	c	---	a		ISCSF
---	---	c	a		ISGSF

جدول ۲- مشخصه‌های هندسی و شرایط مرزی ورق نوع II

شرایط مرزی در لبه‌ها				ابعاد (mm)	نمونه
مفصلی	گیردار	گیردار هدایت شونده	آزاد		
abcd	---	---	---		IICCCC
bd	ac	---	---		IISCSC
ac	bd	---	---		IICSCS
bd	---	ac	---		IISGSG
---	bcd	---	a		IISSSF
---	bcd	---	a		IICCCF
---	c	---	a		IISCSF
---	---	c	a		IISGSF

برای تقویت جان نمونه‌ها ۲۸ cm انتخاب گردید. طول ورق GFRP نیز برای تمامی نمونه‌ها به اندازه طول دهانه تیر در نظر گرفته شده است. تیر در دو انتها دارای تکیه‌گاه مفصلی بوده و فرض شده تنها در دو انتها دارای مهار جانبی است. همچنین، تیر I شکل تحت بار گسترده یکنواخت بر روی بال خود قرار گرفته است.

۲-۳- ستون‌های فولادی

نمونه‌های مورد پژوهش شامل چهار نمونه ستون متشکل از یک ستون کوتاه و سه نمونه ستون بلند با مشخصه‌های هندسی مطابق با جدول (۴) می‌باشد. ستون کوتاه مورد بررسی مشابه نمونه مورد استفاده در آزمایش Park و همکارانش [۹] انتخاب شده است. همچنین، سایر الگوها به صورت اختیاری و به منظور بررسی تاثیر نوع مقطع و مقادیرهای متفاوت لاغری بال و جان آن در نتیجه‌ها انتخاب گردیده‌اند. ستون در دو انتها دارای تکیه‌گاه مفصلی بوده و تحت نیروی محوری فشاری که بر سطح مقطع آن اعمال شده، قرار گرفته است. برای ستون‌های با مقطع قوطی شکل، چهار حالت چیدمان ورق GFRP مطابق شکل (۲) و برای ستون‌های با مقطع I شکل سه حالت چیدمان مطابق شکل (۳) در نظر گرفته شده است. همچنین، از ورق GFRP ضخامت‌های متغیر ۹/۵ mm، ۱۲/۵ mm، ۱۵/۵ mm و ۱۹ mm مطابق پژوهش Siddique و El Damatty [۷] برای تقویت ستون‌ها استفاده شده است.

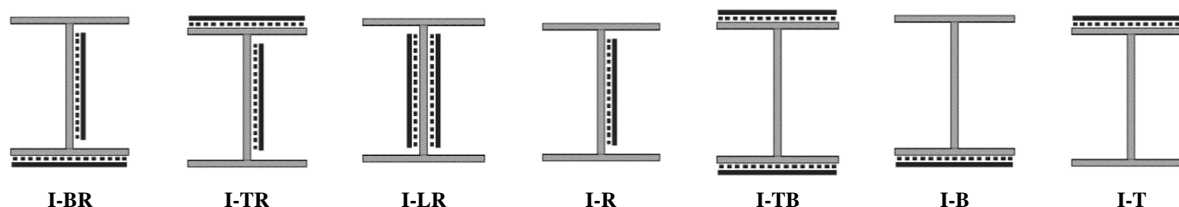
از ورق GFRP با ضخامت‌های متغیر ۹/۵ mm، ۱۲/۵ mm، ۱۵/۵ mm و ۱۹ mm برای تقویت ورق‌های فولادی استفاده شده است. اندازه هر دو نوع ورق‌های مستطیلی و مربعی و ضخامت در نظر گرفته شده برای ورق‌های GFRP، مطابق پژوهش Siddique و El Damatty [۷] لحاظ گردیده‌اند. همچنین، فرض شده که ورق GFRP تمام سطح ورق فولادی را بپوشاند. بنابراین، طول و عرض ورق GFRP مشابه ورق‌های فولادی خواهد بود.

۲-۲- تیرهای I شکل

نمونه‌ها شامل پنج تیر I شکل شامل چهار تیر ورق و یک نیم‌رخ IPE با مشخصه‌های هندسی مطابق با جدول (۳) می‌باشد. در حالت کلی ۷ نوع چیدمان ورق GFRP با ضخامت‌های ۶/۳۵ mm، ۹/۵ mm، ۱۲/۵ mm و ۱۵/۵ mm بررسی شده است. ضخامت در نظر گرفته شده برای ورق GFRP مطابق پژوهش Siddique و El Damatty [۸] لحاظ گردیده‌اند. همچنین، اندازه و مشخصه‌های تیرهای I شکل به صورت اختیاری و به منظور بررسی تاثیر مقادیرهای متفاوت لاغری بال و جان الگوها در نتیجه‌ها انتخاب شده‌اند. شکل (۱) نحوه چیدمان ورق GFRP مورد استفاده برای تقویت تیر را نشان می‌دهد. عرض ورق GFRP که برای تقویت بال تیر مورد استفاده قرار گرفته است معادل عرض بال هر نمونه در نظر گرفته شده است. همچنین، عرض ورق GFRP مورد استفاده

جدول ۳- مشخصه‌های هندسی تیرهای I شکل

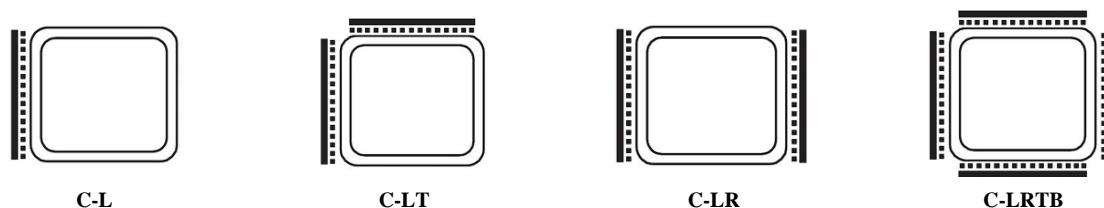
نمونه	طول دهانه (cm)	ابعاد جان (cm)		ابعاد جان (cm)		لاغری بال
		t_w	h	t_f	b_f	
Beam1	۴۰۰	۰/۶۲	۳۶	۰/۸۱	۱۵	$b_f/2t_f$
Beam2	۴۰۰	۰/۵۴	۳۶	۰/۶۲	۱۵	$b_f/2t_f$
Beam3	۴۰۰	۰/۸	۳۲	۱/۲	۲۰	$b_f/2t_f$
Beam4	۴۰۰	۰/۶۲	۳۲	۰/۹۴	۱۸	$b_f/2t_f$
IPE400	۴۰۰	۰/۸۶	۳۷/۳	۱/۳۵	۱۸	$b_f/2t_f$



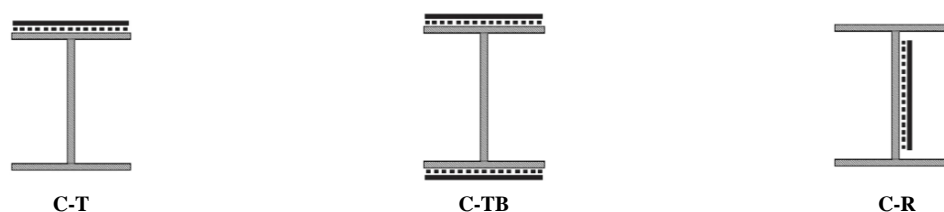
شکل ۱- نحوه چیدمان ورق GFRP مورد استفاده برای تقویت تیر I شکل

جدول ۴- مشخصه‌های هندسی ستون‌های مورد بررسی

ابعاد (cm)		ارتفاع (cm)	نمونه	مقطع	
t_c	b_c				
۰/۲۳	۱۴/۲۶	۴۲/۷۸	S-COL		
۰/۳	۹	۲۴۰	L-COL		
t_f	b_f	t_w	h		
۱/۷	۲۴	۱	۲۰/۶	۲۴۰	IPB 240
۰/۸۴	۱۸	۰/۶	۲۴	۲۴۰	I-COL



شکل ۲- نحوه چیدمان ورق GFRP مورد استفاده برای تقویت نمونه‌های S-COL و L-COL



شکل ۳- نحوه چیدمان ورق GFRP مورد استفاده برای تقویت نمونه‌های I-COL و IPB240

ظرفیت کماتش ورق‌های فولادی تقویت شده به وسیله ورق‌های GFRP استفاده نمودند.

۴- صحت سنجی روش الگوسازی در نرم افزار

در پژوهش حاضر، الگوسازی با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS [۱۳] انجام گردیده است. نتیجه‌های بدست آمده به منظور اطمینان از صحت عملکرد نرم‌افزار با رابطه‌های تئوری موجود، نتیجه‌های پژوهش‌های آزمایشگاهی و اجزاء محدود مقایسه شده است. ابتدا به منظور صحت سنجی روش الگوسازی کماتش ورق فولادی، کماتش پیچشی-جانبی تیر I شکل و نیز کماتش ستون از رابطه‌های تئوری موجود در این زمینه استفاده گردیده است. سپس برای الگوسازی اتصال عضو فولادی و کامپوزیت FRP از نمونه آزمایشگاهی پژوهش Siddique و El Damatty [۷] در سال ۲۰۱۲ کمک گرفته شده است.

۳- مشخصه‌های مصالح

مشخصه‌های مکانیکی فولاد و کامپوزیت GFRP بر اساس مقدارهای موجود در پژوهش Siddique و El Damatty [۷] به ترتیب در جدول (۵) و (۶) نمایش داده شده است. چسب مورد استفاده برای چسباندن ورق GFRP به عضو فولادی دارای مشخصه‌های داده شده در جدول (۷) می‌باشد. مقدارهای ارائه شده مطابق نتیجه‌های پژوهش‌های Abushagur و El Damatty [۱۲] در نظر گرفته شده است. ایشان در سال ۲۰۰۳، اقدام به انجام پژوهش‌های تحلیلی و آزمایشگاهی به منظور ارزیابی رفتار برشی و نرمال اتصالات چسبیده شده فولاد و کامپوزیت FRP نمودند. پژوهش‌های نخستین توسط ایشان به منظور تعیین نوع چسبی که بالاترین مقاومت را برای این اتصال فراهم کند، صورت گرفت. نتیجه‌های پژوهش منجر به انتخاب چسب متاکریلات گردید. Siddique و El Damatty [۷] نیز از همین نوع چسب در پژوهش خود به منظور ارزیابی میزان افزایش

جدول ۵- مشخصه‌های مکانیکی فولاد [۷]

نوع فولاد	ضریب کشسانی (MPa)	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	ضریب پواسون
M350	2×10^5	۳۵۰	۴۸۰	۰/۳

جدول ۶- مشخصه‌های کامپوزیت GFRP [۷]

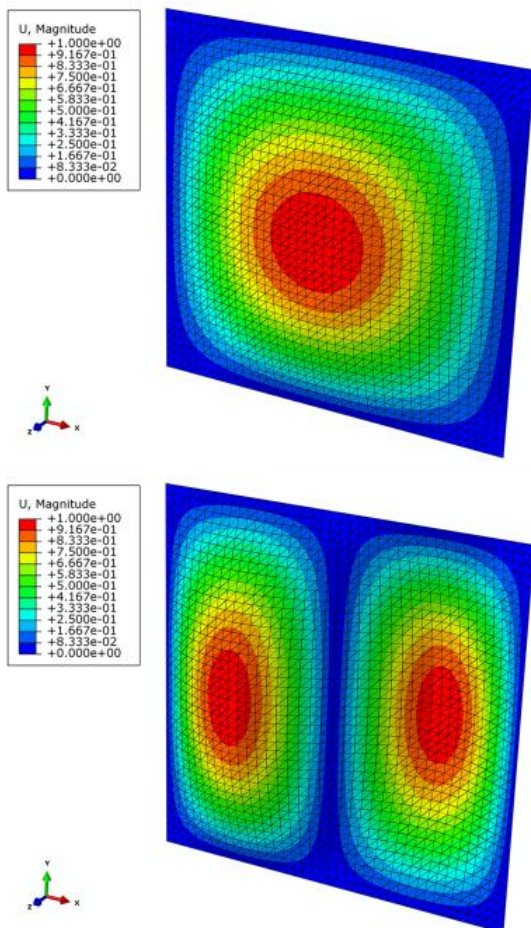
نوع کامپوزیت	ضریب کشسانی (MPa)	مقاومت خمشی (MPa)	پواسون
EXTREN 525	$1/38 \times 10^5$	۲۰۶/۸	۰/۳۱

جدول ۷- مشخصه‌های چسب [۷]

نوع چسب	سختی برشی (N/mm ³)	سختی نرمال (N/mm ³)	مقاومت برشی (MPa)	مقاومت نرمال (N/mm)
Methacrylate	۲۱/۷۹	۲/۲۶	۱۵/۵	۴/۰

* ضخامت چسب: ۰/۷۹ mm

مستطیلی به صورت شکل (۴) که عرض و ضخامت آن به ترتیب ۰/۲ m و ۰/۰۲ m ثابت نگاه داشته شده، انتخاب گردیده است. طول ورق متغیر فرض شده است؛ به صورتی که از ۰/۰۱ m شروع و تا ۰/۸۸ m و در بازه‌های ۰/۰۲ m ادامه خواهد یافت. برای الگوسازی ورق‌ها در نرم‌افزار از هر دو المان‌های Solid و Shell جهت مقایسه نتیجه‌های بکارگیری این دو المان در ارزیابی بار بحرانی کماتش ورق‌ها استفاده شده است. پیش از شروع تحلیل کماتش، تعدادی تحلیل بهینه‌یابی به منظور دستیابی به نوع شبکه بندی مناسب صورت پذیرفت. در نهایت، ورق فولادی یک بار به صورت Shell با المان سه گرهی S3 و بار دیگر به صورت Solid با المان بیست گرهی C3D20R با روش تابع اولیه‌گیری کاهش یافته الگوسازی گردید. پس از پایان الگوسازی، تحلیل خطی کماتش در نرم افزار انجام گرفت. شکل (۵) مود شکل‌های اول و دوم حاصل از تحلیل کماتش یک نمونه ورق مربعی با ابعاد ۰/۲ m و ضخامت ۰/۰۰۲ m که با استفاده از المان Shell الگوسازی شده است را نشان می‌دهد.

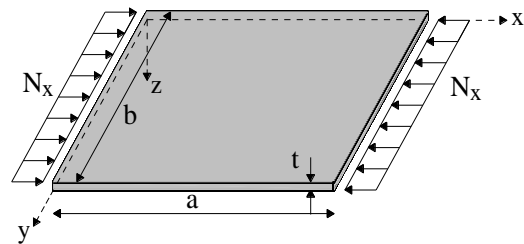


شکل ۵- مود شکل اول و دوم کماتش ورق فولادی

۴-۱- الگوسازی کماتش ورق فولادی

برای یک ورق مستطیلی با شرایط مرزی چهار طرف مفصلی که تحت تاثیر نیروهای محوری فشاری در طول لبه‌های خود در جهت x مطابق شکل (۴) قرار دارد، بار بحرانی کماتش که با N_{cr} نمایش داده می‌شود را می‌توان به صورت رابطه (۱) بیان کرد [۱۵]:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 DK}{b^2} \quad (1)$$



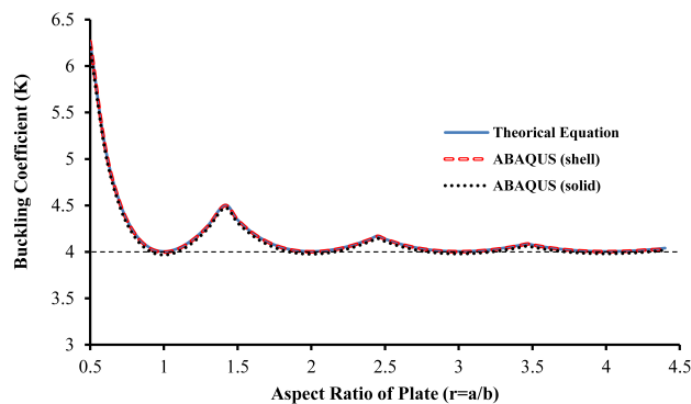
شکل ۴- ورق تحت بار محوری فشاری داخل صفحه در جهت محور x

که در آن D صلبیت خمشی و b عرض ورق می‌باشد. همچنین، K ضریب کماتش موضعی ورق است که از رابطه زیر محاسبه می‌شود [۱۵]:

$$K = \left(\frac{m}{r} + \frac{r}{m} \right)^2 \quad (2)$$

که در آن r نسبت طول به عرض ورق و m معرف تعداد نیم موج‌های سری فوریه تابع تغییر شکل در جهت x است. به منظور اطمینان از صحت عملکرد نرم افزار یک نمونه ورق

رابطه (۲)، نتیجه‌ها در شکل (۶) به صورت نمودار ضریب کمانش موضعی در برابر نسبت اضلاع ورق با یکدیگر مقایسه شده است.



شکل ۶- نمودار ضریب کمانش موضعی- نسبت طول به عرض برای ورق چهار طرف مفصل مورد پژوهش

$$M_{cr} = C_b \sqrt{\frac{\pi^4}{L_b^4} E C_w E I_y + \frac{\pi^2}{L_b^2} E I_y G J} \quad (3)$$

در رابطه فوق C_b بیانگر تاثیر تغییرات لنگر خمشی در فاصله بین دو تکیه‌گاه جانبی می‌باشد. برای یک تیر I شکل تحت بار گسترده یکنواخت با شرایط تکیه‌گاهی دو سر مفصل که تنها در دو انتها دارای مهار جانبی باشد، می‌توان مقدار C_b را برابر $1/13$ در نظر گرفت [۱۷]. به منظور صحت سنجی روش الگوسازی، برای نمونه‌های ارائه شده در جدول (۳) برای تیرهای I شکل لنگر بحرانی کمانش پیشگی-جانبی یک بار با جایگذاری مقادیرهای مربوطه توسط رابطه (۳) و بار دیگر پس از الگوسازی در نرم افزار محاسبه و نتیجه‌های به دست آمده با یکدیگر مقایسه شده است. الگوسازی نمونه‌ها در نرم افزار به صورت Shell و با استفاده از المان چهار گرهی S4R با روش تابع اولیه‌گیری کاهش یافته انجام شده است.

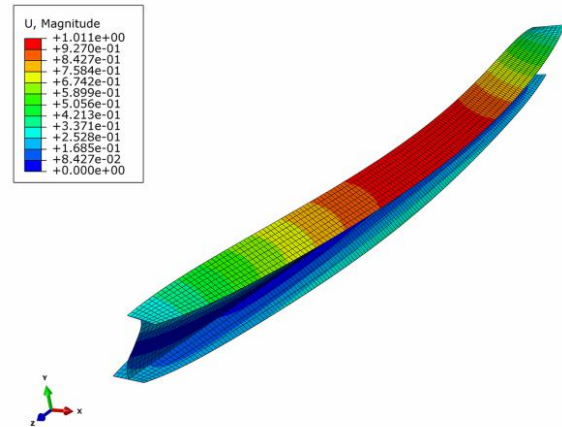
به منظور ایجاد شرایط تکیه‌گاهی در دو سر تیر I شکل، مقادیرهای تغییر مکان در راستای ارتفاع جان برای تمامی نقاط لبه‌های کناری در دو انتهای تیر، مقادیرهای تغییر مکان در راستای عمود بر جان در نقطه میانی جان در دو لبه کناری و مقادیرهای تغییر مکان در راستای طول تیر در نقطه میانی جان در یکی از لبه‌های کناری تیر مقید شده است. همچنین، نحوه بارگذاری به صورت اعمال بار گسترده یکنواخت بر روی بال تیوروق در نرم افزار تعریف گردید. در نهایت حل مسئله به کمک تحلیل خطی کمانش در نرم افزار انجام گرفت.

بار بحرانی کمانش نمونه‌ها یک بار توسط رابطه (۱) و بار دیگر پس از الگوسازی، بارگذاری و تحلیل نمونه با بکارگیری المان‌های دو بعدی و سه بعدی در نرم‌افزار محاسبه گردیده و پس از تعیین ضریب کمانش موضعی ورق با استفاده از

همانطور که در شکل (۶) ملاحظه می‌شود، نتیجه‌های حاصل از بکارگیری رابطه‌های تئوری و الگوسازی در نرم افزار با استفاده از المان‌های Shell و Solid برای ورق با نسبت پهنا به ضخامت ۱۰۰، کاملاً با یکدیگر مطابق‌اند. مقایسه‌ای بین نتیجه‌های المان‌های Shell و Solid نشان می‌دهد که انجام تحلیل دو بعدی به جای سه بعدی برای ورق‌های نازک بلا مانع است. لیکن با انجام تحلیل‌های دو بعدی برای این ورق‌ها، زمان محاسبه کاهش می‌یابد. در نهایت می‌توان گفت برای ورق‌های نازک با نسبت پهنا به ضخامت بالا همگرایی خوبی بین نتیجه‌های روش اجزاء محدود با نتیجه‌های رابطه‌های تئوری حاصل گردیده است. در این بخش، صحت سنجی الگوسازی کمانش ورق‌های فولادی به کمک رابطه (۱) برای ورق‌های نازک انجام شده است. استفاده از رابطه (۱) در تحلیل ورق‌های ضخیم، با توجه به قابل توجه بودن اثرات ناشی از تغییر شکل برشی، منجر به جواب‌های منطقی نمی‌شود. نتیجه‌های پژوهش نویسندگان [۱۶] نشان می‌دهد به کمک الگوی اجزاء محدود بکار گرفته شده در نرم‌افزار ABAQUS می‌توان برای الگوسازی و تحلیل ورق‌های ضخیم نیز استفاده نمود.

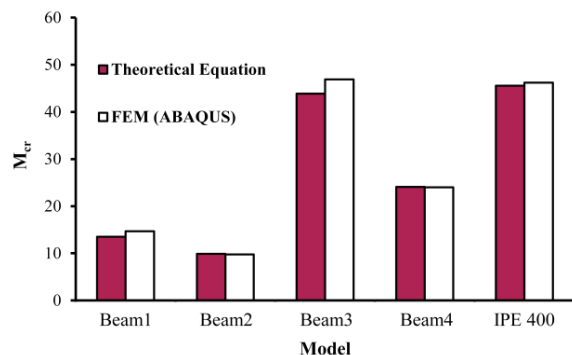
۴-۲- الگوسازی سازی کمانش پیشگی-جانبی تیر I شکل
مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۷] با در نظر گرفتن حالت خمش خالص به عنوان حالت پایه در محاسبه لنگر کمانش پیشگی-جانبی، رابطه (۳) را برای محاسبه آن بیان می‌کند:

در شکل (۷) حالت کمناش پیچشی-جانبی ایجاد شده در یکی از نمونه‌ها پس از تحلیل کمناش در نرم افزار ارائه گردیده است.



شکل ۷- حالت کمناش پیچشی-جانبی تیر I شکل (Beam3) پس از تحلیل عددی

شکل (۸) مقایسه‌ای میان نتیجه‌های بدست آمده از تحلیل در نرم‌افزار و نتیجه‌های حاصل شده با بکارگیری رابطه‌های تئوری ذکر شده را نشان می‌دهد. همانطور که ملاحظه می‌شود نتیجه‌های بدست آمده همخوانی بسیار خوبی با یکدیگر نشان می‌دهند.



شکل ۸- مقایسه مقادیر لنگر کمناش پیچشی-جانبی بدست آمده از تحلیل در نرم‌افزار و رابطه‌های تئوری برای نمونه‌های مورد بررسی

۴-۳- الگوسازی کمناش ستون فولادی

رابطه موجود برای تعیین بار بحرانی کمناش ستون با هر شرایط مرزی به صورت رابطه (۴) تعریف می‌شود [۱۵]:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} \quad (۴)$$

در این رابطه k ضریب طول موثر ستون نامیده شده است و

حاصل ضرب آن در طول ستون معرف طول موثر ستون می‌باشد که فاصله بین نقاط عطف شکل کمناش یافته عضو فشاری است. مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۷] مقدار ضریب طول موثر ستون با شرایط تکیه‌گاهی دو سر مفصل را برابر یک بیان می‌کند.

الگوسازی نمونه‌های ارائه شده در جدول (۴) به صورت Shell و با استفاده از المان چهار گرهی S4R با روش تابع اولیه‌گیری کاهش یافته در نرم افزار انجام شده است. برای ایجاد شرایط مرزی دو سر مفصل از یک ورق صلب در دو انتهای ستون استفاده شده است. به این صورت که در انتهای ستون مقادیر تغییر مکان در راستای هر سه محور مختصات و چرخش در راستای ارتفاع آن مقید گردیده است. در انتهای دیگر ستون نیز مقادیر تغییر مکان در راستای طول و عرض مقطع ستون محدود شده است. پس از پایان الگوسازی، تحلیل خطی کمناش در نرم افزار انجام گرفت. شکل (۹) حالت کمناش ایجاد شده در ستون کوتاه و یک نمونه از ستون‌های بلند مورد بررسی را نشان می‌دهد. حالت شکست این نمونه به صورت کمناش موضعی متقارن بوده است؛ به گونه‌ای که دو لبه روبرو کمناش داخلی و دو لبه دیگر کمناش خارجی می‌کنند. حالت کمناش ذکر شده مشابه حالت کمناش ایجاد شده در آزمایش همین نمونه در پژوهش Park و همکارانش [۹] می‌باشد. در این نمونه نیز گسیختگی ناشی از کمناش کلی نمونه، به دنبال کمناش موضعی نزدیک وسط طول نمونه مشاهده شده است.

در جدول (۸) مقادیر بار بحرانی بدست آمده از تحلیل نمونه‌های مورد بررسی در نرم افزار در کنار نتیجه‌های حاصل از بکارگیری رابطه (۴) برای ستون‌های بلند و مقدار ارائه شده در پژوهش Park و همکارانش در سال ۲۰۱۳ [۹] برای ستون کوتاه مورد بررسی آورده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود نتیجه‌های حاصل شده از نرم افزار از دقت نسبتاً خوبی با رابطه‌های تئوری موجود و نتیجه‌های آزمایشگاهی برخوردار است.

۴-۴- الگوسازی اتصال عضو فولادی و کامپوزیت FRP

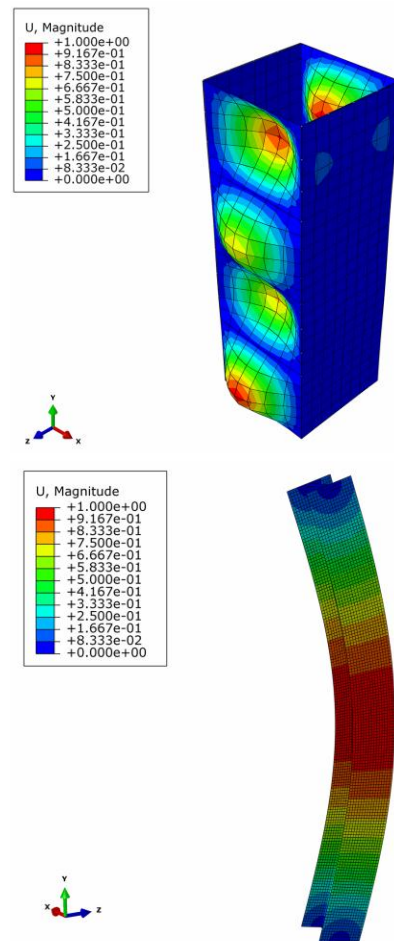
در پژوهش حاضر، الگوسازی چسب اتصال عضو فولادی و ورق GFRP با استفاده از المان سه گرهی B32 با مقطع مربعی و طولی برابر ضخامت چسب انجام شده است. ضریب کشسانی و ضریب پواسون چسب به گونه‌ای انتخاب شده است که سختی برشی و نرمال چسب مطابق مقادیر داده شده در جدول (۷)

این آزمایش به منظور کنترل صحت نتیجه‌های الگوی اجزاء محدود برای ارزیابی میزان افزایش ظرفیت کمانش ورق‌های فولادی در نتیجه چسباندن ورق GFRP صورت گرفت. آزمایش انجام گرفته شامل نمونه چسبیده شده ستون فولادی توخالی و ورق‌های GFRP بودند.

ستون فولادی دارای ابعاد $203 \times 203 \times 13 \text{ mm}^3$ و به طول 550 mm و ورق‌های GFRP نیز به ابعاد $254 \times 51 \text{ mm}^2$ و ضخامت 19 mm بودند. چسب مورد استفاده برای اتصال با ضخامت 0.79 mm انتخاب شد. مساحت ناحیه چسبیده شده $76 \times 51 \text{ mm}^2$ در نظر گرفته شد. ستون فولادی به وسیله یک ورق ضخیم با پیچ محکم به زمین وصل شد. در حالی که ورق GFRP توسط ورق دیگری در تماس با قسمت اعمال بارگذاری قرار داده شد.

مشخصه‌های سه ماده موجود در این اتصال یعنی ستون فولادی، ورق GFRP و چسب مطابق مقادیر ارائه شده در جدول‌های (۵) تا (۷) می‌باشد. نمونه آماده شده تحت بارگذاری مونوتونیک به صورت تغییر مکان در راستای طول ستون قرار گرفت. در طی آزمایش تغییر مکان درون صفحه ایجاد شده در انتهای ورق GFRP ثبت گردید. به منظور انجام مقایسه‌ای میان نتیجه‌های تحلیل اجزاء محدود و نتیجه‌های حاصل شده از آزمایش ذکر شده، الگویی مشابه آزمایش در نرم افزار المان محدود ABAQUS الگوسازی گردید. به منظور ایجاد شرایط مرزی مشابه نمونه آزمایشگاهی، مقادیر تغییر مکان و چرخش حول هر سه محور مختصات برای انتهای ستون فولادی مقید گردید.

در مرحله بارگذاری، بار به صورت تغییر مکان به میزان $1/8 \text{ mm}$ در نظر گرفته شده است. این مقدار بار به صفحه فولادی فوقانی متصل به ورق GFRP اعمال شده است. در طول مدت بارگذاری شرایطی در نرم افزار مهیا شد تا تغییر مکان درون صفحه در انتهای ورق GFRP به ثبت رسد. شکل (۱۰) نمودار بار-تغییر مکان قائم انتهای ورق GFRP را برای نمونه شبیه سازی شده در نرم افزار ABAQUS، نمونه آزمایشگاهی و الگوی اجزاء محدود Siddique و El Damatty [۷] را نشان می‌دهد. همانطور که در نمودار ملاحظه می‌شود، نتیجه‌های به دست آمده از الگوی عددی تطابق خوبی با نتیجه‌های الگوی اجزاء محدود و نمونه آزمایشگاهی نشان می‌دهد. همچنین، یکی از مشخصه‌های کامپوزیت‌های FRP، دارا بودن رفتار کشسان خطی قبل از شکست ترد [۱۸] می‌باشد که این موضوع در شکل (۱۰) نمایان است.

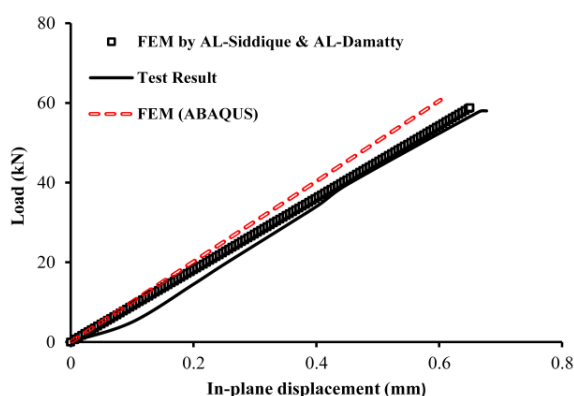
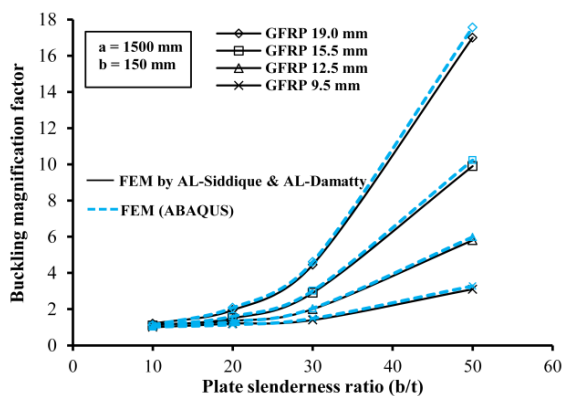


شکل ۹- حالت کمانش نمونه‌های S-COL و IPB 240 پس از تحلیل عددی

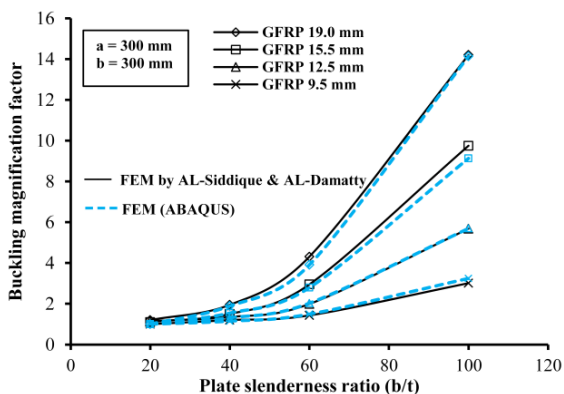
جدول ۸- بار بحرانی کمانش نمونه‌های مورد بررسی

اختلاف (%)	بار بحرانی کمانش (kN)			نمونه
	نرم افزار	نتیجه آزمایش	رابطه (۴)	
۶/۵۸	۲۴۳	۲۲۸ [۹]	---	S-COL
۸/۹۰	۴۹۲	---	۴۵۱	L-COL
۲/۴۸	۱۳۱۰۳	---	۱۳۴۲۸	IPB 240
۳/۰۶	۲۷۱۶	---	۲۷۹۹	I-COL

برای ناحیه چسبیده شده فراهم شود. به منظور کنترل حالت شکست به صورت جدا شدن ورق GFRP، مقایسه‌ای میان مقادیر تنش برشی و نرمال ایجاد شده در چسب و مقادیرهای حدی مقاومت ارائه شده برای کلیه نمونه‌های تقویت شده در این پژوهش انجام شده است. به منظور بررسی صحت الگوسازی اتصال عضو فولادی و کامپوزیت FRP از آزمایش انجام شده توسط Siddique و El Damatty [۷] در سال ۲۰۱۲ میلادی، کمک گرفته شده است.



شکل ۱۰- نمودار بار-تغییر مکان قائم انتهایی ورق GFRP



شکل ۱۱- نمودار تغییرات ضریب افزایش کماتش در برابر نسبت پهنا به ضخامت ورق مستطیلی و مربعی

Siddique و El Damatty [۷] در سال ۲۰۱۲ از الگوی المان محدود خود به منظور ارزیابی ظرفیت کماتش ورق‌های فولادی تقویت شده با ورق‌های GFRP استفاده نمودند. دو نوع ورق فولادی با شرایط تکیه‌گاهی مختلف در لبه‌ها در نظر گرفته شد. ورق مستطیلی به طول ۱۵۰۰ mm و عرض ۱۵۰ mm با تکیه‌گاه مفصلی در سه لبه و یک لبه آزاد و نیز ورق مربعی به اضلاع ۳۰۰ mm و با تکیه‌گاه مفصلی در هر چهار لبه تحت تاثیر نیروهای محوری فشاری در طول لبه‌های خود قرار گرفت. ضخامت دو ورق بین ۳ mm و ۱۵ mm به صورت متغیر در نظر گرفته شده است، به گونه‌ای که نسبت پهنا به ضخامت (b/t) ورق مستطیلی و مربعی به ترتیب بین ۱۰ تا ۵۰ و ۲۰ تا ۱۰۰ حاصل شود. از ورق‌های GFRP با چهار ضخامت مختلف ۱۹ mm، ۱۲/۵ mm، ۹/۵ mm و ۱۵/۵ mm برای تقویت ورق‌های فولادی استفاده گردید. ابعاد ورق‌های تقویت کننده به گونه‌ای در نظر گرفته شد که تمام سطح ورق فولادی را بپوشاند.

نتیجه‌های یاد شده بیانگر محدوده تغییرات ضریب افزایش کماتش در برابر نسبت لاغری ورق‌های مستطیلی و مربعی تقویت شده به وسیله ورق‌های GFRP می‌باشد. همانطور که در نمودارها مشخص است نتیجه‌های حاصل از تحلیل نمودارها در نرم افزار در مقایسه با نتیجه‌های پژوهش مرجع از دقت بسیار خوبی برخوردار است.

به منظور بررسی صحت نتیجه‌های نرم افزار اجزاء محدود ABAQUS، دو نوع ورق فولادی با مشخصه‌های ذکر شده مطابق با توضیحات ارائه شده در بخش ۴-۱ الگوسازی گردیدند. پس از الگوسازی نمونه‌ها، تحلیل کماتش کشسان به منظور ارزیابی ظرفیت کماتش آن‌ها در نرم افزار انجام گرفت. برای نتیجه‌های حاصل شده مطابق پژوهش مرجع [۷]، ضریب افزایش کماتش به عنوان نسبت ظرفیت سیستم مقاوم سازی شده به ظرفیت ورق‌های فولادی تقویت نشده تعریف و محاسبه گردید. (شکل ۱۱)، نتیجه‌های بدست آمده از تحلیل کماتش نمونه‌ها در نرم افزار را در کنار نتیجه‌های پژوهش مرجع برای انجام مقایسه‌ای میان این دو نشان می‌دهد.

در این بخش با پژوهش‌های انجام شده بر روی نحوه الگوسازی عضوها و مقطع‌های فولادی، ورق GFRP و چسب اتصال بین آن‌ها، با تطبیق نتیجه‌های حاصل از تحلیل نرم افزاری و نتیجه‌های آزمایشگاهی، اجزاء محدود و رابطه‌های تئوری موجود از صحت مرحله‌ها و فرض‌های الگوسازی اطمینان حاصل گردید. بنابراین، می‌توان از نرم افزار اجزاء محدود مورد استفاده برای استخراج نتیجه‌های مربوط به تحلیل رفتار پایداری ورق‌ها و مقطع‌های فولادی تقویت شده به وسیله ورق‌های GFRP در بخش آینده استفاده نمود.

۵- ارزیابی پارامتری نمونه‌ها

در این بخش نتیجه‌های مربوط به تحلیل کماتش ورق‌ها و

مقطع‌های فولادی تقویت شده به وسیله ورق GFRP ارائه گردیده است.

۵-۱- ارزیابی ظرفیت کماتش ورق‌های فولادی تقویت شده با کامپوزیت GFRP

در زمینه ارزیابی ظرفیت کماتش ورق‌های فولادی تقویت شده با ورق GFRP، تاثیر پارامترهایی نظیر شرایط مرزی، نسبت پهنا به ضخامت ورق فولادی و نیز تغییر ضخامت ورق GFRP بر افزایش ظرفیت کماتش ورق‌های تقویت شده بررسی گردیده است. نتیجه‌های مربوط به تحلیل ورق‌های نوع I و II به ترتیب در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) آورده شده است. نتیجه‌ها در قالب نمودارهای تغییرات ضریب افزایش کماتش در برابر نسبت پهنا به ضخامت ورق‌های تقویت شده ارائه گردیده است.

نتیجه‌های حاصل از تحلیل نمونه‌ها نشان می‌دهد استفاده از ورق GFRP در تقویت ورق‌های فولادی منجر به افزایش ظرفیت کماتش آن‌ها به ویژه برای ورق‌های با نسبت پهنا به ضخامت بالاتر می‌گردد. برای ورق‌های فولادی تقویت شده با ورق GFRP ضریب افزایش کماتش که به عنوان نسبت ظرفیت سیستم مقاوم سازی شده به ظرفیت ورق‌های تقویت نشده تعریف و محاسبه گردید، با افزایش نسبت پهنا به ضخامت ورق به نسبت‌های مختلف بسته به شرایط مرزی ورق و ضخامت ورق GFRP افزایش پیدا کرد.

برای ورق‌های مستطیلی و مربعی مورد پژوهش، بالاترین ضرایب افزایش کماتش برای ورق‌های با دو لبه با تکیه‌گاه مفصلی، یک لبه با تکیه‌گاه گیردار هدایت شونده و یک لبه آزاد حاصل شد. همچنین، کمترین ضرایب افزایش کماتش برای ورق‌های با تکیه‌گاه گیردار در تمامی لبه‌ها ارزیابی گردید. بنابراین، می‌توان گفت تاثیر ورق GFRP بر افزایش ظرفیت کماتش ورق‌هایی که از قیود کمتری در لبه‌های خود برخوردارند، به مراتب بیشتر از ورق‌های مقیدتر بوده است. برای این نوع ورق‌ها، تاثیر افزایش همزمان دو پارامتر نسبت پهنا به ضخامت ورق فولادی و ضخامت ورق GFRP بر افزایش بار بحرانی کماتش نیز بیشتر بوده است.

حالت شکست اکثر نمونه‌ها، کماتش کشسان ورق فولادی همزمان با رسیدن به ظرفیت کماتش سیستم بوده است. تنها برای نمونه‌هایی که ضریب افزایش ظرفیت کماتش آن‌ها کمتر از یک ارزیابی گردید، حالت شکست به صورت کماتش ورق GFRP مشاهده شد. این مورد تنها برای ورق‌های مستطیلی با نسبت پهنا به ضخامت ۱۰ و برای نمونه‌های ICCSC و ICCSC

در تمامی حالت‌های تقویت شده با ضخامت‌های مختلف ورق GFRP، نمونه ICSCS در حالت تقویت شده با ورق GFRP به ضخامت ۹/۵ mm و ۱۲/۵ mm و نیز برای نمونه ISSSS در حالت تقویت شده با ورق GFRP به ضخامت ۹/۵ mm، ۱۲/۵ mm و ۱۵/۵ mm به ثبت رسید. در واقع برای نمونه‌های یاد شده که نسبت به سایر نمونه‌ها نسبتاً ضخیم‌تر بوده و از قیود بیشتری در لبه‌های خود برخوردار بوده‌اند، پیش از آن که بار اعمالی به بار بحرانی کماتش ورق فولادی برسد، ورق GFRP کماتش کرده است. بنابراین، به نظر می‌رسد چسباندن ورق GFRP به منظور تقویت اینگونه ورق‌ها که خود به تنهایی ظرفیت کماتش بالایی دارند، تاثیر چندانی در افزایش ظرفیت آن‌ها نداشته باشد.

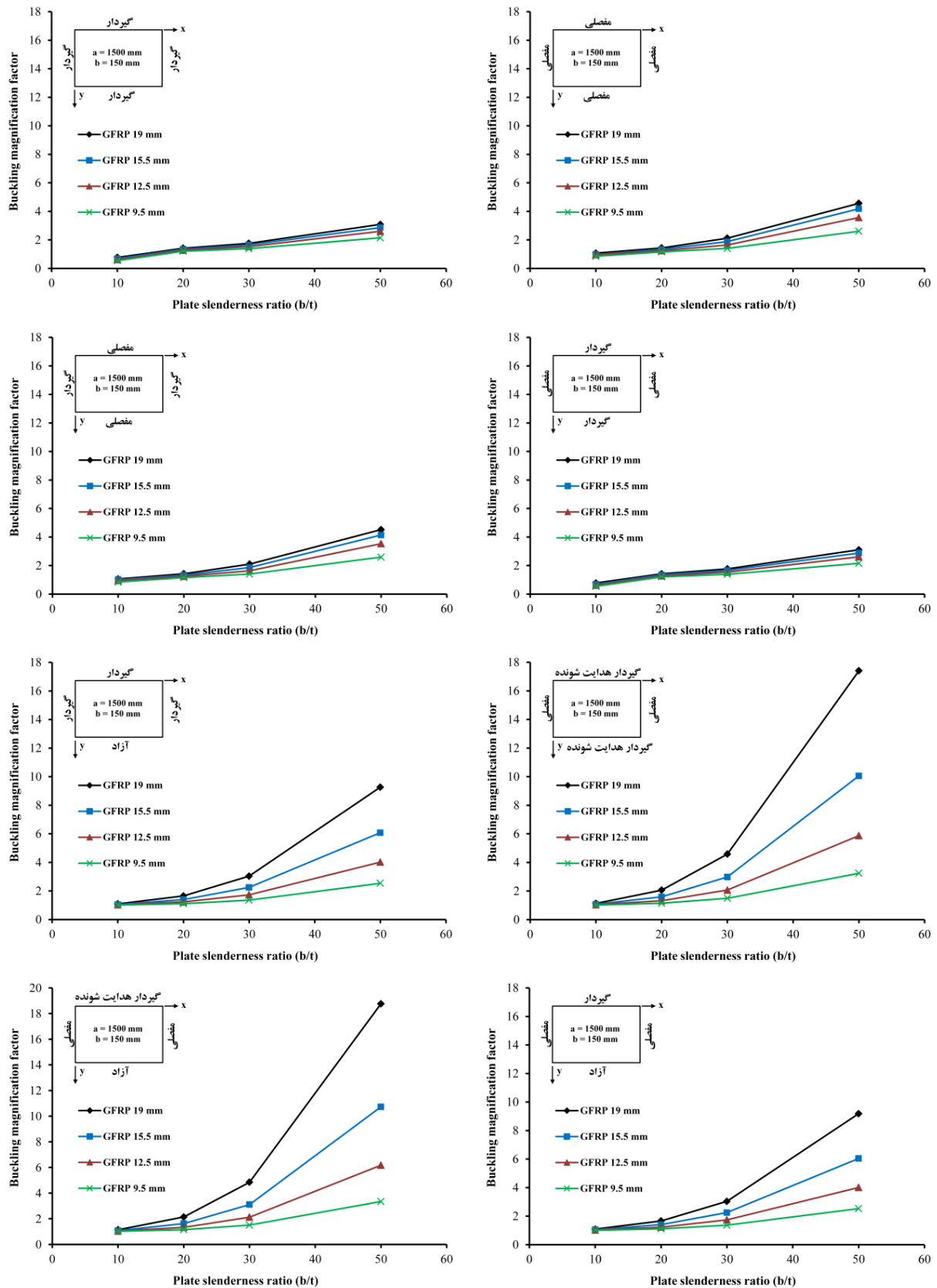
۵-۲- ارزیابی ظرفیت کماتش پیچشی-جانبی تیرهای I شکل فولادی تقویت شده با کامپوزیت GFRP

در این قسمت نتیجه‌های مربوط به ارزیابی ظرفیت کماتش پیچشی-جانبی تیرهای فولادی دو سر مفصل با مقطع I شکل که به وسیله ورق‌های GFRP تقویت شده‌اند، ارائه گردیده است. پارامترهای مورد بررسی شامل نحوه چیدمان ورق GFRP با ضخامت‌های مختلف در بال و جان مقطع و بررسی تاثیر ابعاد مختلف بال و جان مقطع تیر فولادی می‌باشد.

شکل (۱۴) تاثیر کاربرد ورق GFRP با ضخامت‌های مختلف بر بار بحرانی کماتش پیچشی-جانبی تیرهای تقویت شده را در حالت‌های مختلف چیدمان ورق نشان می‌دهد. در این شکل محور عمودی نمودار بیانگر میزان درصد افزایش بار بحرانی کماتش پیچشی-جانبی تیر I شکل تقویت شده نسبت به ظرفیت سیستم تقویت نشده و محور افقی بیانگر تغییرات ضخامت ورق GFRP می‌باشد.

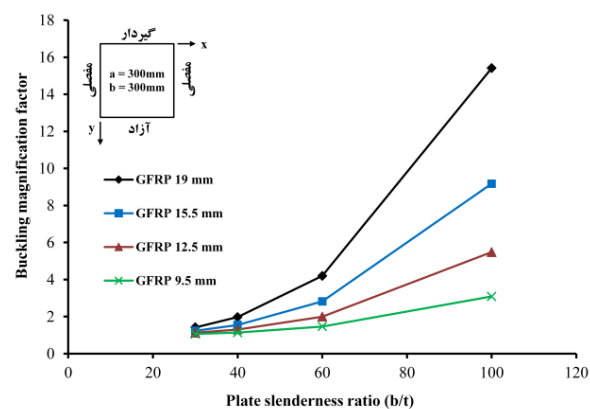
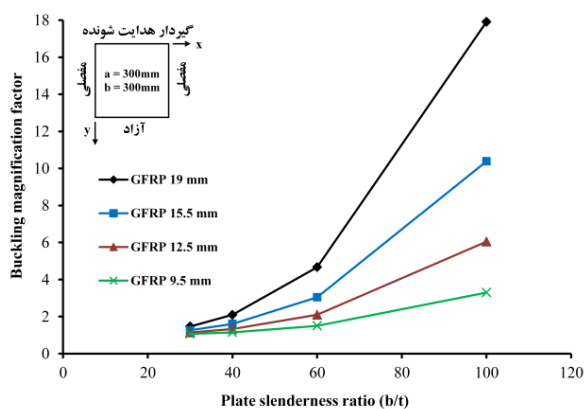
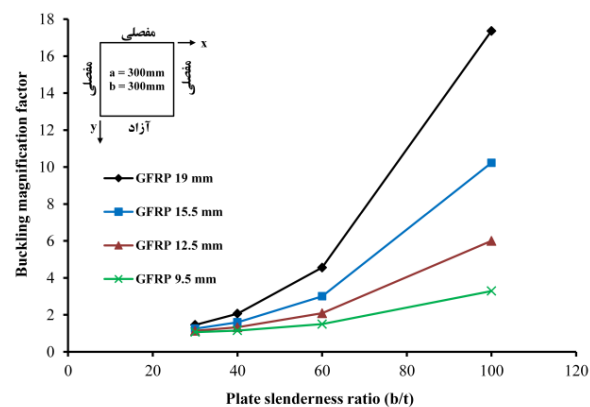
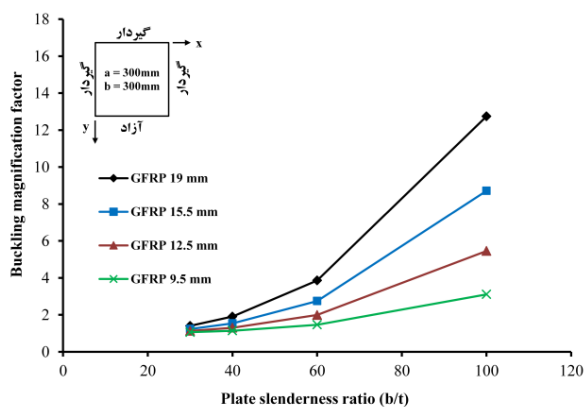
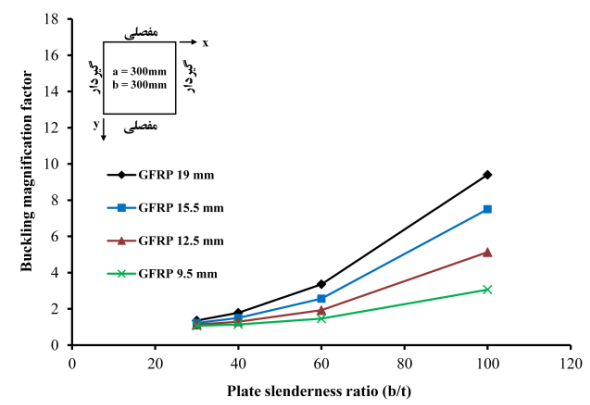
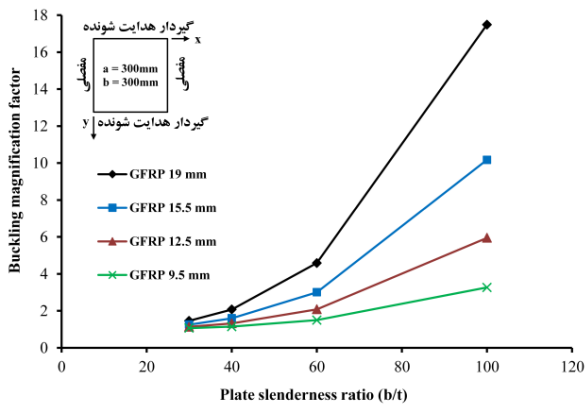
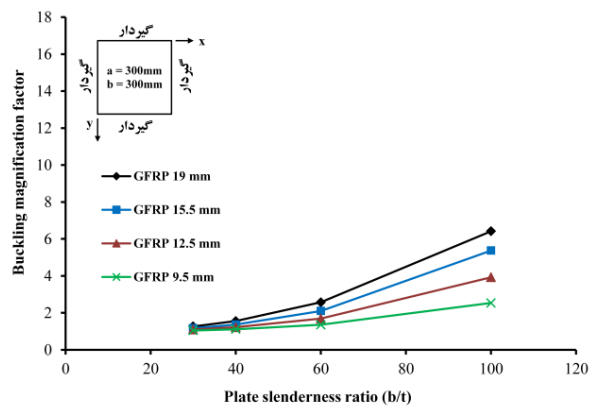
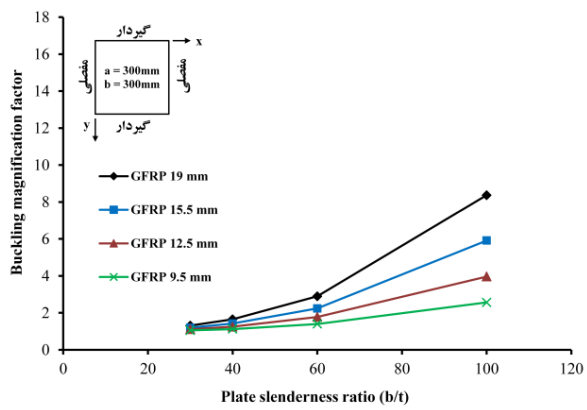
همانطور که نتیجه‌ها نشان می‌دهد، در تمامی موارد استفاده از ورق GFRP منجر به افزایش مقاومت کماتش نمونه‌ها شده است. بدین ترتیب با بکارگیری کامپوزیت GFRP در تقویت تیرهای I شکل می‌توان کماتش پیچشی-جانبی را برای آن‌ها به تعویق انداخت. در میان تیرهای I شکل فولادی تقویت شده با ابعاد مختلف مقطع، بیشترین افزایش مقاومت کماتش پیچشی-جانبی برای نمونه BEAM2 حاصل گردید که از بالاترین نسبت پهنا به ضخامت بال و جان در میان سایر نمونه‌ها برخوردار بود. در واقع با افزایش نسبت پهنا به ضخامت بال و جان از نمونه BEAM1 به نمونه BEAM2 افزایش قابل توجه بار بحرانی کماتش در نمونه‌های تقویت شده رخ داده است.



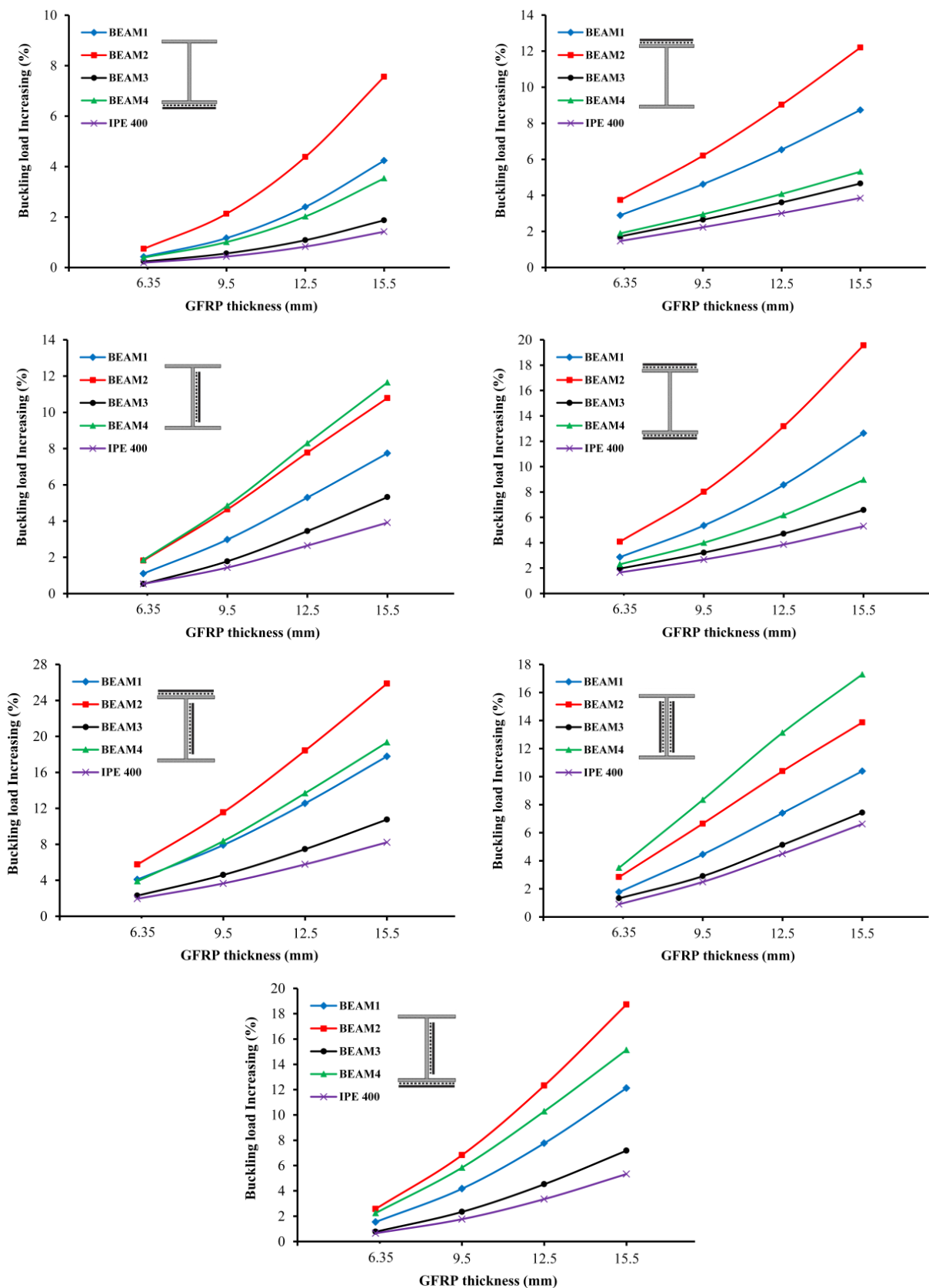


شکل ۱۲- تاثیر ورق GFRP بر افزایش ظرفیت کمانش ورق‌های نوع I





شکل ۱۳- تاثیر ورق GFRP بر افزایش ظرفیت کمانش ورق‌های نوع II



شکل ۱۴- تاثیر ورق GFRP بر افزایش بار بحرانی کمانش نمونه‌ها در حالت چیدمان مختلف ورق GFRP

مقایسه‌ای میان نتیجه‌های ارائه شده برای نمونه‌های BEAM3 و IPE400 نشان می‌دهد اگر چه بار بحرانی کماتش هر دو تقریباً برابر است و نسبت پهنا به ضخامت بال آن‌ها به یک اندازه مشابه نمونه‌های BEAM1 و BEAM2 افزایش یافته است، اما به دلیل افزایش نیافتن قابل توجه نسبت پهنا به ضخامت جان، تغییر محسوسی در نتیجه‌ها حاصل نشده است. بنابراین، به نظر می‌رسد تاثیر بکارگیری کامپوزیت GFRP در تقویت تیرهای I شکل، در شرایطی که همزمان از جان و بال با نسبت پهنا به ضخامت بالا در مقطع تیر استفاده شده است به مراتب بیشتر از زمانی است که یکی از جزءهای مقطع تیر چنین شرایطی را دارا باشد.

با توجه به نتیجه‌های به دست آمده چیدمان ورق GFRP نقش بسیار مهمی در افزایش مقاومت کماتش پیچشی-جانبی تیرهای I شکل فولادی دارد. برای تمامی نمونه‌ها بیشترین و کم‌ترین اثر بخشی بر مقاومت کماتش پیچشی-جانبی به ترتیب مربوط به حالتی بود که از چیدمان ورق GFRP بر روی بال فشاری و جان (حالت I-TR) و چیدمان ورق بر روی بال پایینی (حالت I-B) استفاده شد.

در تمامی نمونه‌های تقویت شده، افزایش ضخامت ورق GFRP، افزایش مقاومت کماتش پیچشی-جانبی نمونه‌ها را به دنبال داشته است. میزان تاثیر افزایش ضخامت ورق GFRP بر بار بحرانی کماتش نمونه‌های مورد بررسی در حالت‌های مختلف چیدمان ورق متفاوت بوده است. نکته قابل توجه در مقایسه نتیجه‌ها مربوط به حالت چیدمان ورق بر روی بال بالا (I-T) و جان (I-R) بوده است. نتیجه‌ها نشان می‌دهد اگرچه قرارگیری ورق GFRP بر روی بال فشاری اثر بخشی بیشتری نسبت به چیدمان ورق بر روی جان داشته است اما تاثیر افزایش ضخامت ورق GFRP بر افزایش بار بحرانی کماتش در حالت چیدمان ورق بر روی جان برای تمامی نمونه‌ها بیشتر بوده است. این مطلب با مقایسه شیب نمودار تغییرات ضخامت ورق GFRP و درصد افزایش بار بحرانی کماتش برای دو حالت چیدمان ذکر شده در جدول (۹) نشان داده شده است.

۳-۵- ارزیابی رفتار کماتشی ستون‌های فولادی تقویت شده با کامپوزیت GFRP

در این قسمت به ارزیابی تاثیر ورق GFRP بر رفتار کماتشی ستون‌های فولادی تقویت شده پرداخته شده است. تاثیر نوع مقطع ستون فولادی و بررسی نحوه چیدمان ورق GFRP با ضخامت‌های مختلف در مقطع ستون از موارد بررسی در ارزیابی

رفتار کماتشی ستون‌های تقویت شده مورد پژوهش می‌باشد. نتیجه‌های کلی مربوط تحلیل کماتش نمونه‌های تقویت شده S-COL و L-COL در جدول (۱۰) نمایش داده شده است.

نتیجه‌های نشان داده شده برای تمامی نمونه‌های تقویت شده به وسیله ورق GFRP، حاکی از افزایش ظرفیت کماتش نمونه‌ها می‌باشد. برای ستون کوتاه قوطی شکل می‌توان از طریق تقویت ستون با ورق‌های GFRP کماتش موضعی خارجی را به تاخیر انداخت و بدین طریق ظرفیت حمل بار محوری آن را افزایش داد. البته تاثیر کامپوزیت GFRP در بهبود رفتار کماتش ستون، با توجه به پارامترهایی نظیر موقعیت قرار گیری ورق GFRP و ضخامت آن متفاوت ارزیابی شده است. بالاترین میزان افزایش بار نهایی در محدوده ۱۰۱/۰۸٪ تا ۱۲۵/۷۷٪ برای حالتی که از ورق GFRP با ضخامت‌های مختلف برای پوشاندن تمامی لبه‌های ستون استفاده گردید به ثبت رسید. همچنین، در حالت چیدمان ورق با ضخامت مختلف بر روی یک لبه ستون کمترین میزان افزایش بار نهایی در محدوده ۱۲/۶۷٪ تا ۱۶/۶۱٪ ارزیابی گردید. نتیجه‌ها نشان می‌دهد موقعیت قرار گیری ورق GFRP نیز در رفتار کماتشی ستون‌ها تاثیر گذار است. مطابق انتظار بهترین حالت تقویت ستون، پوشاندن تمامی لبه‌ها به وسیله ورق GFRP می‌باشد. همچنین، تاثیر چیدمان ورق GFRP در دو لبه موازی ستون کوتاه به مراتب بیشتر از حالت چیدمان در دو لبه کنار هم ارزیابی گردید. دلیل این امر را می‌توان محدود نمودن بیشتر و الزام به کماتش موضعی در دو لبه موازی ستون در حالت اول دانست. همچنین، مشخص شد تاثیر ورق GFRP در افزایش مقاومت محوری ستون‌ها با افزایش ضخامت آن‌ها افزایش می‌یابد. البته تاثیر افزایش ضخامت ورق GFRP در بهبود رفتار کماتشی ستون برای چیدمان مختلف ورق GFRP، متفاوت ارزیابی گردید. تاثیر افزایش ضخامت ورق GFRP در دو حالت چیدمان ورق بر روی یک لبه و دو لبه مجاور ستون به مراتب کمتر از دو حالت دیگر محاسبه شد.

در تقویت ستون‌های بلند مقطع توخالی به وسیله ورق GFRP نیز می‌توان با به تاخیر انداختن کماتش کلی ستون، شاهد افزایش ظرفیت کماتش نمونه‌ها بود. برای نمونه‌های مورد پژوهش، بالاترین میزان افزایش بار نهایی در محدوده ۲۲/۳۹٪ تا ۴۴/۹۹٪ برای حالتی که از ورق GFRP با ضخامت‌های مختلف برای پوشاندن تمامی لبه‌های ستون استفاده گردید به ثبت رسید. همچنین، در حالت چیدمان ورق با ضخامت مختلف بر روی یک لبه ستون کمترین میزان افزایش بار نهایی در محدوده ۲/۸۵٪ تا ۵/۶۲٪ محاسبه شد. بر خلاف نتیجه‌های



افزایش یافت. بر خلاف نتیجه‌های حاصل شده برای ستون‌های کوتاه، تاثیر افزایش ضخامت ورق GFRP در حالت چیدمان ورق بر تمامی لبه‌ها بیشتر از سایر حالت‌های چیدمان ورق ارزیابی گردید.

بدست آمده برای ستون‌های کوتاه، تاثیر چیدمان ورق GFRP در دو لبه مجاور ستون به مراتب بیشتر از حالت چیدمان در دو لبه موازی ارزیابی گردید. موثر بودن ورق GFRP در بهبود رفتار کمانشی ستون‌های قوطی شکل بلند نیز با افزایش ضخامت آن‌ها

جدول ۹- مقایسه مقادیرهای شیب نمودار در حالت چیدمان ورق بر روی بال بالا (I-T) و جان (I-R)

IPE400		BEAM4		BEAM3		BEAM2		BEAM1		نمونه
(I-R)	(I-T)	(I-R)	(I-T)	(I-R)	(I-T)	(I-R)	(I-T)	(I-R)	(I-T)	چیدمان
۰/۲۹	۰/۲۴	۰/۹۵	۰/۳۳	۰/۴۰	۰/۲۹	۰/۹۰	۰/۷۸	۰/۵۹	۰/۵۵	شیب نمودار تغییر ضخامت ورق GFRP از ۶/۳۵ mm به ۹/۵ mm
۰/۴۰	۰/۲۶	۱/۱۵	۰/۳۸	۰/۵۵	۰/۳۲	۱/۰۵	۰/۹۴	۰/۷۷	۰/۶۴	شیب نمودار تغییر ضخامت ورق GFRP از ۹/۵ mm به ۱۲/۵ mm
۰/۴۲	۰/۲۸	۱/۱۲	۰/۴۱	۰/۶۲	۰/۳۵	۱/۰۰	۱/۰۵	۰/۸۲	۰/۷۳	شیب نمودار تغییر ضخامت ورق GFRP از ۱۲/۵ mm به ۱۵/۵ mm

جدول ۱۰- خلاصه نتیجه‌های تحلیلی المان محدود نمونه‌های S-COL و L-COL

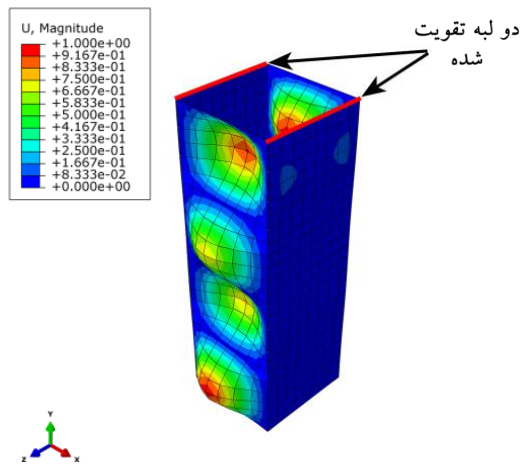
نمونه L-COL		نمونه S-COL		ضخامت GFRP (mm)	حالت چیدمان
درصد افزایش	بار نهایی (kN)	درصد افزایش	بار نهایی (kN)		
---	۴۹۲	---	۲۴۳	---	تقویت نشده
۲/۸۵	۵۰۶	۱۲/۶۷	۲۷۴	۹/۵	(C-L)
۳/۷۳	۵۱۰	۱۶/۱۱	۲۸۲	۱۲/۵	
۴/۶۰	۵۱۵	۱۶/۴۲	۲۸۳	۱۵/۵	
۵/۶۲	۵۲۰	۱۶/۶۱	۲۸۴	۱۹	(C-LR)
۵/۵۸	۵۱۹	۵۶/۲۹	۳۸۰	۹/۵	
۷/۳۲	۵۲۸	۶۲/۲۰	۳۹۴	۱۲/۵	
۹/۰۵	۵۳۶	۶۶/۷۹	۴۰۶	۱۵/۵	
۱۱/۰۷	۵۴۶	۷۱/۳۹	۴۱۷	۱۹	(C-LT)
۱۰/۴۰	۵۴۳	۲۸/۲۲	۳۱۲	۹/۵	
۱۳/۳۹	۵۵۸	۲۹/۸۶	۳۱۶	۱۲/۵	
۱۶/۲۸	۵۷۲	۳۰/۶۵	۳۱۸	۱۵/۵	
۱۹/۵۴	۵۸۸	۳۱/۴۳	۳۲۰	۱۹	(C-LRTB)
۲۲/۳۹	۶۰۲	۱۰۱/۰۸	۴۸۹	۹/۵	
۲۹/۴۸	۶۳۷	۱۰۸/۱۲	۵۰۶	۱۲/۵	
۳۶/۶۲	۶۷۲	۱۱۴/۷۸	۵۲۲	۱۵/۵	
۴۴/۹۹	۷۱۳	۱۲۵/۷۷	۵۴۹	۱۹	

تقویت شده بود، تنش برشی ایجاد شده در چسب در ناحیه نزدیک تکیه‌گاه از مقدار مقاومت برشی ارائه شده در جدول (۷) فراتر رفت. بنابراین، حالت شکست این نمونه به صورت گسیختگی چسب و جدا شدن ورق GFRP در نواحی انتهایی نزدیک به تکیه‌گاه ستون به ثبت رسید (شکل (۱۵)). در سایر

در تمامی ستون‌های بلند تقویت شده با مقطع توخالی، شکست نمونه ناشی از کمانش کلی، به دنبال کمانش موضعی نزدیک میانه ارتفاع ستون مشاهده گردید. برای ستون‌های کوتاه قوطی شکل حالت‌های شکست مختلفی با توجه به چیدمان ورق GFRP به ثبت رسید. زمانی که ستون در تمامی لبه‌ها

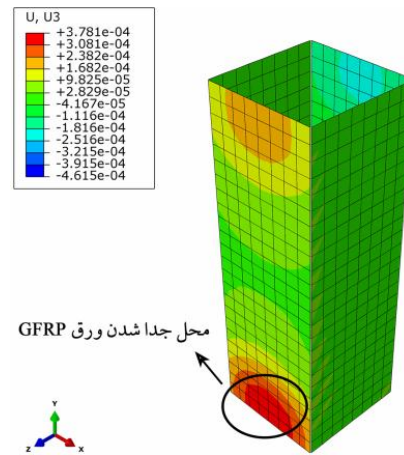


در جدول (۱۱) نتیجه‌های کلی مربوط تحلیل کماتش نمونه‌های تقویت شده IPB240 و I-COL نمایش داده شده است. حالت شکست مشاهده شده برای نمونه‌های تقویت شده مذکور به صورت کماتش کلی نمونه مشاهده شد. همانطور که نتیجه‌ها نشان می‌دهد، با بکارگیری کامپوزیت GFRP در تقویت بال ستون با مقطع I شکل می‌توان کماتش کلی را برای آن‌ها به تعویق انداخت و بدین ترتیب ظرفیت کماتش ستون را افزایش داد.



شکل ۱۶- حالت کماتش نمونه S-COL در حالت چیدمان ورق C-LR

نمونه‌ها، حالت شکست به صورت کماتش موضعی در لبه‌های تقویت نشده مشاهده گردید. حالت‌های کماتش ذکر شده در مقابل حالت کماتش ستون کوتاه تقویت نشده مشابه که به صورت کماتش موضعی متقارن، به گونه‌ای که دو لبه روبرو کماتش داخلی و دو لبه دیگر کماتش خارجی کنند، نشان از تغییر حالت کماتش ستون می‌باشد. شکل (۱۶) حالت شکست ستون کوتاه در حالت چیدمان ورق C-LR را نشان می‌دهد.



شکل ۱۵- حالت کماتش نمونه S-COL در حالت چیدمان C-LRTB به صورت جدا شدن ورق GFRP در نواحی نزدیک تکیه‌گاه

جدول ۱۱- خلاصه نتیجه‌های تحلیلی المان محدود نمونه‌های IPB240 و I-COL

نمونه I-COL		نمونه IPB240		ضخامت GFRP (mm)	حالت چیدمان
درصد افزایش	بار نهایی (kN)	درصد افزایش	بار نهایی (kN)		
---	۲۷۱۶	---	۱۳۱۰۳	---	تقویت نشده
۳/۸۸	۲۸۲۱	۱/۸۹	۱۳۳۵۱	۹/۵	(C-T)
۵/۱۰	۲۸۵۵	۲/۴۷	۱۳۴۲۷	۱۲/۵	
۶/۳۲	۲۸۸۸	۳/۰۵	۱۳۵۰۳	۱۵/۵	
۷/۷۴	۲۹۲۶	۳/۷۲	۱۳۵۹۱	۱۹	(C-TB)
۷/۸۳	۲۹۲۹	۳/۸۶	۱۳۶۰۹	۹/۵	
۱۰/۳۲	۲۹۹۶	۵/۰۸	۱۳۷۶۸	۱۲/۵	
۱۲/۸۲	۳۰۶۴	۶/۳۰	۱۳۹۲۸	۱۵/۵	
۱۵/۷۵	۳۱۴۴	۷/۷۲	۱۴۱۱۵	۱۹	(C-R)
۰/۱۳	۲۷۱۹	۰/۰۱	۱۳۱۰۴	۹/۵	
۰/۳۰	۲۷۲۴	۰/۰۲	۱۳۱۰۵	۱۲/۵	
۰/۴۷	۲۷۲۹	۰/۰۲	۱۳۱۰۶	۱۵/۵	
۰/۶۴	۲۷۳۳	۰/۰۳	۱۳۱۰۸	۱۹	

روی هر دو بال (C-TB)، منجر به افزایش دو برابری در نرخ افزایش ظرفیت حمل بار گردیده است. برای زمانی که از ورق

نتیجه‌ها نشان می‌دهد، تغییر حالت چیدمان ورق GFRP بر روی یک بال مقطع ستون (C-T) به حالت چیدمان ورق بر

GFRP برای تقویت یک بال ستون استفاده می‌شود، مقطع جدید نامتقارن شده و محل محور خنثی جابجا می‌گردد. با تغییر حالت چیدمان و تقویت بال دیگر، مقطع جدید متقارن شده و محور خنثی به محل اولیه بازمی‌گردد. برای دو حالت یاد شده، افزایش درصد بار بحرانی کمانش به تبعیت از درصد افزایش لنگر لختی، افزایشی حدوداً دو برابری حاصل گردیده است.

در حالت چیدمان ورق بر روی جان مقطع (C-R)، به دلیل آن که لنگر لختی مقطع حول محور ضعیف افزایش چندانی نداشته است، نتیجه‌ها تغییر محسوسی نسبت به نمونه تقویت نشده نشان نمی‌دهند. برای نمونه‌های مورد پژوهش IPB240 و I-COL، بیشترین افزایش بار نهایی به ترتیب $7/72\%$ و $15/75\%$ برای حالتی ارزیابی گردید که از ورق GFRP با ضخامت 19 mm برای پوشاندن هر دو بال مقطع ستون استفاده شد. بنابراین، می‌توان گفت در نمونه‌های I شکلی که جزءهای سطح مقطع آن از نسبت پهنا به ضخامت بالاتری برخوردار باشند، ورق GFRP تاثیر بیشتری بر بهبود رفتار کمانشی ستون خواهد داشت.

۶- نتیجه گیری

استفاده از کامپوزیت‌های GFRP در تقویت ورق‌های فولادی، منجر به افزایش ظرفیت کمانش آن‌ها به ویژه برای ورق‌های با نسبت پهنا به ضخامت بالاتر می‌گردد. برای ورق‌های مستطیلی مورد پژوهش بالاترین ضرائب افزایش بار بحرانی کمانش برابر با $18/76\%$ برای نمونه ISGSG با نسبت پهنا به ضخامت 50% و برای نمونه‌های مربعی برابر با $17/48\%$ برای نمونه IISGSG با نسبت پهنا به ضخامت 100% در شرایطی به ثبت رسید که از ورق GFRP با بالاترین ضخامت برای تقویت ورق استفاده شده بود. با مقایسه شرایط تکیه‌گاهی اعمال شده برای این دو نمونه می‌توان گفت تاثیر ورق GFRP بر افزایش ظرفیت کمانش ورق‌هایی که از قیود کمتری در لبه‌های خود برخوردارند، به مراتب بیشتر از ورق‌های مقیدتر خواهد بود.

بکارگیری کامپوزیت GFRP در تقویت تیرهای I شکل، در به تاخیر انداختن کمانش پیچشی-جانبی به ویژه زمانی که از بال و جان با نسبت پهنا به ضخامت بالاتری در مقطع استفاده شده باشد، موثر است. در میان تیرهای I شکل فولادی تقویت شده با ابعاد مختلف در اجزای مقطع، بیشترین افزایش مقاومت کمانش پیچشی-جانبی برای نمونه BEAM2 حاصل گردید که از بالاترین نسبت پهنا به ضخامت بال و جان برخوردار بود.

با وجود افزایش اثربخشی ورق GFRP همزمان با افزایش ضخامت آن در بهبود مقاومت کمانش پیچشی-جانبی تیر فولادی، میزان تاثیر افزایش ضخامت آن بر بار کمانش نمونه‌ها در حالت‌های مختلف چیدمان ورق، متفاوت ارزیابی شد. نتیجه‌ها نشان می‌دهد اگرچه تقویت بال فشاری اثر بخشی بیشتری نسبت به چیدمان بر روی جان داشته است اما تاثیر افزایش ضخامت ورق GFRP بر افزایش بار کمانش در حالت چیدمان ورق بر روی جان برای تمامی نمونه‌ها بیشتر بوده است. تاثیر بکارگیری کامپوزیت GFRP در تقویت تیرهای I شکل، در شرایطی که همزمان از جان و بال با نسبت پهنا به ضخامت بالا در مقطع تیر استفاده شده است به مراتب بیشتر از زمانی است که یکی جزءهای مقطع تیر چنین شرایطی را دارا باشد.

چیدمان ورق GFRP نقش بسیار مهمی در افزایش مقاومت کمانش پیچشی-جانبی تیرهای I شکل فولادی دارد. برای تمامی نمونه‌ها بیشترین و کم‌ترین اثر بخشی بر مقاومت کمانش، به ترتیب مربوط به حالتی بود که از چیدمان ورق GFRP بر روی بال فشاری و جان و چیدمان ورق بر روی بال پایینی استفاده گردید. در میان الگوهای مورد بررسی، بالاترین میزان افزایش بار کمانش برای الگوی BEAM2 به میزان $25/85\%$ برای حالت چیدمان ورق GFRP با ضخامت $15/5\text{ mm}$ بر روی بال فشاری و جان ارزیابی شد. در حالی که مقدار متناظر برای الگوی IPE400 که از کمترین نسبت پهنا به ضخامت بال در میان الگوها برخوردار بود به میزان $8/22\%$ حاصل گردید.

برای ستون کوتاه با مقطع قوطی شکل می‌توان از طریق تقویت ستون به وسیله ورق‌های GFRP با افزایش سختی محوری ستون، ظرفیت حمل بار محوری آن را افزایش داد. همچنین، نتیجه‌ها نشان می‌دهد موقعیت قرار گیری ورق GFRP نیز در رفتار کمانشی ستون‌ها تاثیر گذار است. بالاترین میزان افزایش بار نهایی در محدوده $10/08\%$ تا $125/77\%$ برای حالتی که از ورق GFRP با ضخامت‌های مختلف برای پوشاندن تمامی لبه‌های ستون استفاده گردید به ثبت رسید. همچنین، تاثیر چیدمان ورق GFRP در دو لبه موازی ستون به مراتب بیشتر از حالت چیدمان در دو لبه کنار هم ارزیابی گردید.

استفاده از ورق GFRP در تقویت ستون‌های قوطی شکل بلند نیز منجر به افزایش ظرفیت کمانشی نمونه می‌شود. برای نمونه‌های مورد بررسی، بالاترین میزان افزایش بار نهایی در محدوده $22/39\%$ تا $44/99\%$ برای حالتی که از ورق GFRP



Strengthened with GFRP Plates”, *Thin-Walled Structures*, Vol. 60, pp.154-162.

[8] Siddique, M.A.A. and El Damatty, A.A. (2013), “Improvement of Local Buckling Behaviour of Steel Beams Through Bonding GFRP Plates”, *Composite Structures*, Vol. 96, pp. 44-56.

[9] Park, J.W., Yeom, H.J. and Yoo, J.H. (2013), “Axial Loading Tests and FEM Analysis of Slender Square Hollow Section (SHS) Stub Columns Strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymers”, *Steel Structures*, Vol. 13, No. 4, pp. 731-743.

[10] Ritchie, A., Fam, A. and Macdougall, C. (2014), “Strengthening Long Steel Columns of S-Sections Against Global Buckling Around Weak Axis Using CFRP Plates of Various Moduli”, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 19, No. 4, doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000534.

[11] Gao, X.Y., Balendra, T. and Koh, C.G. (2013), “Buckling Strength of Slender Circular Tubular Steel Braces Strengthened by CFRP”, *Engineering Structures*, Vol. 46, pp. 547-556.

[12] El Damatty, A.A. and Abushagur, M. (2003), “Testing and Modeling of Shear and Peel Behavior for Bonded Steel/FRP Connections”, *Thin-Walled Structures*, Vol. 41, No. 11, pp. 987-1003.

[13] ABAQUS, (2011), standard user’s manual, Version 6.11.

[14] Szilard, R. (2004), “Theories and Applications of Plate Analysis: Classical, Numerical and Engineering Methods,” John Wiley & Sons, Inc.

[۱۵] ازهری، م. و میرقادری، س.ر. (۱۳۸۹)، “طراحی سازه‌های فولادی”، جلد اول، انتشارات ارکان دانش، چاپ سیزدهم.

[۱۶] عموشاهی، ح. و قاسمی تبار، م. (۱۳۹۴)، “ارزیابی کمانش ورق‌های فولادی یک و دو لایه به روش اجزاء محدود دوبعدی و سه بعدی”، دهمین کنگره بین المللی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز.

[۱۷] وزارت مسکن و شهرسازی، دفتر مقررات ملی ساختمان. (۱۳۹۲)، مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، ویرایش سوم.

[18] Teng, J.G., Yu, T. and Fernando, D. (2012), “Strengthening of Steel Structures with Fiber-Reinforced Polymer Composites”, *Constructional Steel Research*, Vol. 78, pp. 131-143.

با ضخامت‌های مختلف برای پوشاندن تمامی لبه‌های ستون استفاده گردید به ثبت رسید. برای ستون‌های قوطی شکل بلند مورد پژوهش تاثیر چیدمان ورق GFRP در دو لبه مجاور ستون به مراتب بیشتر از حالت چیدمان در دو لبه موازی می‌باشد. برای ستون‌های با مقطع I شکل، استفاده از ورق‌های GFRP در تقویت بال ستون منجر به افزایش ظرفیت کمانش آن می‌گردد. بکارگیری ورق GFRP در تقویت ستون‌های I شکلی که جزءهای سطح مقطع آن از نسبت پهنا به ضخامت بالاتری برخوردار باشند، تاثیر بیشتری بر بهبود رفتار کمانشی ستون خواهد داشت.

۷- مراجع

[1] Zhao, X.L. and Zhang, L. (2007), “State-of-the-Art Review on FRP Strengthened Steel Structures”, *Engineering Structures*, Vol. 29, No. 8, pp. 1808-1823.

[2] Accord, N.B. and Earls, C.J. (2006), “Use of Fiber-Reinforced Polymer Composite Elements to Enhance Structural Steel Member Ductility”, *Composites For Construction*, Vol. 10, No. 4, pp. 337-344.

[3] Zhao, X.L. and Al-Mahaidi, R. (2009), “Web Buckling of Lightsteel Beams Strengthened with CFRP Subjected to End-bearing Forces”, *Thin-Walled Structures*, Vol. 47, No. 10, pp. 1029-1036.

[4] El-Tawil, S., Ekiz, E., Goel, S. and Chao, S.H. (2011), “Retraining Local and Global Buckling Behavior of Steel Plastic Hinges Using CFRP”, *Constructional Steel Research*, Vol. 67, No. 3, pp. 261-269.

[5] Kabir, M.Z., and Seif, A.E. (2010), “Lateral-Torsional Buckling of Retrofitted Steel I-Beams Using FRP Sheets”, *Civil Engineering*, Vol. 17, pp. 262-272.

[6] Ghafoori, E. and Motavalli, M. (2015), “Lateral-Torsional Buckling of Steel I-Beams Retrofitted by Bonded and un-Bonded CFRP Laminates with Different Pre-Stress Levels: Experimental and numerical study”, *Construction and Building Materials*, Vol. 86, pp. 194-206.

[7] Siddique, M.A.A. and El Damatty, A.A. (2012), “Enhancement of Buckling Capacity of Steel Plates

فهرست علائم

a	طول ورق در راستای محور x	m	جمله‌های سری فوریه در جهت محور x
b	عرض ورق در راستای محور y	M_{cr}	لنگر بحرانی کمانش پیچشی - جانبی
t	ضخامت ورق	C_b	ضریب اصلاح کمانش پیچشی - جانبی
h	ارتفاع جان مقطع I شکل	L_b	فاصله مهارهای جانبی
t_w	ضخامت جان مقطع I شکل	E	ضریب کشسانی مصالح
b_f	عرض بال مقطع I شکل	C_w	ثابت تابیدگی یا اعوجاج
t_f	ضخامت بال مقطع I شکل	I_y	لنگر لختی حول محور y
b_c	پهنای مقطع قوطی شکل	G	مدول برشی مصالح
t_c	ضخامت مقطع قوطی شکل	J	ثابت پیچشی یا ثابت سن‌ونان
N_{cr}	بار بحرانی کمانش ورق	P_{cr}	بار بحرانی کمانش ستون
D	صلبیت خمشی ورق	k	ضریب طول موثر ستون
K	ضریب کمانش موضعی ورق	I	لنگر لختی
r	نسبت طول به عرض ورق	L	طول ستون



¹ Fiber-reinforced polymer (FRP)

² Carbon fiber-reinforced polymer (CFRP)

³ Glass fiber-reinforced polymer (GFRP)





ارزیابی رفتار سازه‌های فولادی مهاربندی نامتقارن با سیستم جداساز لرزه‌ای

علی منصوری^{۱*}، فرزاد مشکین‌فام حصاری^۲

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی قوچان، قوچان

۲- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی قوچان، قوچان

* قوچان، صندوق پستی ۶۷۳۳۵-۹۴۷۷۱، a.mansouri@qiet.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۹/۲۵، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۸/۱۵)

چکیده

جداسازی از پایه، یکی از راهکارهای بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه است که در آن به جای افزایش ظرفیت عضوهای سازه، میزان تقاضا کاهش می‌یابد. از آنجایی که شمار بسیاری از سازه‌های موجود و جدید نامتقارن هستند، مناسب است اثر این موضوع در سازه‌های جداسازی شده نیز، بررسی شود. در سازه‌های نامتقارن، وجود فاصله افقی بین مرکز جرم و مرکز سختی، موجب ایجاد پیچش در سازه می‌شود که این موضوع سبب تحمیل نیرو و تغییر شکل‌های اضافی به عضوهای سازه می‌شود. در این پژوهش رفتار سازه‌های نامتقارن جداسازی شده با سیستم باربر جانبی مهاربند هم‌محور فولادی، با استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی و نرم‌افزار SAP2000 بررسی شده است. در خصوص اثرهای نامتقارنی در سازه، دو حالت برون محوری جرم و برون محوری سختی در نظر گرفته شده است. در هر حالت با در نظر گرفتن مقادیر مختلف برون محوری، رفتار سازه با تکیه‌گاه ثابت و جداسازی شده بررسی شده است. همچنین رفتار سازه‌های نامتقارن با برون محوری‌های جرم و سختی مورد مقایسه قرار گرفته است. بر پایه نتیجه‌های تحلیل، جداسازی از پایه در هر دو حالت برون محوری جرم و سختی سبب کاهش قابل توجه دوران طبقات و اثرهای پیچشی در سازه شده است. همچنین در هر دو حالت سازه با تکیه‌گاه ثابت و سازه جداسازی شده، برون محوری سختی سبب ایجاد پیچش کمتری در سازه، نسبت به برون محوری جرم شده است. به علاوه به منظور کاهش اثرهای پیچشی در سازه‌های جداسازی شده نامتقارن، روشی برای طراحی جداسازها در این سازه‌ها پیشنهاد شده است.

واژگان کلیدی

جداسازی از پایه، سازه نامتقارن، برون محوری جرم، برون محوری سختی، تشدید پیچشی

Evaluation of the Seismic Behavior of Asymmetric Base Isolated Braced Steel Structures

A. Mansouri, F. Meshkinfam Hesari

Abstract

Base isolation can improve the seismic performance of structures by reducing the seismic demands instead of increasing the capacity. Many of existing and new structures are asymmetric, thus the effect of asymmetry on the behavior of isolated structures should be studied. In asymmetric structures the horizontal distance between center of mass and center of rigidity, induce inherent torsional moment which can generate extra forces and deformations in the members. In the present research work the seismic behavior of asymmetric isolated concentric braced structures is investigated by nonlinear dynamic analyses using SAP2000 software. The behavior of fixed base and isolated asymmetric structures for different values of mass and stiffness eccentricities are studied and compared to each other. Based on the analysis results, base isolation has reduced story rotations and torsional amplifications in asymmetric structures in mass eccentric and stiffness eccentric structures. Also smaller torsional amplifications can be expected in stiffness eccentric structures than mass eccentric structures. Furthermore a new method for designing isolators in asymmetric structures is proposed which can reduce story rotations and torsional moments in such structures.

Keywords

Base isolation, Asymmetric structure, Mass eccentricity, Stiffness eccentricity, Torsional amplification



جداسازهای لرزه‌ای به منظور بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، در سال‌های اخیر مورد توجه فراوان قرار گرفته‌اند. در سازه‌های جداسازی شده از پایه، در هنگام زلزله بخش عمده تغییر شکل جانبی، در تراز جداساز اتفاق می‌افتد و مقدار تغییر شکل روسازه بسیار کم خواهد بود، لذا از میزان رفتار غیرخطی و در نتیجه خسارت در روسازه به میزان زیادی کاسته خواهد شد، به عبارتی با استفاده از جداسازها، به جای افزایش ظرفیت سازه، میزان تقاضای اعمالی به آن کاهش می‌یابد [۱ و ۲].

در کنار برتری‌های جداسازی از پایه، این روش دارای محدودیت‌هایی نیز می‌باشد: این روش برای سازه‌های واقع بر روی خاک نرم مناسب نیست. همچنین، در سازه‌های بلند با دوره تناوب بالا تأثیر آن کمتر است. به علاوه اجرای آن در سازه، دشوار و پرهزینه بوده و نیاز به نیروی متخصص با مهارت بالا دارد [۱].

هرچند پژوهش‌های زیادی بر روی رفتار سازه‌های متقارن جداسازی شده از پایه انجام شده است، لکن رفتار سازه‌های نامتقارن به علت پژوهش‌های کمتر انجام شده، همچنان در دست بررسی است. در سازه‌های نامتقارن به علت وجود فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی سازه، پیچش در سازه به وجود آمده و عضوهای سازه می‌بایست نیروها و تغییر شکل‌های اضافی ناشی از پیچش را تحمل کنند. برون محوری سازه سبب وابسته شدن رفتار انتقالی و پیچشی سازه به یکدیگر می‌شود، لذا رفتار سازه‌های جداسازی شده متقارن و نامتقارن با یکدیگر متفاوت است [۳].

پژوهش Nagarajaiah و همکارانش [۴] بر روی سازه‌های چندطبقه سه‌بعدی نشان داد اثرهای پیچشی می‌تواند بسته به میزان برون محوری در روسازه و سیستم جداساز قابل توجه باشند.

بر پایه پژوهش Jangid و Datta [۵] بر روی یک سازه یک طبقه و یک دهانه جداسازی شده، برون محوری روسازه سبب تغییر چندان‌ی در جابجایی در تراز جداساز نمی‌شود.

Tena-Colunga و Gomez-Soberon [۶] رفتار پیچشی سازه‌های جداسازی شده را با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی با مقادارهای مختلف برون محوری، بین مرکز جرم و مرکز سختی سازه، بررسی کردند. بر پایه نتیجه‌های به دست آمده، تغییر مکان حداکثر جداساز همواره در حالتی که برون محوری در دو راستا وجود داشته باشد اتفاق نمی‌افتد.

بر پایه پژوهش Shakib و Fuladgar [۷] اثر مؤلفه قائم زلزله بر پاسخ سازه‌های نامتقارن جداسازی شده با جداساز اصطکاکی خالص قابل ملاحظه است.

Ismail [۸] با بررسی رفتار سازه‌های نامتقارن جداسازی شده تحت زمین لرزه‌های حوزه نزدیک گسل، نشان داد با استفاده از جداسازهای RNC می‌توان به لحاظ تئوری، پیچش را در سازه‌های نامتقارن حذف نمود.

پژوهش Khoshnoudian و Imani Azad [۹] بر روی سازه‌های نامتقارن جداسازی شده نشان داد در نظر گرفتن هر دو مؤلفه افقی حرکت زمین، سبب تشدید اثرهای پیچشی سازه جداسازی شده، در مقایسه با لحاظ یک مؤلفه افقی می‌شود.

Siringoringo و Fujino [۱۰] رفتار یک سازه جداسازی شده نامتقارن L شکل، ۱۴ طبقه را در زلزله بزرگ شرق ژاپن در سال ۲۰۱۱ بررسی کردند. در سازه مذکور علی‌رغم عملکرد مطلوب سیستم جداساز، به علت تأثیر موده‌های پیچشی، شتاب قابل توجهی در طبقات بالایی ایجاد شد.

Kilar و Koren [۱۱] رفتار سازه‌های نامتقارن جداسازی شده با شش توزیع متفاوت جداساز در پلان را بررسی کردند. بر پایه نتیجه‌های تحلیل در کلیه حالات در نظر گرفته شده، جداسازی سبب کاهش اثرهای پیچشی در سازه شده است.

Kilar و همکارانش [۱۲] در یک مطالعه موردی رفتار یک سازه نامتقارن جداسازی شده را بررسی نمودند. بر پایه نتیجه‌های به دست آمده از نقطه نظر لرزه‌ای، سطح اشغال کامل بار زنده همواره بحرانی نبوده و سطوح اشغال کمتر، متناظر با ۱۰ تا ۱۵ درصد برون محوری، سبب ایجاد خسارت بیشتر در ستون‌های سازه شده است.

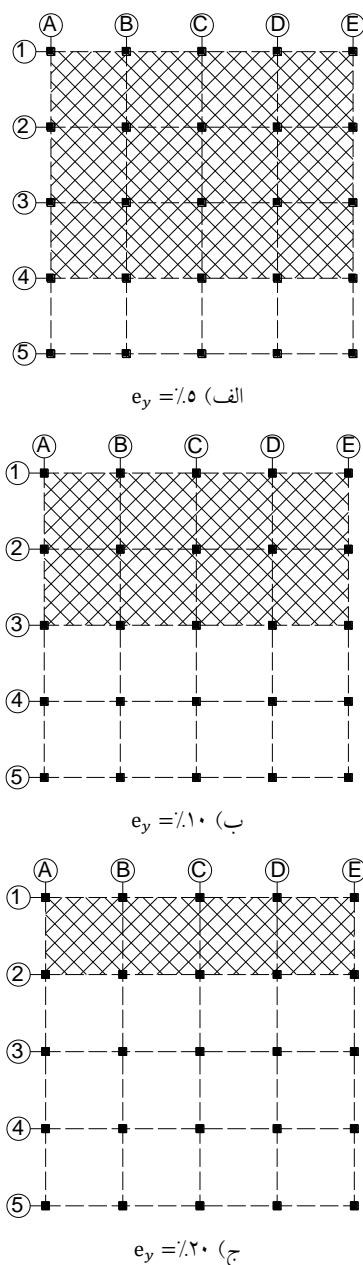
بر پایه پژوهش Tena-Colunga و Escamilla-Cruz [۱۳] با کاهش نسبت زمان تناوب سازه جداسازی شده به زمان تناوب سازه با تکیه‌گاه ثابت متناظر، اثرهای پیچشی در سیستم جداساز افزایش می‌یابد.

Ryan و Chopra [۱۴] نیز روشی برای برآورد حداکثر تغییر شکل جداساز، در سازه نامتقارن بر پایه تحلیل غیرخطی پیشنهاد دادند.

در پژوهش حاضر رفتار سازه فولادی مهاربندی شده دارای سیستم جداساز لرزه‌ای، با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی بررسی شده است. به منظور در نظر گرفتن اثرهای نامتقارنی در سازه، دو حالت برون محوری جرم و برون محوری سختی لحاظ شده است. در هر حالت مقادارهای مختلف برون محوری برای سازه در نظر گرفته شده است و رفتار سازه در دو حالت



مختلف سطح اشغال بار زنده، در پلان ساختمان در نظر گرفته شده است. بدین معنی که بار زنده در تعدادی دهانه‌ها همانند شکل (۲) اعمال شده است و مقدار بار زنده در سایر دهانه‌ها صفر در نظر گرفته شده است. این کار سبب جابجا شدن مرکز جرم ساختمان در راستای محور Y می‌شود. بر این اساس امکان ایجاد سه مقدار برون محوری جرمی ۵٪، ۱۰٪ و ۲۰٪ بعد ساختمان در راستای Y فراهم شده است.



شکل ۲- سطوح اشغال بار زنده و مقدارهای برون محوری‌های جرمی

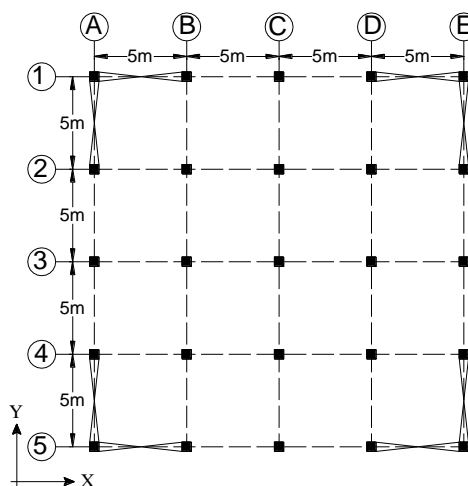
همچنین به منظور ایجاد مقدارهای مختلف برون محوری سختی چیدمان مهاربندها در پلان، همانند شکل (۳) تغییر داده

با تکیه‌گاه ثابت و جداسازی شده بررسی شده است. همچنین به منظور کاهش پیچش در سازه‌های نامتقارن جداسازی شده، راهکاری برای طراحی جداسازها پیشنهاد شده است که در آن اثرهای نامتقارنی سازه لحاظ شده است.

۲- مشخصات سازه مورد بررسی

۲-۱- روسازه

سازه مورد بررسی یک ساختمان پنج طبقه با سیستم باربر جانبی مهاربند هم‌محور فولادی و سیستم کف تیرچه‌بلوک می‌باشد. کاربری ساختمان اداری، نوع خاک تپ II و لرزه‌خیزی ساختگاه خیلی زیاد ($A=0.35$) در نظر گرفته شده است. بار مرده کف طبقات 500 kg/m^2 و بار زنده معادل 1000 kg/m^2 (اتاق بایگانی با قفسه‌های متحرک) لحاظ شده است. علت انتخاب این مقدار بار زنده، امکان ایجاد مقدارهای مختلف برون محوری جرمی با تغییر دهانه‌هایی که بار زنده در آن‌ها اعمال می‌شود، می‌باشد. پلان ستون گذاری و موقعیت اولیه مهاربندها که به شکل ضربدری در نظر گرفته شده‌اند، در شکل (۱) ارائه شده است.



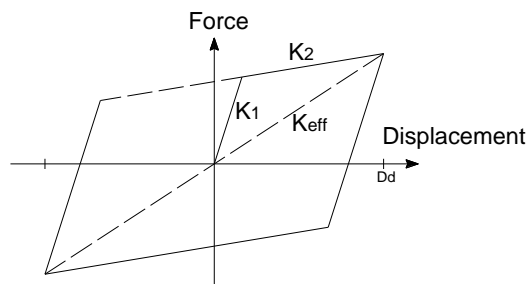
شکل ۱- پلان ستون گذاری و مهاربندی سازه

طراحی سازه بر پایه استاندارد ۲۸۰۰ [۱۵] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۶] با رعایت ضوابط مربوط به طراحی لرزه‌ای انجام شده است. ستون‌ها علاوه بر ترکیبات بار متعارف ثقلی و جانبی، با ترکیبات بار تشدید یافته بر پایه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۶] طراحی و کنترل شده‌اند.

نامتقارنی در سازه در دو حالت برون محوری جرم و سختی ایجاد شده است. به منظور ایجاد برون محوری جرمی سه حالت

۲-۲- سیستم جداساز

جداساز در نظر گرفته شده در این پژوهش از نوع لاستیکی با ورقه های فولادی می باشد. نمودار نیرو-تغییر مکان در نظر گرفته شده برای جداساز به صورت دوخطی و همانند شکل (۴) می باشد.



شکل ۴- الگوی دوخطی سیستم جداساز

طراحی سیستم جداساز با استفاده از نشریه ۵۲۳ [۱۷] انجام شده است. بر پایه این نشریه دوره تناوب سازه جداسازی شده (T_D) می بایست حداقل سه برابر دوره تناوب اصلی سازه با تکیه گاه ثابت در نظر گرفته شود که در طراحی جداسازها این مقدار معادل $2/5$ ثانیه لحاظ شده است. سختی جانبی مؤثر جداساز نیز از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$K_{eff} = \frac{W}{g} \times \frac{2\pi}{T_D} \quad (1)$$

که در آن W مجموع بار مرده و زنده اعمالی به جداساز است. مقدار تغییر مکان طرح (D_D) نیز از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$D_D = \frac{g}{4\pi^2} \times \frac{A \times (S+1) T_S^{2/3} \times T_D}{B_D} \quad (2)$$

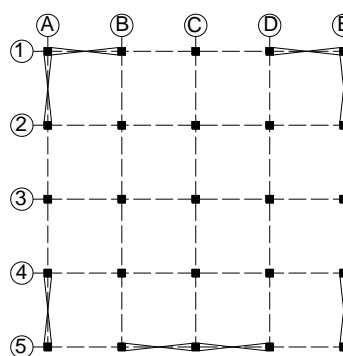
که در آن A شتاب مبنای طرح می باشد. پارامترهای S و T_S توجه به تیپ خاک و بر پایه استاندارد ۲۸۰۰ [۱۵] تعیین می شوند. پارامتر B_D نیز ضریب میرایی می باشد که بر پایه مفاد نشریه ۵۲۳ [۱۷] برای نسبت میرایی معادل مؤثر 20% ، برابر $1/5$ انتخاب شده است.

ضخامت کل جداساز لاستیکی صرف نظر از ورق های فولادی بالا و پایین آن، بر پایه تغییر مکان طرح (D_D) و حداکثر تغییر شکل نسبی برشی قابل تحمل توسط لاستیک (γ_{max}) به شرح زیر محاسبه می شود:

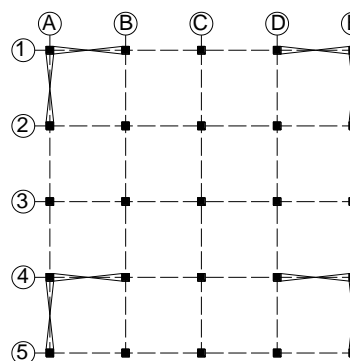
$$t_t = \frac{D_D}{\gamma_{max}} \quad (3)$$

از آنجاکه با توجه به رابطه (۱) طراحی جداسازها و تعیین ابعاد و جزئیات آن ها بر پایه بار قائم ثقلی اعمالی به جداساز انجام می شود، همانند شکل (۵) از دو تیپ جداساز برای

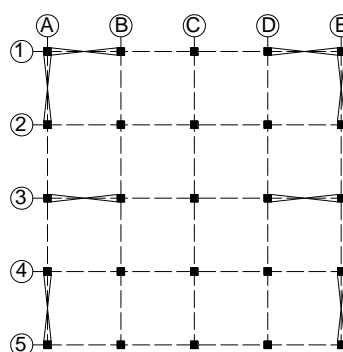
شده است. با این کار مرکز سختی ساختمان در راستای محور Y جابجا شده و امکان ایجاد سه مقدار برون محوری سختی معادل 5% ، 20% و 30% بعد ساختمان، در راستای محور Y فراهم شده است. شایان ذکر است که برای هر یک از حالات برون محوری جرم و سختی طراحی اولیه سازه بر پایه استاندارد ۲۸۰۰ [۱۵] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۶] به صورت جداگانه انجام شده است.



الف) $e_y = 5\%$



ب) $e_y = 20\%$

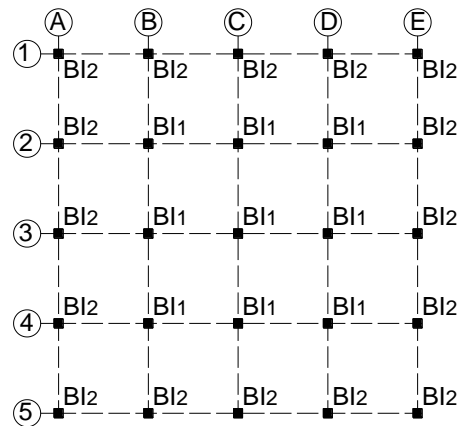


ج) $e_y = 30\%$

شکل ۳- چیدمان مهاربندها در پلان برای ایجاد مقدارهای مختلف برون محوری سختی



ستون‌های داخلی و خارجی سازه استفاده شده است. مشخصات جداسازها که بر پایه ضوابط نشریه ۵۲۳ [۱۷] طراحی شده‌اند در جدول (۱) ارائه شده است.



شکل ۵- پلان تیپ بندی جداسازها

۳- مشخصات زمین‌لرزه‌های ورودی

به منظور تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، از هفت زوج شتاب‌نگاشت متعلق به مؤلفه‌های افقی هفت زلزله مختلف ثبت شده، همانند جدول (۲) استفاده شده است. مشخصات رکوردها از پایگاه داده حرکات زمین PEER [۱۸] استخراج شده است. بر پایه استاندارد ۲۸۰۰ [۱۵] در صورت استفاده از هفت زوج شتاب‌نگاشت در تحلیل دینامیکی می‌توان مقدار متوسط

بیشینه بازتاب‌های به دست آمده از آن‌ها را به عنوان بازتاب نهایی تلقی کرد. برای تحلیل سه بعدی سازه زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده بر پایه استاندارد ۲۸۰۰ [۱۵] و با روش زیر مقیاس شده‌اند:

الف- کلیه شتاب‌نگاشت‌ها به مقدار حداکثر خود مقیاس شده‌اند. بدین معنی که حداکثر شتاب همه آن‌ها برابر با شتاب ثقل g در نظر گرفته شده است.

ب- طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد تعیین شده است.

پ- طیف‌های پاسخ هر زوج شتاب‌نگاشت با استفاده از روش جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب شده و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته شده است.

ت- طیف‌های پاسخ ترکیبی هفت زوج شتاب‌نگاشت، متوسط‌گیری شده و در محدوده زمان‌های تناوب $0.2T$ و $1.0T$ با طیف طرح استاندارد مقایسه شده است. ضریب مقیاس آن‌چنان تعیین شده است که در این محدوده مقدار متوسط‌ها در هیچ حالت کمتر از $1/4$ برابر مقدار نظیر آن در طیف استاندارد نباشد. شکل (۶) طیف متوسط شتاب‌نگاشت‌ها، طیف استاندارد و طیف متوسط با اعمال ضریب مقیاس را نشان می‌دهد.

ث- ضریب مقیاس تعیین شده، در شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده در بند (الف) ضرب شده و در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گرفته است.

جدول ۱- مشخصات جداسازها

K_2/K_1	سختی اولیه K_1 (kN/m)	سختی مؤثر K_{eff} (kN/m)	تغییر مکان طرح D_D (mm)	شمار لایه‌ها	ضخامت جداساز (mm)	قطر جداساز (mm)	تیپ جداساز
۰/۱	۱۲۸۰	۹۴۰	۲۲۸	۱۳	۱۶۰	۵۰۰	BI ₁
۰/۱	۸۳۲	۴۶۷	۲۲۸	۱۶	۱۶۰	۴۰۰	BI ₂

جدول ۲- مشخصات حرکات ورودی زمین [۱۸]

نام زلزله	ایستگاه	سال وقوع	بزرگای زلزله	PGA (g) مؤلفه طولی	PGA (g) مؤلفه عرضی
طیس	طیس	۱۹۷۸	۷/۳۵	۰/۸۵۴	۰/۸۶۲
کوبه	KJMA	۱۹۹۵	۶/۹	۰/۸۳۴	۰/۶۳۰
امپریال والی	السترو	۱۹۴۰	۶/۹۵	۰/۲۸۱	۰/۲۱۱
نورتریج	لیک هاگس	۱۹۹۴	۶/۶۹	۰/۱۶۵	۰/۲۱۷
گلباف	گلباف	۱۹۸۱	۶/۰	۰/۲۳۶	۰/۲۸۲
پالم اسپرینگ	کابازون	۱۹۸۶	۶/۰۶	۰/۲۲۱	۰/۲۰۴
لوما پریتا	کاپیتولا	۱۹۸۹	۶/۹۳	۰/۵۱۱	۰/۴۳۹

تحلیل سازه شود. به طور کلی انتظار می‌رود جداسازی سبب کاهش تقاضای تغییرشکل جانبی در سازه شود و بخش اصلی تغییرشکل در تراز جداساز رخ دهد. بدین شکل با تحلیل سازه در دو حالت ذکر شده، از صحت این امر در الگوی عددی مورد استفاده اطمینان حاصل می‌شود.

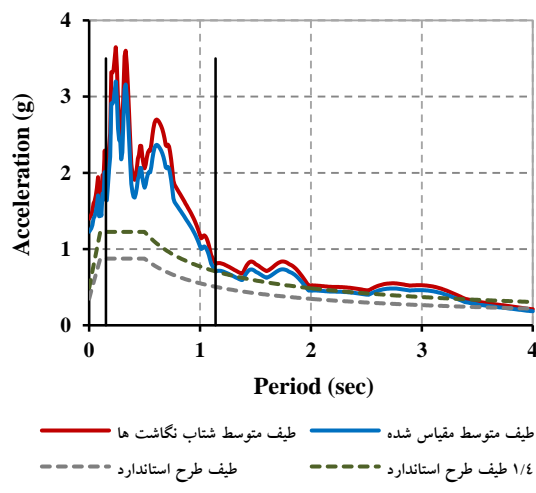
پس از آن رفتار سازه نامتقارن جداسازی شده که هدف اصلی پژوهش حاضر است، در دو حالت برون محوری جرم و سختی مورد بررسی قرار گرفته است. در خصوص سازه‌های نامتقارن غالباً نگرانی اصلی، ایجاد پیچش در سازه و وارد شدن نیروهای اضافی به اعضا به دلیل اثرهای پیچشی است. وجود پیچش در سازه با ایجاد دوران در دیافراگم کف طبقات نمایان می‌شود. بدین معنا که در سازه کاملاً متقارن، در صورت اعمال بار به مرکز جرم، دوران ایجاد شده تحت بار جانبی صفر است و با افزایش برون محوری، مقدار دوران افزایش می‌یابد. لذا در خصوص سازه‌های نامتقارن در پژوهش حاضر، مقدار دوران پلان طبقات در حالات مختلف محاسبه شده و مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. در انتها نیز رفتار سازه‌های نامتقارن دارای برون محوری جرم و سختی با یکدیگر مورد مقایسه قرار گرفته‌اند.

۱-۵- سازه متقارن

سازه مورد بررسی در این بخش همان‌طور که در بخش ۱-۲ معرفی شد، از نظر شکل هندسی پلان، توزیع جرم در پلان و موقعیت قرارگیری عضوهای سیستم باربر جانبی کاملاً متقارن است. سازه در دو حالت با تکیه‌گاه ثابت و جداسازی شده، الگوسازی و تحلیل شده است و از جهات مختلف مورد مقایسه قرار گرفته است.

عموماً یکی از اهداف جداسازی افزایش زمان تناوب سازه و کاهش نیروهای جانبی اعمالی به سازه می‌باشد. مقدار دوره تناوب سه مود اول نوسان، برای سازه‌های با تکیه‌گاه ثابت و جداسازی شده و همچنین نسبت دوره تناوب سازه جداسازی شده به دوره تناوب سازه با تکیه‌گاه ثابت در جدول (۳) ارائه شده است. مودهای اول و دوم مربوط به درجات آزادی انتقالی و مود سوم مربوط به پیچش سازه می‌باشد. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقدار زمان تناوب مودهای انتقالی در سازه جداسازی شده حدود سه برابر سازه با تکیه‌گاه ثابت است، این نسبت در مود پیچشی بزرگ‌تر از هفت می‌باشد.

بیشینه جابجایی طبقات در دو حالت با تکیه‌گاه ثابت و



شکل ۶- طیف متوسط شتاب‌نگاشت‌ها و طیف طرح استاندارد

۴- الگوسازی و تحلیل سازه

الگوسازی و تحلیل سازه با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 و روش تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شده است. رفتار غیرخطی در عضوهای سازه و همچنین سیستم جداساز در نظر گرفته شده است. با توجه به سیستم سازه‌ای مورد پژوهش مؤلفه شکل‌پذیر سازه، نیروی محوری مهاربندها می‌باشد. لذا مفصل خمیری محوری، در مهاربندها بر پایه پارامترهای الگوسازی نشریه ASCE41 [۱۹] تعریف شده‌اند. الگوسازی جداساز نیز با استفاده از المان لینک غیرخطی از نوع Rubber Isolator انجام شده است. رفتار جداساز به صورت ایده ال دوخطی در نظر گرفته شده است که دارای خصوصیات غیرخطی در راستای برشی و خصوصیات خطی در سایر درجات آزادی است. در هر یک از شرایط در نظر گرفته شده برای سازه، دو حالت تکیه‌گاه ثابت (FB) و جداسازی شده (BI) در نظر گرفته شده است تا امکان مقایسه این دو حالت و بررسی اثرهای جداسازی وجود داشته باشد.

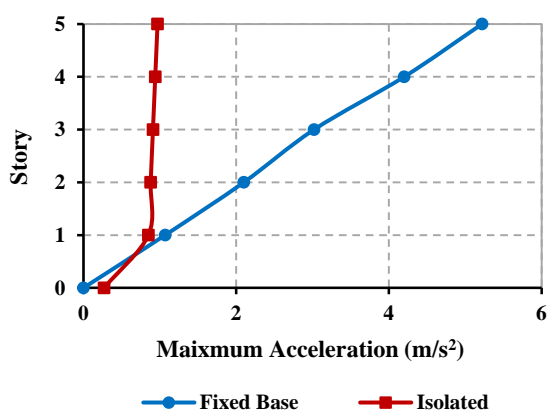
۵- نتیجه‌های تحلیل

در این بخش نتیجه‌های تحلیل سازه در حالات مختلف ارائه شده و مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. نخست رفتار سازه کاملاً متقارن در دو حالت با تکیه‌گاه ثابت (بدون جداساز) و جداسازی شده بررسی شده است. هرچند رفتار سازه‌های متقارن جداسازی شده در پژوهش‌های قبلی مورد بررسی قرار گرفته است، لکن انجام این بررسی‌ها در خصوص سازه مورد پژوهش می‌تواند موجب اطمینان از صحت روش الگوسازی و



همچنین در سازه با تکیه‌گاه ثابت مقدار جابجایی ایجاد شده در همه طبقات قابل توجه است، حال آنکه در سازه جداسازی شده، بخش عمده جابجایی کل در تراز جداساز رخ داده است و مقدار جابجایی نسبی طبقات بسیار کمتر از حالت قبل است. مقدار میانگین بیشینه جابجایی شتاب‌نگاشت‌ها در تراز جداساز معادل ۶ سانتیمتر می‌باشد. مقدار متوسط بیشینه جابجایی نسبی طبقات در سازه جداسازی شده و سازه با تکیه‌گاه ثابت به ترتیب ۰/۷۲ و ۳/۲ سانتیمتر می‌باشد؛ بنابراین جداسازی به‌طور متوسط سبب کاهش ۷۷ درصدی جابجایی نسبی طبقات شده است. این موضوع سبب بهبود قابل توجه در عملکرد لرزه‌ای سازه می‌شود. کاهش جابجایی نسبی طبقات به معنای تقاضای لرزه‌ای کمتر در عضوهای سازه و در نتیجه رفتار غیرخطی و خسارت کمتر در آن‌ها می‌باشد. همچنین کاهش جابجایی نسبی طبقات سبب کاهش اثرهای $P-\Delta$ و ناپایداری ناشی از آن می‌شود. به‌علاوه این موضوع سبب کاهش خسارت در اجزاء غیر سازه‌ای نیز خواهد شد.

مقدار میانگین بیشینه شتاب طبقات حاصل تحلیل با استفاده از هفت شتاب‌نگاشت، در دو حالت سازه با تکیه‌گاه ثابت و جداسازی شده در شکل (۸) ارائه شده است. همان‌طور که در این شکل دیده می‌شود مقدار شتاب در سازه با تکیه‌گاه ثابت، در همه طبقات، بیش از سازه جداسازی شده است. مقدار میانگین بیشینه شتاب در تراز بام در سازه جداسازی شده و سازه با تکیه‌گاه ثابت به ترتیب $1/02$ و $5/22 \text{ m/s}^2$ می‌باشد؛ بنابراین جداسازی سبب کاهش ۸۰ درصدی شتاب در تراز بام شده است.



شکل ۸- میانگین بیشینه شتاب طبقات

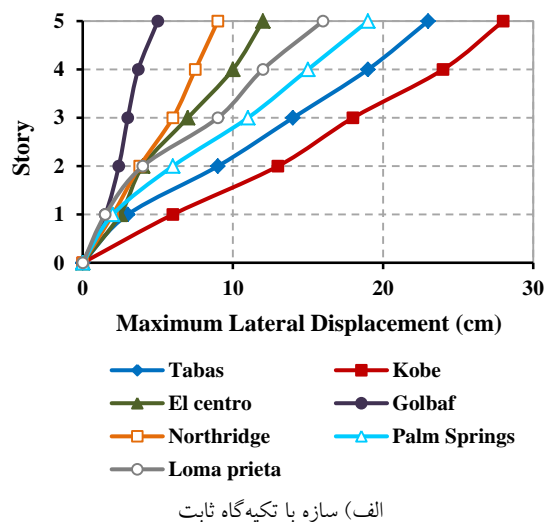
همچنین با توجه به شکل (۸) در خصوص سازه با تکیه‌گاه

جداسازی شده به ترتیب در شکل‌های (۷-الف) و (۷-ب) ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقدار جابجایی کل در تراز بام، در سازه جداسازی شده کمتر از سازه با تکیه‌گاه ثابت است. مقدار میانگین بیشینه جابجایی بام در شتاب‌نگاشت‌های مختلف، در سازه جداسازی شده و سازه با تکیه‌گاه ثابت به ترتیب ۹/۶ و ۱۶ سانتیمتر می‌باشد؛ بنابراین جداسازی سبب کاهش ۴۰ درصدی جابجایی بام شده است.

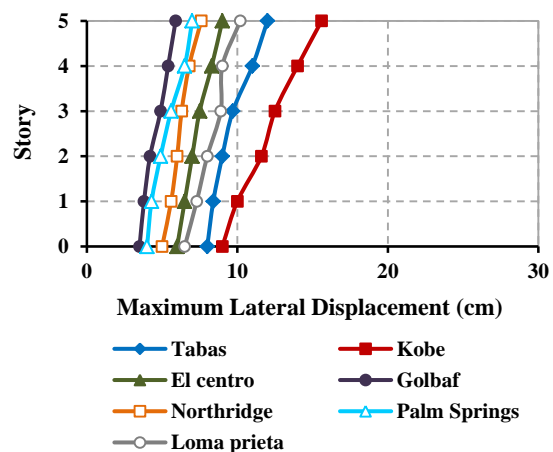
جدول ۳- دوره تناوب سازه‌های متقارن با تکیه‌گاه ثابت و

جداسازی شده (ثانیه)

نوع سازه	مود اول	مود دوم	مود سوم
تکیه‌گاه ثابت	۰/۶۷	۰/۶۶۲	۰/۱۰۸
جداسازی شده	۲/۰۲	۱/۹۲	۰/۷۹۳
T_{BI}/T_{FB}	۳/۰۲	۲/۹	۷/۳۴



الف) سازه با تکیه‌گاه ثابت



ب) سازه جداسازی شده

شکل ۷- بیشینه جابجایی طبقات تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف

ثابت، یک رابطه تقریباً خطی بین شتاب طبقه و ارتفاع تراز موردنظر مشاهده می‌شود، درحالی‌که در سازه جداسازی‌شده مقدار افزایش شتاب پس از اولین طبقه بسیار کم است. از آنجاکه نیروی اینرسی اعمالی به طبقه در هنگام زلزله با شتاب آن طبقه نسبت مستقیم دارد، می‌توان چنین نتیجه‌گیری کرد که در سازه با تکیه‌گاه ثابت، با افزایش ارتفاع تراز طبقه موردنظر، مقدار نیروی جانبی اعمالی به آن طبقه، به‌صورت تقریباً خطی افزایش می‌یابد، لکن در خصوص سازه جداسازی‌شده نیروی اعمالی به تراز طبقات تقریباً ثابت است یا دارای رشد بسیار ناچیز است.

در خصوص میزان رفتار غیرخطی نیز بر پایه نتیجه‌های تحلیل، در سازه دارای تکیه‌گاه ثابت مفاصل خمیری در مهاربندهای طبقات پایین تشکیل شده‌اند (یک تا سه طبقه در شتاب‌نگاشت‌های مختلف) و در برخی موارد تغییرشکل غیرخطی آن‌ها از تغییرشکل متناظر با عملکرد آستانه فروریزش نیز فراتر رفته است. این در حالی است که در سازه جداسازی‌شده کلیه مهاربندها در مرحله الاستیک بوده و در هیچ از آن‌ها مفصل خمیری تشکیل نشده است. این موضوع نشان‌دهنده عملکرد مطلوب سیستم جداساز در کاهش رفتار غیرخطی و خسارت در روسازه، به‌واسطه تحمل بخش قابل‌توجهی از تغییرشکل در تراز جداساز می‌باشد.

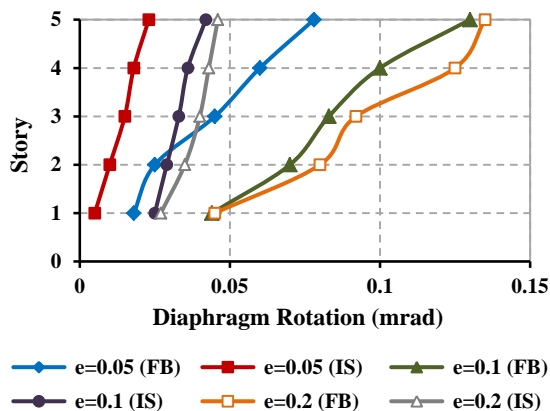
۲-۵- سازه نامتقارن با برون محوری جرم

همان‌طور که در بخش ۲-۱ تشریح شد به‌منظور ایجاد مقدارهای مختلف برون محوری جرم، سطوح مختلف اشغال بار زنده، در پلان ساختمان در نظر گرفته شد. بدین ترتیب سه مقدار برون محوری جرمی معادل ۵٪، ۱۰٪ و ۲۰٪ بعد ساختمان، در پژوهش حاضر در نظر گرفته شد.

در این بخش به‌منظور بررسی رفتار سازه‌های نامتقارن و بررسی اثرهای جداسازی، مقدار دوران طبقات که متناسب با مقدار لنگر پیچشی در سازه است، مورد استفاده قرار گرفته است. به‌منظور محاسبه دوران در هر طبقه، اختلاف تغییرمکان جانبی دو انتهای سازه، بر بعد سازه در راستای عمود تقسیم شده است. در شکل (۹) نمودار میانگین بیشینه دوران طبقات، در تحلیل با شتاب‌نگاشت‌های مختلف و در شکل (۱۰) مقدارهای متوسط آن، برای طبقات یک سازه ارائه شده است. همان‌طور که انتظار می‌رود با افزایش برون محوری در هر دو حالت سازه با تکیه‌گاه ثابت و جداسازی‌شده، مقدار دوران طبقه افزایش می‌یابد. همچنین مقدار دوران طبقه در طبقات بالایی بیش از طبقات پایین است.

نکته جالب‌توجه این است که مقدارهای دوران طبقات در سازه جداسازی‌شده، به میزان حدود ۶۰ تا ۷۰ درصد نسبت به سازه با تکیه‌گاه ثابت کاهش یافته است (شکل (۱۱)). این بدین معنی است که جداسازی علاوه بر کاهش جابجایی نسبی طبقات -که مزیت‌های آن در بخش ۴-۱ تشریح شد- می‌تواند سبب کاهش قابل‌توجه دوران طبقات و اثرهای پیچشی در سازه شود. به عبارتی میزان نامنظمی در پلان و نامتقارنی سازه، پس از جداسازی کاهش فراوان خواهد یافت. البته بر پایه شکل (۱۱) با افزایش میزان برون محوری جرم میزان تأثیر جداسازی در کاهش دوران طبقات کم می‌شود.

همچنین همان‌طور که ذکر شد با توجه به شکل (۹) میزان دوران در طبقات بالایی، در هر دو حالت سازه با تکیه‌گاه ثابت و جداسازی‌شده بیش از طبقات پایین است، لکن میزان رشد دوران در طبقات بالا نسبت به طبقات پایین، در سازه جداسازی‌شده کمتر از سازه با تکیه‌گاه ثابت است. نسبت مقدار متوسط دوران آخرین طبقه به دوران اولین طبقه، در سازه‌های با تکیه‌گاه ثابت و جداسازی‌شده به ترتیب ۳/۲۰ و ۱/۹۵ می‌باشد؛ بنابراین در سازه‌های جداسازی‌شده، نرخ افزایش دوران در طبقات متوالی کوچک‌تر است.

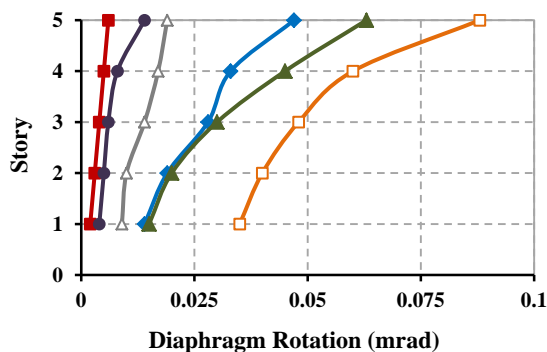


شکل ۹- میانگین بیشینه دوران طبقات برحسب مقدارهای مختلف برون محوری جرم

۳-۵- سازه نامتقارن با برون محوری سختی

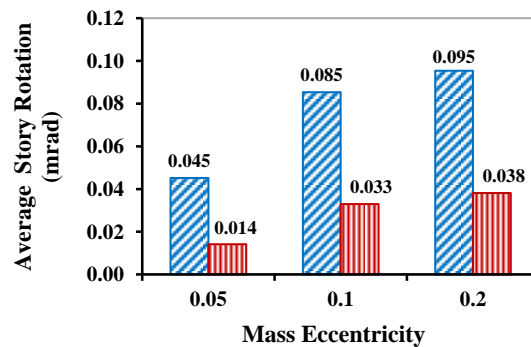
با توجه به توضیحات ارائه‌شده در بخش ۲-۱ به‌منظور ایجاد برون محوری سختی، چیدمان‌های مختلف برای مهاربندها در پلان در نظر گرفته شد و بر این اساس امکان ایجاد سه مقدار برون محوری سختی معادل ۵٪، ۲۰٪ و ۳۰٪ بعد ساختمان در راستای Y فراهم گردید. در این بخش نیز به‌منظور مقایسه رفتار



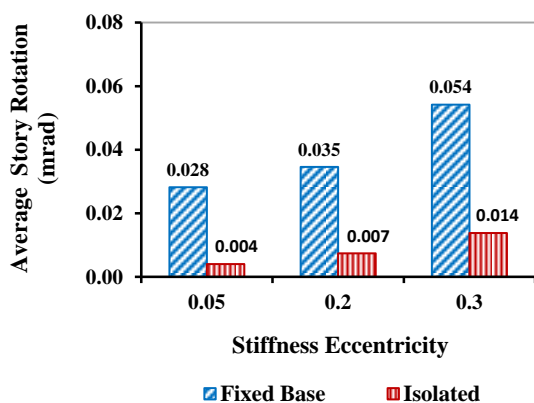


e=0.05 (FB) e=0.05 (IS) e=0.2 (FB)
 e=0.2 (IS) e=0.3 (FB) e=0.3 (IS)

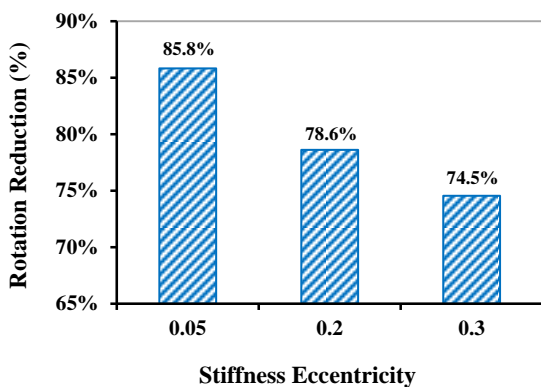
شکل ۱۲- میانگین بیشینه دوران طبقات برحسب مقادارهای مختلف برون محوری سختی



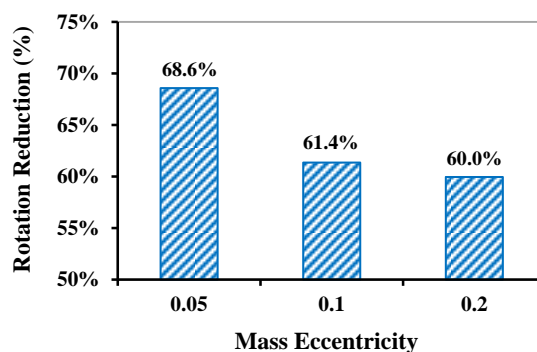
شکل ۱۰- مقادارهای متوسط بیشینه دوران طبقات مختلف برحسب مقادارهای مختلف برون محوری جرم



شکل ۱۳- متوسط بیشینه دوران طبقات مختلف برحسب مقادارهای مختلف برون محوری سختی



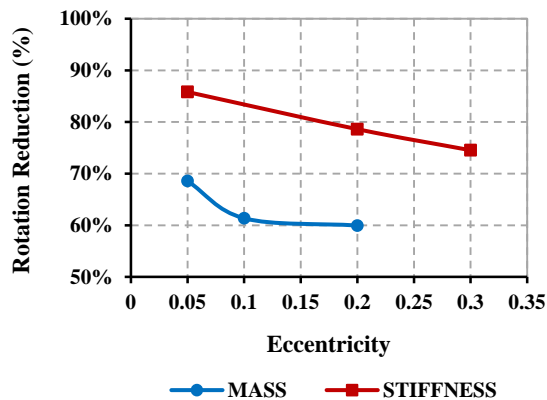
شکل ۱۴- درصد کاهش متوسط بیشینه دوران طبقات در سازه جداسازی شده، برحسب مقادارهای مختلف برون محوری سختی در این حالت نیز رشد افزایش دوران در طبقات متوالی در



شکل ۱۱- درصد کاهش مقادارهای متوسط بیشینه دوران طبقات در سازه جداسازی شده، برحسب مقادارهای مختلف برون محوری جرم

سازه برای مقادارهای مختلف برون محوری، دوران طبقات در حالات مختلف محاسبه شده و ارائه می گردد. مقادارهای میانگین بیشینه دوران طبقات برحسب مقادارهای مختلف برون محوری سختی در شکل (۱۲) ارائه شده است. همچنین مقادارهای متوسط آن برای طبقات مختلف یک سازه، در شکل (۱۳) ارائه شده است. در اینجا نیز مشابه حالت قبل مقدار دوران با افزایش برون محوری افزایش یافته است و مقدار دوران در سازه جداسازی شده نسبت به سازه با تکیه گاه ثابت، به میزان قابل ملاحظه ای کاهش یافته است. مقدار متوسط کاهش بیشینه دوران طبقات در شکل (۱۴) ارائه شده است. همان طور که مشاهده می شود مقدار دوران طبقات، با جداسازی سازه از پایه برای مقادارهای مختلف برون محوری سختی بین ۷۵ تا ۸۵٪ کاهش یافته است. این موضوع نشان می دهد جداسازی، در خصوص سازه های نامتقارن با برون محوری سختی نیز می تواند در کاهش اثرهای پیچشی در سازه بسیار مؤثر باشد.

همان‌طور که مشاهده می‌شود در سازه دارای برون محوری سختی، جداسازی سبب کاهش بیشتری در میزان دوران و پیچش طبقات شده است. به عبارتی از این نظر، جداسازی در سازه‌های دارای برون محوری سختی مؤثرتر و مفیدتر است.



شکل ۱۶- درصد کاهش متوسط بیشینه دوران طبقات در سازه جداسازی‌شده، برحسب مقدارهای مختلف برون محوری جرم و سختی

لذا می‌توان چنین جمع‌بندی نمود که در سازه دارای برون محوری سختی اولاً مقدارهای دوران و پیچش، کمتر از سازه دارای برون محوری جرم است، ثانیاً در چنین سازه‌هایی جداسازی سبب کاهش بیشتری در دوران طبقات می‌شود؛ بنابراین سازه‌های نامتقارن دارای برون محوری سختی، تحت بار جانبی، وضعیت مطلوب‌تری نسبت به سازه‌های دارای برون محوری جرم دارند. شایان‌ذکر است که در بسیاری از موارد در ساختمان‌ها، توزیع جرم در پلان طبقات نسبتاً یکنواخت است و آنچه سبب ایجاد نامتقارنی در سازه‌ها می‌شود، عدم تقارن در موقعیت المان‌های باربر جانبی در پلان است؛ بنابراین در غالب موارد بخش عمده برون محوری سازه از نوع برون محوری سختی است.

۶- پیشنهاد روشی برای طراحی جداسازها در سازه‌های

نامتقارن، به‌منظور کاهش پیچش

با توجه به نتیجه‌های به‌دست‌آمده در بخش ۴، جداسازی سازه سبب کاهش دوران طبقات و اثرهای پیچشی در سازه می‌شود. در این بخش هدف اصلاح روش طراحی جداسازها به‌گونه‌ای است که مقدار پیچش در سازه تا حد امکان کم شود.

با توجه به توضیحات ارائه‌شده در بخش ۲-۲ تعیین سختی مؤثر هر یک از جداسازها، بر پایه بار محوری ثقلی اعمالی به آن و دوره تناوب انتخابی سازه جداسازی‌شده انجام می‌شود

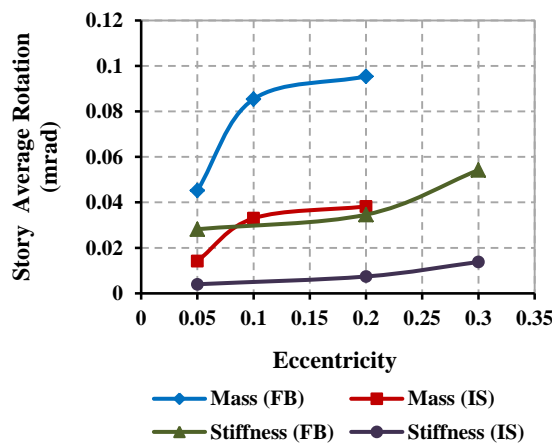
سازه با تکیه‌گاه ثابت بیش از سازه جداسازی‌شده می‌باشد. بر پایه نتیجه‌های تحلیل، نسبت مقدار متوسط دوران آخرین طبقه به دوران اولین طبقه، در سازه‌های با تکیه‌گاه ثابت و جداسازی‌شده به ترتیب ۳/۰۹ و ۲/۶۰ می‌باشد. لذا نرخ افزایش دوران در طبقات متوالی در سازه جداسازی‌شده کاهش یافته است.

۵-۴- مقایسه نتیجه‌های سازه‌های نامتقارن با برون محوری

جرم و سختی

در بخش‌های قبل رفتار سازه‌های نامتقارن با برون محوری جرم و سختی مورد بررسی قرار گرفت و تأثیر جداسازی از پایه، در این سازه‌ها بررسی شد. در این بخش رفتار دو نوع سازه مذکور مورد مقایسه قرار می‌گیرد.

در شکل (۱۵) مقدار متوسط دوران طبقه سازه‌های نامتقارن، در دو حالت برون محوری جرم و برون محوری سختی برای سازه‌های با تکیه‌گاه ثابت و جداسازی‌شده ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود در هر دو حالت سازه با تکیه‌گاه ثابت و سازه جداسازی‌شده، برون محوری سختی سبب دوران کمتری در پلان و در نتیجه اثرهای پیچشی کمتری در سازه، نسبت به برون محوری جرم شده است. نکته جالب‌توجه این است که دوران سازه جداسازی‌شده دارای برون محوری جرم نزدیک به دوران سازه با تکیه‌گاه ثابت دارای برون محوری سختی می‌باشد.



شکل ۱۵- مقدارهای متوسط بیشینه دوران طبقات مختلف برحسب مقدارهای مختلف برون محوری جرم و سختی

همچنین در شکل (۱۶) درصد کاهش متوسط بیشینه دوران طبقات در سازه جداسازی‌شده، نسبت به سازه با تکیه‌گاه ثابت در دو حالت برون محوری جرم و سختی ارائه شده است.



سپس روش پیشنهادی به حالتی که برون محوری در هر دو راستا وجود داشته باشد تعمیم داده می‌شود.

در ابتدا سختی مؤثر هر یک از جداسازها با روش نشریه ۵۲۳ [۱۷] و با استفاده از رابطه (۱) محاسبه می‌شود، سپس مجموع سختی سامانه جداساز (K_I) تعیین می‌شود.

موقعیت مرکز سختی معادل سیستم از رابطه زیر قابل محاسبه است:

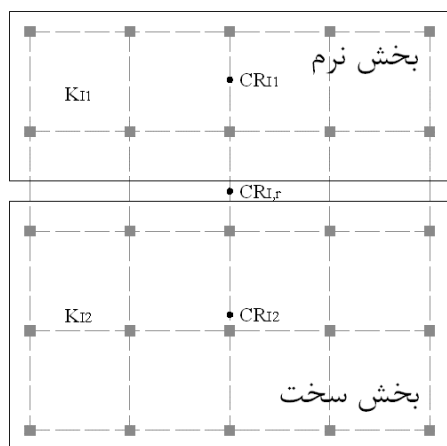
$$Y_{RT} = \frac{K_S Y_{RS} + K_I Y_{RI}}{K_S + K_I} \quad (۴)$$

که در آن K_I و K_S به ترتیب سختی روسازه و سختی مؤثر کل سیستم جداساز و Y_{RI} و Y_{RS} به ترتیب مختصات Y مرکز سختی روسازه و مرکز سختی سیستم جداساز می‌باشند.

به منظور تعیین موقعیت جدید مرکز سختی سامانه جداساز $(Y_{RI,r})$ مقدار Y_{RT} در رابطه (۴) معادل مختصات Y مرکز جرم روسازه (Y_{CM}) در نظر گرفته می‌شود. لذا $Y_{RI,r}$ از رابطه (۵) قابل محاسبه است:

$$Y_{RI,r} = \frac{Y_{CM}(K_S + K_I) - K_S Y_{RS}}{K_I} \quad (۵)$$

پس از تعیین موقعیت جدید مرکز سختی سامانه جداساز، می‌بایست سختی جداسازها به گونه‌ای اصلاح شود که موقعیت مرکز سختی آنها منطبق بر موقعیت جدید شود. بدین منظور همانند شکل (۱۸) سامانه جداساز به دو بخش نرم و سخت، در طرفین موقعیت جدید مرکز سختی سامانه جداساز تقسیم می‌شود.

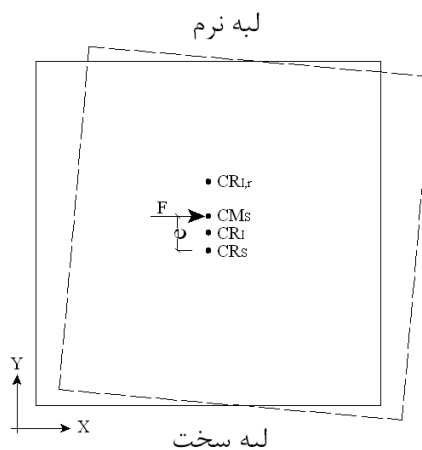


شکل ۱۸- تقسیم سامانه جداساز به دو بخش سخت و نرم

به منظور تغییر موقعیت مرکز سختی سامانه جداساز، می‌بایست مقدار سختی جداسازهای واقع در بخش نرم در یک

و اثرهای پیچش در سازه، در طراحی جداساز لحاظ نمی‌شود. در روش پیشنهادی با اصلاح مقادیرهای سختی مؤثر جداسازها، پیچش در سازه کاهش می‌یابد. طراحی جداساز شامل تعیین مساحت آن، شمار و ضخامت لایه‌ها بر پایه سختی مؤثر اصلاح شده جداساز انجام خواهد شد.

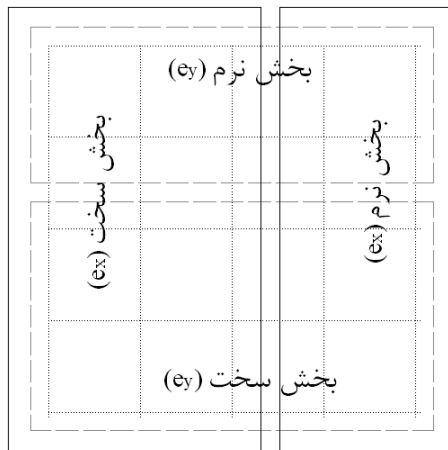
همان‌طور که در شکل (۱۷) نشان داده شده است، علت ایجاد پیچش در سازه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی است. در این حالت تحت بار جانبی، یک وجه سازه تغییرشکل جانبی بیشتری دارد که اصطلاحاً به آن لبه نرم اطلاق می‌شود و وجه دیگر تغییرشکل کمتری دارد و لبه سخت نامیده می‌شود. در سازه جداسازی شده، با توجه به جرم ناچیزها جداسازها نسبت به جرم سازه، موقعیت مرکز جرم معادل سیستم (CM_T) تقریباً منطبق بر مرکز جرم روسازه (CM_S) می‌باشد. لکن از آنجاکه سختی جداسازها قابل توجه است، موقعیت مرکز سختی سیستم تابع موقعیت مرکز سختی روسازه (CR_S) و همچنین مرکز سختی سامانه جداساز (CR_I) می‌باشد. در روش پیشنهادی هدف این است که موقعیت مرکز سختی سامانه جداساز به گونه‌ای اصلاح شود ($CR_{I,R}$) که موقعیت مرکز سختی معادل روسازه و جداساز بر موقعیت مرکز جرم سازه منطبق شود. بدین منظور می‌بایست سختی جداسازهای واقع در مجاورت لبه نرم افزایش و سختی جداسازهای واقع در نزدیکی لبه سخت کاهش یابد تا مرکز سختی سیستم جداساز به لبه نرم نزدیک شود.



شکل ۱۷- کاهش پیچش در سازه با روش پیشنهادی

در ادامه مراحل پیاده‌سازی روش پیشنهادی بیان می‌شود. در ابتدا با فرض اینکه برون محوری در پلان فقط در یک راستا (راستای Y) وجود داشته باشد، مراحل کار تشریح می‌شود،

متناظر همانند شکل (۱۹) ضرب می‌شوند. به عبارتی در حالتی که سازه دارای برون محوری در دو راستا باشد، سختی هر یک از جداسازها دو بار اصلاح می‌شود، به بیان دیگر در هر یک از مقدارهای سختی جداساز، دو ضریب اصلاح ضرب می‌شوند.



شکل ۱۹- بخش‌های سخت و نرم مربوط به برون محوری دو راستا

به منظور ارزیابی روش پیشنهادی، جداسازهای سازه دارای برون محوری جرم ۵٪ مجدداً با این روش طراحی شد و سازه جداسازی شده تحت هفت شتاب‌نگاشت مورد تحلیل قرار گرفت. جزئیات محاسبات روش پیشنهادی و ضرایب α و β به دست آمده در جدول (۴) ارائه شده است. قابل ذکر است که مبدأ مختصات در محل ستون گوشه پایین پلان در نظر گرفته شده است.

جدول ۴- استفاده از روش پیشنهادی در طراحی جداسازهای سازه مورد بررسی

Y_{CM} (m)	Y_{RS} (m)	K_S (kN/m)	K_I (kN/m)	$Y_{RI,r}$ (m)	K_{I1} (kN/m)	K_{I2} (kN/m)	Y_{RI1} (m)	Y_{RI2} (m)	α	β
۱۱	۱۰	۳۴۵۰۰	۱۵۹۳۲	۱۳/۱۶	۶۰۸۹	۹۸۴۳	۱۶/۹۲	۵/۷۲	۱/۹۳۱	۰/۴۲۴

طراحی جداسازها به ترتیب ۰/۰۰۷ و ۰/۰۱۴ میلی رادیان می‌باشد. لذا در روش پیشنهادی مقدارهای میانگین دوران به میزان ۰/۵۰٪ نسبت به روش نشریه ۵۲۳ [۱۷] کاهش یافته است که این موضوع نشان‌دهنده نتیجه قابل قبول روش پیشنهادی می‌باشد.

۷- نتیجه گیری

در این پژوهش تأثیر جداسازی از پایه، بر رفتار سازه فولادی با سیستم باربر جانبی مهاربند هم‌محور بررسی شده است. به منظور ارزیابی رفتار سازه‌های نامتقارن در شرایط ذکر شده دو حالت

ضریب افزایش (α) و مقدار سختی جداسازهای واقع در بخش سخت در یک ضریب کاهش (β) ضرب شوند. مقدارهای ضرایب مذکور از حل هم‌زمان دو معادله (۶) و (۷) قابل محاسبه هستند:

$$\alpha K_{I1} + \beta K_{I2} = K_I \quad (6)$$

$$\alpha K_{I1} Y_{RI1} + \beta K_{I2} Y_{RI2} = K_I Y_{RI,r} \quad (7)$$

که در آن K_{I1} و K_{I2} به ترتیب مجموع سختی جداسازهای واقع در بخش نرم و بخش سخت می‌باشند. Y_{RI1} و Y_{RI2} نیز به ترتیب مختصات Y موقعیت مرکز سختی جداسازهای بخش نرم و بخش سخت می‌باشند. بنا بر معادله (۶) مجموع سختی جداسازهای سازه ثابت در نظر گرفته شده است.

پس از تعیین ضرایب α و β سختی هر یک از جداسازها، در ضریب مربوطه ضرب شده و طراحی جداساز بر پایه سختی اصلاح شده انجام می‌شود.

در صورتی که سازه دارای برون محوری در دو راستا باشد، می‌بایست عملیات فوق، دو بار برای دو راستا به صورت جداگانه انجام شود. بدین معنی که یکبار صرفاً با لحاظ برون محوری e_y مقدار مختصات Y موقعیت جدید مرکز سختی سامانه جداساز ($Y_{RI,r}$) تعیین شده، ضرایب α و β مربوط به این راستا محاسبه شده و در سختی جداسازهای بخش سخت و نرم این راستا (شکل (۱۹)) ضرب می‌شوند. سپس همین عملیات برای برون محوری e_x انجام می‌شود و ضرایب α و β راستای عمود محاسبه شده و در سختی جداسازهای بخش سخت و نرم

در شکل (۲۰) میانگین بیشینه دوران طبقات در شرایط تکیه‌گاه ثابت و همچنین جداسازی شده در دو حالت ارائه شده است. در خصوص سازه جداسازی شده یکبار طراحی جداسازها با روش متعارف و بر پایه نشریه ۵۲۳ [۱۷] و بار دیگر با استفاده از روش پیشنهادی انجام شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقدار دوران طبقات در حالتی طراحی جداسازها بر پایه روش پیشنهادی انجام شده است، کمتر از مقدار متناظر در حالتی است که طراحی جداسازها با روش متعارف انجام شده است. بر پایه نتیجه های تحلیل میانگین دوران طبقات مختلف در روش پیشنهادی و روش متعارف

۵- جداسازی از پایه سبب کاهش قابل توجه دوران طبقات و اثرهای پیچشی در سازه شده است. مقدار دوران طبقات، در سازه دارای برون محوری جرم بین ۶۰ تا ۷۰ درصد و در سازه دارای برون محوری سختی بین ۷۵ تا ۸۵ درصد نسبت به سازه با تکیه‌گاه ثابت کاهش یافته است. لذا در سازه دارای برون محوری سختی، جداسازی سبب کاهش بیشتری در میزان دوران و پیچش طبقات، نسبت به سازه دارای برون محوری جرم شده است.

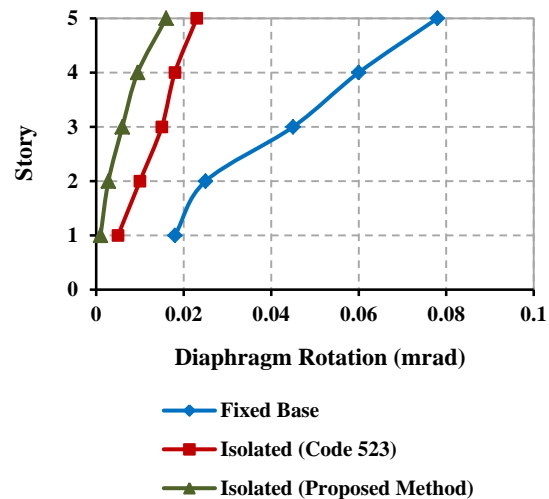
۶- جداسازی سبب کاهش نرخ افزایش دوران در طبقات متوالی سازه شده است.

۷- در هر دو حالت سازه با تکیه‌گاه ثابت و سازه جداسازی شده، برون محوری سختی سبب دوران کمتری در پلان و در نتیجه اثرهای پیچشی کمتری در سازه، نسبت به برون محوری جرم شده است.

۸- بر پایه روش پیشنهادی، به منظور کاهش پیچش در سازه‌های نامتقارن، می‌توان سختی جداسازهای واقع در مجاورت لبه نرم را افزایش و سختی جداسازهای واقع در نزدیکی لبه سخت را کاهش داد تا مرکز سختی سیستم جداساز به لبه نرم نزدیک شود.

۸- مراجع

- [1] Naeim, F. and Kelly, J.M. (1999), "Design of Seismic Isolated Structures", Wiley, New York.
- [2] Chopra, A.K. (2007), "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", Pearson Education, New Jersey.
- [3] Khoshnudian, F. and Motamedi, D. (2013), "Seismic Response of Asymmetric Steel Isolated Structures Considering Vertical Component of Earthquakes", KSCE Journal of Civil Engineering, Vol. 17, No. 6, pp. 1333-1347.
- [4] Nagarajaiah, S., Reinhorn, A. and Constantinou, M. (1993), "Torsion in Base-Isolated Structures with Elastomeric Isolation Systems", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 10, pp. 2932-2951.
- [5] Jangid, R. S. and Datta, T. K. (1994), "Nonlinear Response of Torsionally Coupled Base Isolated Structure", Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 1, pp. 1-22.
- [6] Tena-Colunga, A. and Gomez-Soberon, L. (2002), "Torsional Response of Base-Isolated Structures Due to Asymmetries in the Superstructure", Engineering Structures, Vol. 24, No. 12, pp. 1587-1599.
- [7] Shakib, H. and Fuladgar, A. (2003), "Effect of Vertical Component of Earthquake on the Response of Pure-Friction Base-Isolated Asymmetric Buildings", Engineering Structures, Vol. 25, No. 14, pp. 1841-1850.
- [8] Ismail, M. (2015), "Elimination of Torsion and Pounding of Isolated Asymmetric Structures under Near-Fault Ground Motions", Structural Control and Health Monitoring, Vol. 22, No. 11, pp. 1295-1324.
- [9] Khoshnudian, F. and Imani Azad, A. (2011), "Effect of Two Horizontal Components of Earthquake on Nonlinear



شکل ۲۰- مقایسه میانگین بیشینه دوران طبقات بر پایه روش پیشنهادی و روش نشریه ۵۲۳

برون محوری جرم و برون محوری سختی در نظر گرفته شده و سازه مورد بررسی با مقدارهای مختلف برون محوری، تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفته است. همچنین به منظور کاهش دوران و اثرهای پیچشی در سازه‌های نامتقارن، روش متعارف طراحی جداسازها برای این سازه‌ها اصلاح شده است. شایان ذکر است که نتیجه‌های کمی به دست آمده برای نمونه مورد بررسی برقرار می‌باشند و در قاب‌های دیگر با سیستم مهاربندی متفاوت و با به کارگیری جداسازهایی با مشخصات متفاوت یا چیدمان متفاوت یافته‌ها تغییر خواهند کرد. مهم‌ترین نتیجه‌های به دست آمده به قرار زیر می‌باشند:

۱- جداسازی سازه سبب افزایش زمان تناوب آن، تا حدود سه برابر در مودهای انتقالی و بیش از هفت برابر در مود پیچشی، نسبت سازه با تکیه‌گاه ثابت گردید.

۲- جداسازی سازه سبب کاهش ۴۰ درصدی جابجایی بام و به طور متوسط موجب کاهش ۷۷ درصدی جابجایی نسبی طبقات شده است.

۳- جداسازی سبب کاهش ۸۰ درصدی شتاب در تراز بام شده است. همچنین در سازه جداسازی شده مقدار شتاب در طبقات مختلف تقریباً ثابت است، در حالی که در سازه با تکیه‌گاه ثابت با افزایش تراز طبقه، مقدار شتاب با یک‌روند تقریباً خطی افزایش می‌یابد.

۴- در سازه جداسازی شده هیچ‌گونه رفتار غیرخطی در عضوهای سازه مشاهده نشد، در حالی که در سازه با تکیه‌گاه ثابت رفتار غیرخطی قابل توجه در مهاربندهای طبقات پایین رخ داد.



Response of Torsionally Coupled Base Isolated Structures”, the Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 20, No. 8, pp. 986-1018.

- [10] Siringoringo, D.M. and Fujino, Y. (2015), “Seismic Response Analyses of an Asymmetric Base Isolated Building During the 2011 Great East Japan (Tohoku) Earthquake”, Structural Control and Health Monitoring, Vol. 22, No. 1, pp. 71-90.
- [11] Kilar, V. and Koren, D. (2009), “Seismic Behaviour of Asymmetric Base Isolated Structures with Various Distributions of Isolators”, Engineering Structures, Vol. 31, No. 4, pp. 910-921.
- [12] Kilar, V., Petrovič, S., Koren, D., and Šilih, S. (2011), “Seismic Analysis of an Asymmetric Fixed Base and Base-Isolated High-Rack Steel Structure”, Engineering Structures, Vol. 33, No. 12, pp. 3471-3482.
- [13] Tena-Colunga, A. and Escamilla-Cruz, J.L. (2007), “Torsional Amplifications in Asymmetric Base-Isolated Structures”, Engineering Structures, Vol. 29, No. 2, pp. 237-247.
- [14] Ryan, K.L. and Chopra, A.K. (2004), “Estimation of Seismic Demands on Isolators in Asymmetric Buildings using Non-Linear Analysis”, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 33, No. 3, pp. 395-418.
- [15] استاندارد ۳-۲۸۰۰، (۱۳۸۴)، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- [16] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۲)، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی.
- [17] نشریه شماره ۵۲۳، (۱۳۸۹)، راهنمای طراحی و اجرای سیستم‌های جداساز لرزه‌ای در ساختمان‌ها، معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس‌جمهور.
- [18] PEER Strong Motion Database, <http://ngawest2.berkeley.edu>, 2016
- [19] ASCE/SEI-41, (2007), Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers.





ارزیابی لرزه‌های قاب‌های فولادی با مهاربندهای ضد کمانش دارای هسته فولادی و هسته با مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی

فتاح تجلی^۱، علی گل افشار^{۲*}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی سمنان، سمنان

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

* تهران، صندوق پستی ۱۹۴۱۶۱۶۳۴۳، a.golafshar@semnaniau.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۵/۲۷، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۷/۰۳)

چکیده

در سال‌های اخیر برای افزایش قابلیت استهلاک انرژی در قاب‌های مهاربندی، مهاربندهای ضد کمانش (کمانش تاب) ارائه گردید که در آن مهاربند فشاری نیز به تسلیم می‌رسد. یکی از مسائلی موجود در خصوص مهاربندهای ضد کمانش متداول با هسته فولادی، وجود تغییر شکل‌های پسماند در انتهای لرزه به دلیل سختی کم هسته فولادی در ناحیه پس از تسلیم می‌باشد. وجود تغییر شکل‌های پسماند پس از لرزه نه تنها سرویس دهی سازه را به مخاطره می‌اندازد بلکه پتانسیل آسیب سازه به دلیل وقوع پس لرزه‌ها را نیز بالا می‌برد. برای حل این مساله در این مقاله از مهاربندهای ضد کمانش با هسته دارای آلیاژ حافظه‌دار شکلی استفاده شده است. بررسی منحنی رفتاری آلیاژهای حافظه‌دار شکلی نشان می‌دهد در این مصالح، تغییر شکل‌های پسماند تحت بار سیکلی در اثر ورود مصالح به ناحیه غیر خطی کم بوده و لذا می‌تواند به عنوان یکی از گزینه‌های مناسب جهت کاهش تغییر شکل‌های پسماند در سازه مورد استفاده قرار گیرد. در این مقاله کاربرد مهاربندهای ضد کمانش با مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی در قاب‌های کوتاه و میان مرتبه با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیر خطی صورت گرفته و با نتایج قاب‌های دارای مهاربند ضد کمانش متداول با هسته فولادی مقایسه شده است. بررسی نتایج نشان می‌دهد استفاده از مهاربندهای ضد کمانش با آلیاژ حافظه‌دار شکلی در کاهش تغییر شکل‌های پسماند در قاب‌ها بسیار موثر بوده ولی در بررسی سایر پارامترهای سازه‌ها، مهاربندهای ضد کمانش با هسته فولادی به لحاظ لرزه‌ای دارای پاسخ مناسب‌تر هستند.

واژگان کلیدی

مهاربند ضد کمانش (کمانش تاب)، هسته فولادی، آلیاژ حافظه‌دار شکلی، تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی

Evaluation of Steel Frames Equipped with Buckling Restrained Braces (BRB) with Steel Core and Shape Memory Alloy (SMA) core

F. Tajali, A. Golafshar

Abstract

Buckling Restrained Braced Frame (BRBF) is one of the earthquake resisting systems. In this system braces yield in tension and compression without buckling. One of the drawbacks of conventional BRBF with steel core is residual displacement in frames that are equipped with BRB at the end of earthquakes. For solution of this problem, in this paper BRB is used in the frames with Shape Memory Alloy (SMA) core because of stress-strain diagram of SMA shows small residual strain during cyclic loading. For evaluation of BRB with SMA core, 4 and 8 story 2D frames are selected and equipped with BRB that has steel core and BRB that has SMA core. Frames have been analyzed under Nonlinear Time History with three Earthquake Records. Assessment of results reveal that residual drifts of BRB frames with SMA core are decrease respect to BRB frames with steel core. Evaluation of the rest parameters like maximum lateral story displacement, maximum story drift ratio and maximum story shear shows that BRB frames with steel core have better responses respect to BRB frames with SMA core in most cases.

Keywords

BRB, Steel core, Shape memory alloy, Nonlinear time history analysis



سیستم مهاربندهای ضد کمانش (کمانش تاب) به عنوان یکی از سیستم‌های مقاوم لرزه ای می‌باشد که در اثر بارهای سیکنی رفتار متقارن و پایداری در کشش و فشار از خود نشان می‌دهد و به دلیل عدم کمانش مهاربند در فشار، قابلیت استهلاک انرژی در آن‌ها نسبت به سیستم مهاربندهای متداول افزایش می‌یابد. از طرف دیگر، بررسی‌های انجام شده توسط Ariyaratana و Fahnestock [۱]، Kiggins و [۲] Uma، و همکارانش [۳] Mahdavi pour و همکارانش [۴] نشان می‌دهد نقص بزرگ این سیستم، وجود تغییر شکل‌های پسماند بزرگ در سازه در انتهای لرزه می‌باشد که علت آن سختی کم مهاربندها در ناحیه پس از تسلیم بوده و تغییر در مقدار سختی پس از تسلیم بر روی تغییر شکل‌های پسماند سیستم اثر گذار است. اهمیت تغییر شکل‌های پسماند نه تنها در سرویس دهی سازه پس از زلزله مهم است، بلکه مطالعات Garcia و Miranda [۵] و [۶] نشان می‌دهد مقدار تغییر شکل‌های پسماند در رفتار لرزه‌ای سازه تحت پس لرزه‌ها نیز بسیار مهم خواهد بود.

در مطالعات انجام شده توسط Fahnestock و Ariyaratana [۱] مقدار نسبت تغییر مکان پسماند طبقات در سیستم‌های دارای مهاربند ضد کمانش از طریق مطالعات عددی مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج مطالعات آنها حاکی از آن است که مقدار تغییر مکان پسماند طبقات برای زلزله‌های با احتمال وقوع ۱۰٪ در ۵۰ سال حدود ۰/۵٪ بوده و برای زلزله‌های با احتمال وقوع ۲٪ در ۵۰ سال حدود ۱٪ می‌باشد. بررسی Fahnestock و همکارانش [۷] از طریق مطالعات آزمایشگاهی با استفاده از میز لرزه نشان می‌دهد در سیستم‌های ضد کمانش نسبت تغییر مکان‌های پسماند برای زلزله‌های با احتمال وقوع ۱۰٪ در ۵۰ سال حدود ۱/۳٪ بوده و برای زلزله‌های با احتمال وقوع ۲٪ در ۵۰ سال حدود ۲/۷٪ می‌باشد. یکی از راهکارهای پیشنهاد شده توسط محققین در این زمینه ترکیب سیستم مهاربند ضد کمانش به همراه سیستم مقاوم لرزه‌ای دیگر و عملکرد آن‌ها به صورت دوگانه می‌باشد. در همین زمینه مطالعات Kiggins و [۲] Uanگ برای قاب‌های ۳ و ۶ طبقه نشان می‌دهد استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه به همراه سیستم مهاربندهای ضد کمانش موجب کاهش نسبت تغییر مکان پسماند طبقات تا ۵۰٪ می‌گردد. Marco و همکارانش [۸] در مطالعات خود از ترکیب سیستم قاب خمشی به همراه سیستم مهاربند ضد کمانش با سختی بزرگ پس از تسلیم با استفاده از جزئیات خاص در

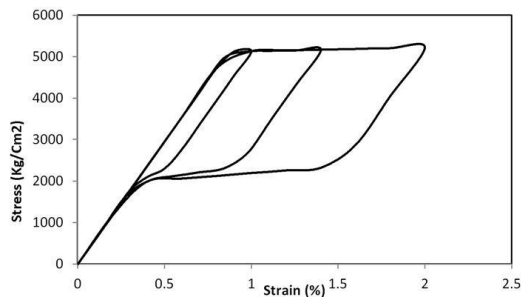
تیرها و اتصالات استفاده نمودند. بررسی‌های Marco و همکارانش [۸] نشان می‌دهد تحت زلزله‌های مختلف، میانگین نسبت تغییر مکان‌های پسماند برای زلزله‌های با احتمال وقوع ۱۰٪ در ۵۰ سال حدود ۰/۶٪ بوده و برای زلزله‌های با احتمال وقوع ۲٪ در ۵۰ سال حدود ۰/۱۲٪ می‌باشد. ایده دیگر برای کاهش تغییر شکل‌های پسماند که توسط Boston [۹] و Craft [۱۰] مورد بررسی قرار گرفته است، طراحی برخی از المان‌ها به صورتی است که در زلزله در ناحیه الاستیک باقی مانده و بدین ترتیب موجب کاهش تغییر شکل‌های پسماند در سیستم مهاربندهای ضد کمانش گردند. بطور نمونه یکی از راهکارهای پیشنهاد شده توسط Craft [۱۰] در نظر گیری برخی طبقات به صورت الاستیک در سیستم دارای مهاربندهای ضد کمانش می‌باشد که در همین زمینه پیشنهاد شده است برای ساختمان‌های بیش از ۶ طبقه بهتر است بین هر سه طبقه یک طبقه طوری طراحی گردد که تحت زلزله در ناحیه الاستیک باقی بماند. بررسی روش پیشنهادی Craft برای قاب‌های ۴ الی ۱۶ طبقه نشان می‌دهد میزان نسبت تغییر مکان‌های پسماند طبقات بین ۳۴٪ الی ۶۵٪ کاهش می‌یابد. با توجه به مطالب عنوان شده، هدف این پژوهش کاهش تغییر شکل‌های پسماند در سیستم مهاربندهای ضد کمانش با استفاده از مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی می‌باشد.

۲- صحت سنجی

در این پژوهش برای انجام مدل‌سازی قاب‌ها و صحت سنجی از نرم افزار OPENSEES [۱۱] استفاده شده است. در این نرم افزار برای مدل‌سازی رفتار مصالح دارای آلیاژ حافظه‌دار شکلی از گزینه UniaxialMaterial SelfCentering استفاده می‌گردد. منحنی رفتاری مصالح آلیاژ حافظه‌دار در شکل (۱) نشان داده شده است. برای در نظر گیری رفتار غیر خطی از قابلیت پلاستیسیته گسترده استفاده شده است.

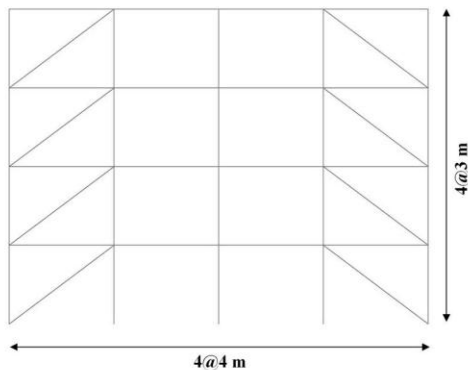
برای اطمینان از مدل‌سازی و صحت سنجی از مطالعات Fugazza [۱۲] استفاده گردیده است. در این مطالعه یک المان مهاربند دو سر مفصل با مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی تحت نیروهای محوری مورد ارزیابی قرار گرفته است. مشخصات رفتاری مصالح مورد استفاده در جدول (۱) نشان داده شده است. برای اطلاعات بیشتر این زمینه می‌توان به مرجع شماره ۱۲ مراجعه نمود.





شکل ۳- منحنی بدست آمده در این پژوهش با استفاده از نرم افزار OPENSEES

فولادی برای کنترل تغییر مکان‌های جانبی طبقات به آن‌ها اضافه شده اند. پس از تعیین سطح مقطع مهاربندهای ضد کماتش با هسته فولادی، جهت بررسی اثر مهاربندهای ضد کماتش با مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی، مهاربندهای ضد کماتش دارای هسته فولادی با مهاربندهای دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی با سطح مقطع یکسان جایگذاری شده اند. نمای قاب‌های مورد مطالعه در شکل (۴) و (۵) نشان داده شده است. مقطع تیرها و ستون‌ها و سطح مقطع مهاربندها در طبقات مختلف برای قاب ۴ و ۸ طبقه در جدول‌های (۲) تا (۵) آورده شده است.



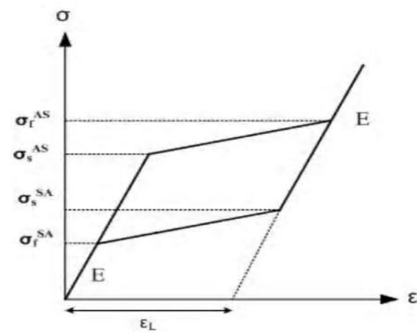
شکل ۴- نمای قاب ۴ طبقه مجهز به مهاربند ضد کماتش

جدول ۲- مقاطع تیرها و ستون‌ها در قاب ۴ طبقه

مقدار	اعضا
IPE180	تیرها
BOX220X220X10	ستون‌های طبقه اول و دوم
BOX200X200X10	ستون‌های طبقه سوم و چهارم

جدول ۳- سطح مقطع مهاربندها در قاب ۴ طبقه

شماره طبقه	سطح مقطع مهاربند (سانتیمتر مربع)
۲ و ۱	۳۰
۳ و ۴	۲۵



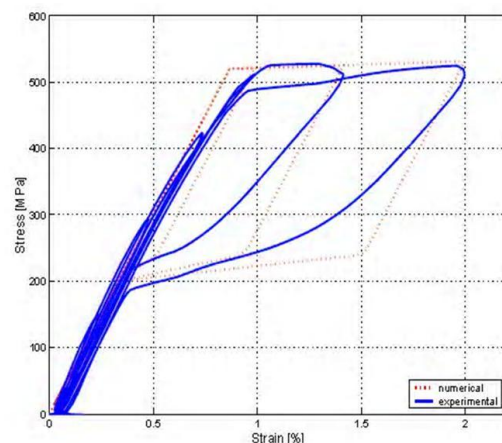
شکل ۱- منحنی رفتاری تنش-کرنش در مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی

جدول ۱- مشخصات رفتاری مصالح آلیاژ حافظه‌دار در مدل

صحت سنجی

مقدار	واحد	خواص
۶۰۰۰۰	MPa	E
۵۲۰	MPa	σ_s^{AS}
۶۰۰	MPa	σ_f^{AS}
۲۴۰	MPa	σ_s^{SA}
۲۰۰	MPa	σ_f^{SA}
۸	(%)	ϵ_L

منحنی رفتاری حاصل از مطالعات Fugazza در شکل (۲) و منحنی بدست آمده در این پژوهش با استفاده از نرم افزار OPENSEES در شکل (۳) نشان داده شده است. مقایسه منحنی‌ها تطابق مناسبی را بین نتایج مدل‌سازی عددی و نتایج مطالعه آزمایشگاهی نشان می‌دهد.

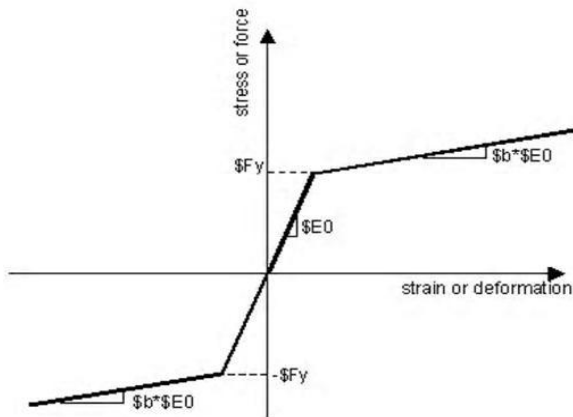


شکل ۲- منحنی بدست آمده از مطالعات Fugazza [۱۲]

۳- معرفی قاب‌های مورد مطالعه

قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق شامل قاب‌های دو بعدی ۴ و ۸ طبقه می‌باشند که مهاربندهای ضد کماتش دارای هسته

گیری رفتار غیر خطی از پلاستیسیته گسترده در المان‌ها استفاده گردیده است.



شکل ۶- مدل رفتاری مصالح فولاد معمولی [۱۱]

جدول ۶- مشخصات مصالح فولاد معمولی

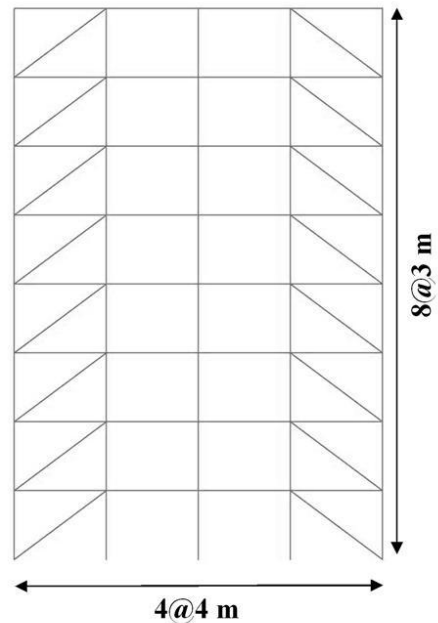
مقدار	واحد	خواص
۲۰۰۰۰۰	MPa	E_0
۲۴۰	MPa	F_y
۰	---	b

جدول ۷- مشخصات رفتاری مصالح آلیاژ حافظه‌دار در قاب‌های ۴ و ۸ طبقه

مقدار	واحد	خواص
۲۷۵۷۹	MPa	E
۴۱۴	MPa	σ_s^{AS}
۵۵۰	MPa	σ_f^{AS}
۳۹۰	MPa	σ_s^{SA}
۲۰۰	MPa	σ_f^{SA}
۳/۵	(%)	ϵ_L

۴- تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی

در این پژوهش از سه رکورد نزدیک به گسل منتخب از مطالعات Baker [۱۳] استفاده شده که این رکوردها بر روی خاک تیپ ۲ با سرعت موج برشی بین ۳۷۵ و ۷۵۰ متر بر ثانیه ثبت شده‌اند. مشخصات زلزله‌های مورد استفاده در جدول (۸) نشان داده شده است. رکوردهای مذکور بر اساس شتاب حداکثر برابر با $0.3g$ نرمال شده و به سازه‌ها اعمال شده‌اند.



شکل ۵- نمای قاب ۸ طبقه مجهز به مهاربند ضد کمانش

جدول ۴- مقاطع تیرها و ستون‌ها در قاب ۸ طبقه

مقدار	اعضا
IPE220	تیرهای طبقه اول الی چهارم
IPE200	تیرهای طبقات چهارم الی هشتم
BOX300X300X10	ستون‌های طبقه اول الی سوم
BOX250X250X10	ستون‌های طبقه چهارم الی ششم
BOX200X200X10	ستون‌های طبقه هفتم و هشتم

جدول ۵- سطح مقطع مهاربندها در قاب ۸ طبقه

شماره طبقه	سطح مقطع مهاربند (سانتی‌متر مربع)
۱ الی ۳	۳۴
۴ الی ۶	۳۰
۷ و ۸	۲۵

برای تحلیل غیر خطی قاب‌ها، مدل قاب‌ها در نرم افزار OPENSEES ساخته شده است. جهت مدل‌سازی رفتار مصالح تیرها و ستون‌ها از گزینه UniAxialMaterial Steel01 استفاده شده است. مدل رفتاری مربوط به گزینه Steel01 در شکل (۶) نشان داده شده است. مشخصات مصالح فولاد تیرها و ستون‌ها در جدول (۶) آمده است. در قاب‌هایی که جنس هسته مهاربند از فولاد می‌باشد، مشخصات مصالح مهاربندها نیز همانند تیرها و ستون‌ها می‌باشد و در قاب‌هایی که جنس هسته مهاربند از مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی می‌باشد، مشخصات مورد استفاده برای مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی مطابق جدول (۷) می‌باشد. همانطور که در بخش صحت سنجی نیز ذکر شد برای در نظر



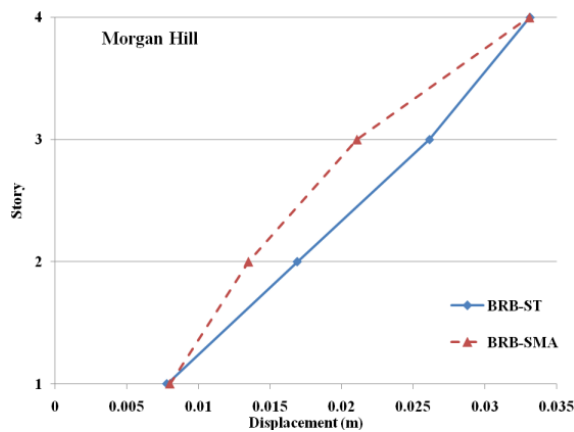
جدول ۸- مشخصات رکوردهای اعمالی در تحلیل تاریخچه زمانی

غیر خطی

زلزله	ایستگاه	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
سافراندو	پاکویما دم	۱/۲	۱۱۴/۵	۳۹
کویوت لیک	گیلوری آلی	۰/۱۸	۶/۸۴	۱/۱۳
مرگان هیل	کوله غربی دم	۰/۷۱	۵۲/۹	۱۲/۷

۵- ارزیابی نتایج قاب‌های ۴ طبقه

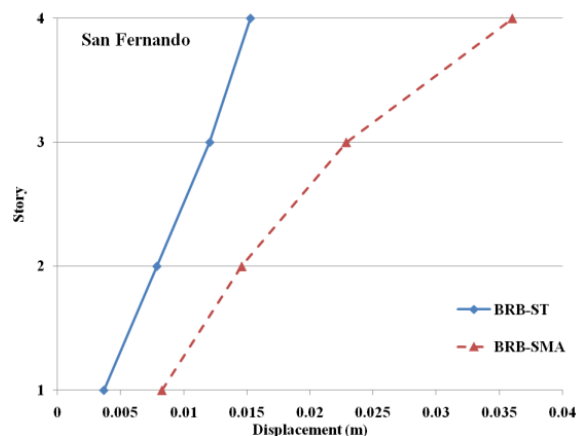
جهت ارزیابی پاسخ قاب‌ها، پارامترهای مختلفی در قاب‌ها تحت اثر زلزله‌های اعمالی مورد بررسی واقع شده‌اند. تغییر مکان جانبی حداکثر طبقات در قاب ۴ طبقه در شکل‌های (۷) تا (۹) نشان داده شده است.



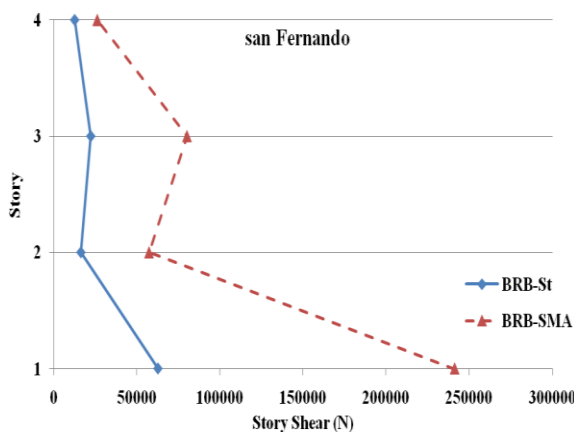
شکل ۹- تغییر مکان جانبی حداکثر طبقات در قاب ۴ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله مرگان هیل

برش حداکثر طبقات در شکل‌های (۱۰) تا (۱۲)، نسبت تغییر مکان حداکثر طبقات در شکل‌های (۱۳) تا (۱۵) و نسبت تغییر مکان پسماند طبقات در شکل‌های (۱۶) تا (۱۸) نشان داده شده است.

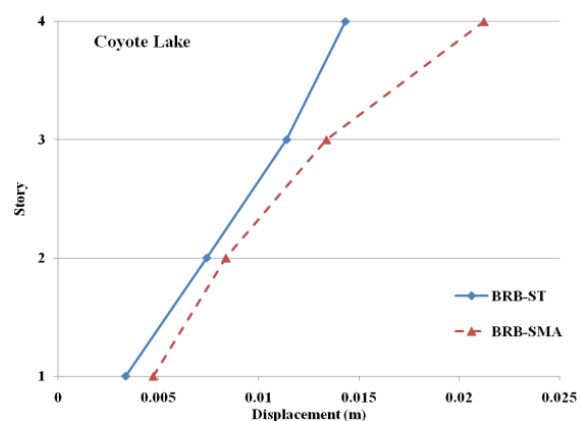
ارزیابی تغییر مکان جانبی حداکثر طبقات برای قاب ۴ طبقه نشان‌دهنده روند یکسانی در تمامی زلزله‌ها نبوده ولی در اکثر موارد، تغییر مکان جانبی حداکثر طبقات در قاب دارای مهاربند ضد کمانش با هسته مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی نسبت به قاب دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی بیشتر می‌باشد که از علل آن می‌تواند مرتبط با تفاوت سختی در دو قاب مهاربندی به علت تفاوت در خواص مصالح فولاد و آلیاژ حافظه‌دار شکلی در ناحیه خطی و غیر خطی باشد.



شکل ۷- تغییر مکان جانبی حداکثر طبقات در قاب ۴ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله سافراندو

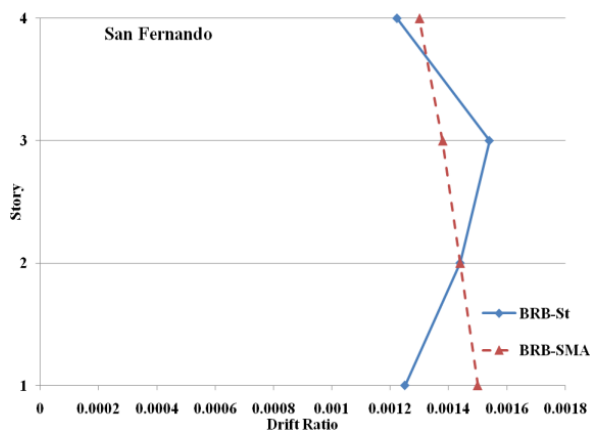


شکل ۱۰- برش حداکثر طبقات در قاب ۴ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله سافراندو

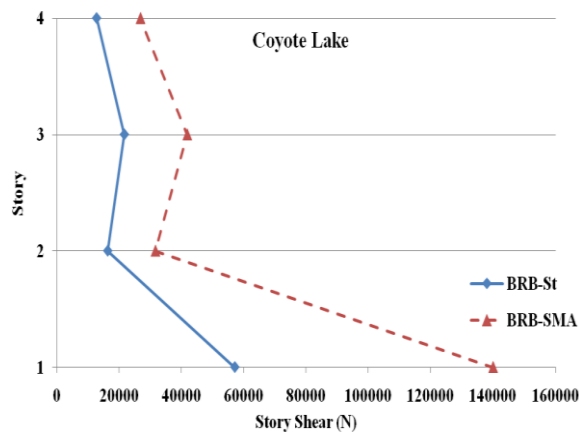


شکل ۸- تغییر مکان جانبی حداکثر طبقات در قاب ۴ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله کویوت لیک

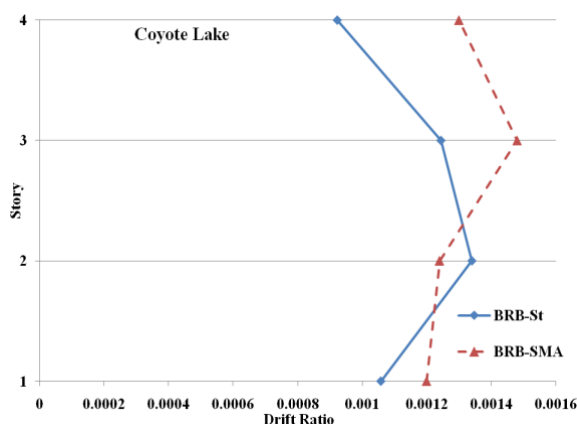




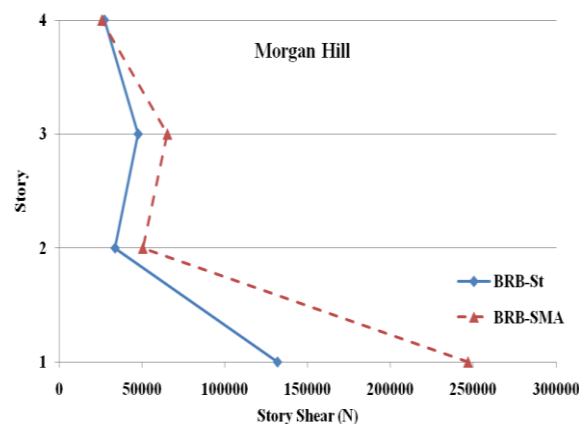
شکل ۱۳- نسبت تغییر مکان حداکثر طبقات در قاب ۴ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله سانفرناندو



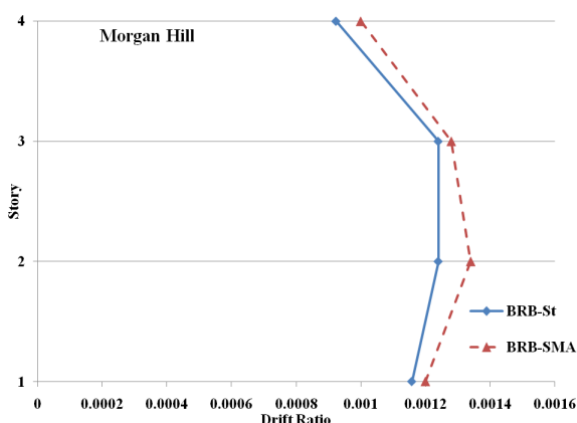
شکل ۱۱- برش حداکثر طبقات در قاب ۴ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله کوپوت لیک



شکل ۱۴- نسبت تغییر مکان حداکثر طبقات در قاب ۴ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله کوپوت لیک



شکل ۱۲- برش حداکثر طبقات در قاب ۴ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله مرگان هیل



شکل ۱۵- نسبت تغییر مکان حداکثر طبقات در قاب ۴ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله مرگان هیل

ارزیابی برش حداکثر طبقات برای قاب ۴ طبقه نشان‌دهنده روند یکسانی در تمامی زلزله‌ها بوده و همواره برش حداکثر طبقات در قاب دارای مهاربند ضدکمانش با هسته مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی نسبت به قاب دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی بیشتر می‌باشد و اختلاف برش پایه در طبقه اول نسبت به بقیه طبقات بیشتر می‌باشد که از علل آن می‌تواند اثر سختی مرتبط با رفتار مصالح در دو قاب مهاربندی باشد که در نهایت منجر به ایجاد برش طبقات بزرگتر در قاب مهاربندی با هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی می‌گردد.

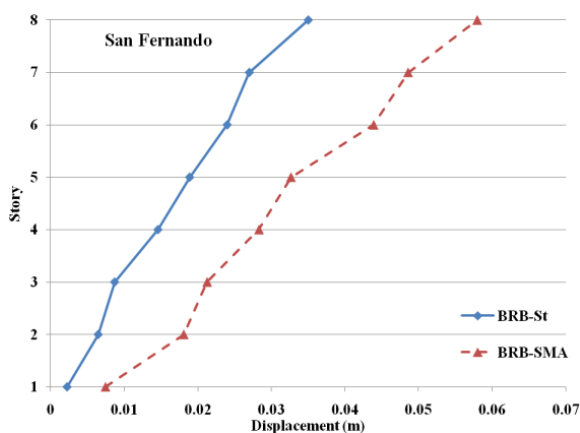
ارزیابی نسبت تغییر مکان حداکثر طبقات برای قاب ۴ طبقه نشان‌دهنده روند یکسانی در تمامی زلزله‌ها نبوده و بسته به رکورد زلزله اعمالی متفاوت می‌باشد.



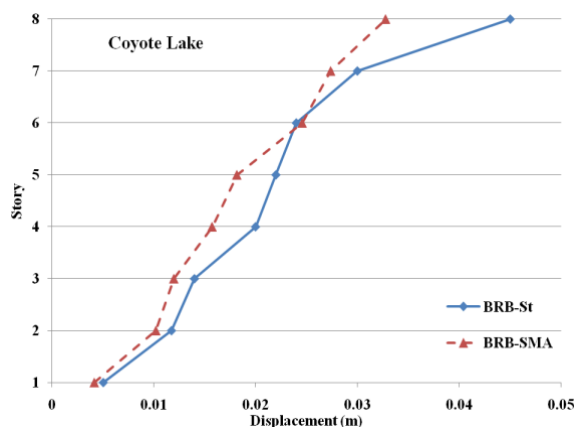
ارزیابی نسبت تغییر مکان پسماند طبقات برای قاب ۴ طبقه نشان می‌دهد همواره قاب دارای مهاربند ضدکمانش با هسته دارای آلیاژ حافظه‌دار شکلی دارای نسبت تغییر مکان پسماند کمتری نسبت به قاب دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی می‌باشد که علت آن ویژگی رفتاری مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی در وضعیت باربرداری می‌باشد که دارای تغییر شکل‌های پسماند نزدیک به صفر در این حالت می‌باشد.

۶- ارزیابی نتایج قاب‌های ۸ طبقه

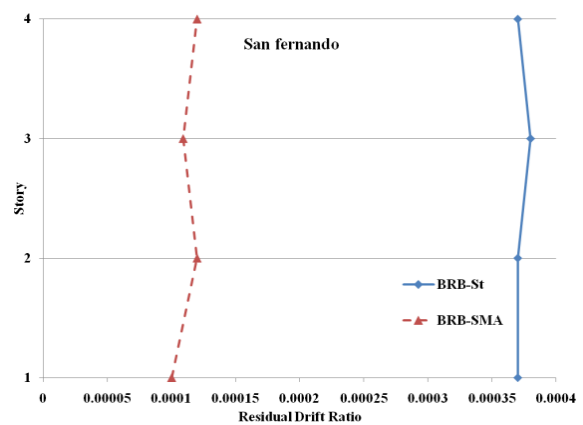
مشابه قاب‌های ۴ طبقه، برای قاب‌های ۸ طبقه نیز، تغییر مکان جانبی حداکثر طبقات در شکل‌های (۱۹) تا (۲۱)، برش حداکثر طبقات در شکل‌های (۲۲) تا (۲۴)، نسبت تغییر مکان حداکثر



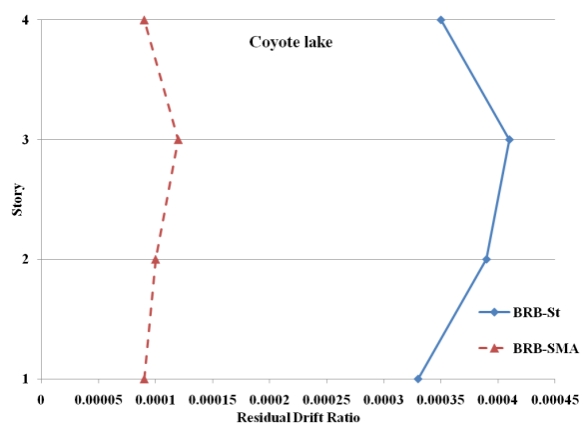
شکل ۱۹- تغییر مکان جانبی حداکثر طبقات در قاب ۸ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله سانفرناندو



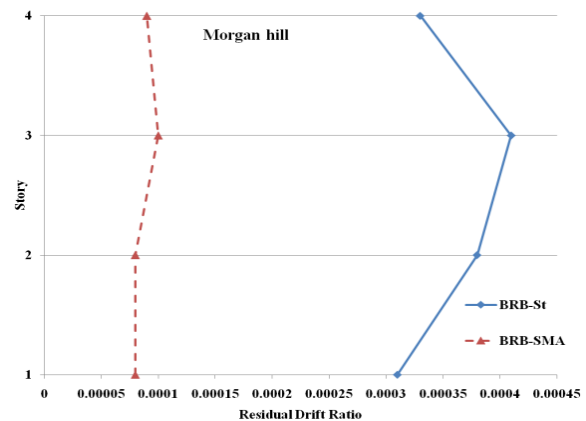
شکل ۲۰- تغییر مکان جانبی حداکثر طبقات در قاب ۸ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله کوپوت لیک



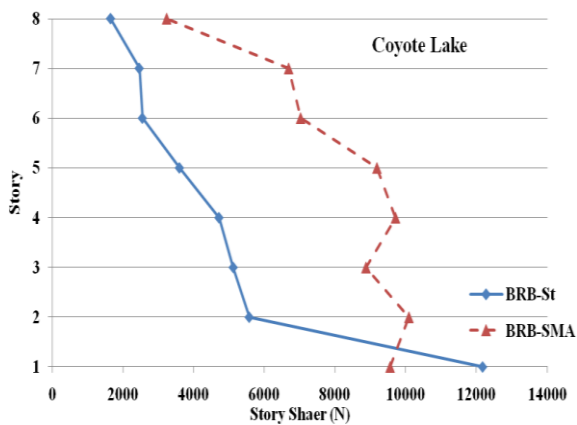
شکل ۱۶- نسبت تغییر مکان پسماند طبقات در قاب ۴ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله سانفرناندو



شکل ۱۷- نسبت تغییر مکان پسماند طبقات در قاب ۴ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله کوپوت لیک

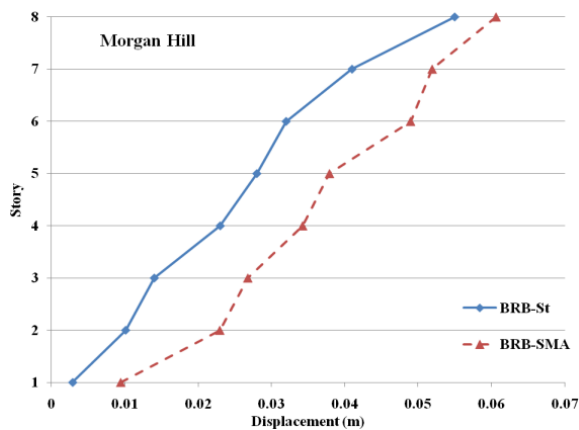


شکل ۱۸- نسبت تغییر مکان پسماند طبقات در قاب ۴ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله مرگان هیل

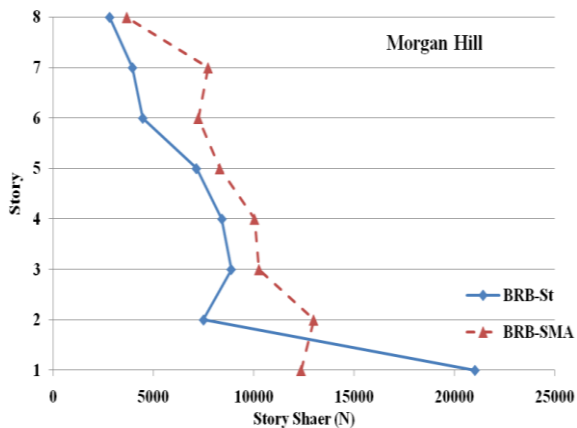


شکل ۲۳- برش حداکثر طبقات در قاب ۸ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله کوپوت لیک

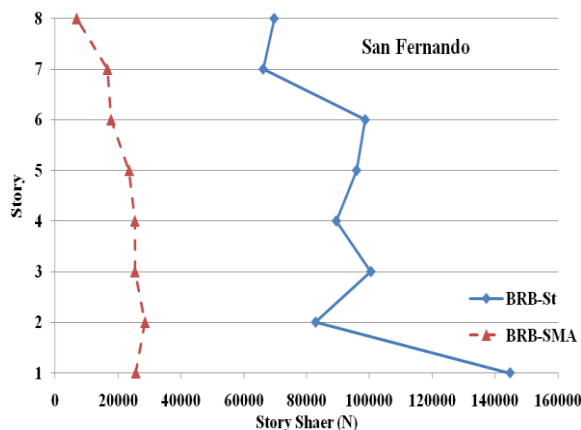
طبقات در شکل‌های (۲۵) تا (۲۷) و نسبت تغییر مکان پسماند طبقات در شکل‌های (۲۸) تا (۳۰) نشان داده شده است.



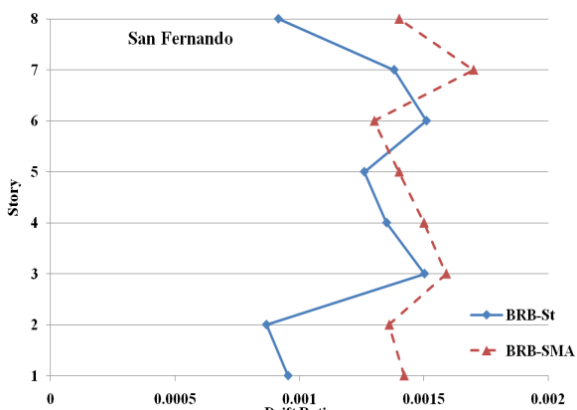
شکل ۲۱- تغییر مکان جانبی حداکثر طبقات در قاب ۸ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله مورگان هیل



شکل ۲۴- برش حداکثر طبقات در قاب ۸ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله مورگان هیل



شکل ۲۲- برش حداکثر طبقات در قاب ۸ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله سانفرناندو

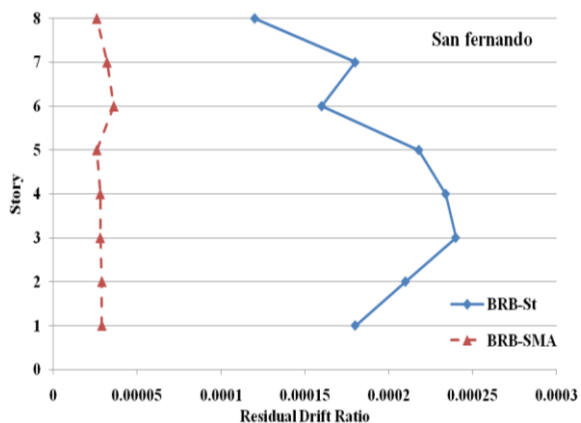


شکل ۲۵- نسبت تغییر مکان حداکثر طبقات در قاب ۸ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله سانفرناندو

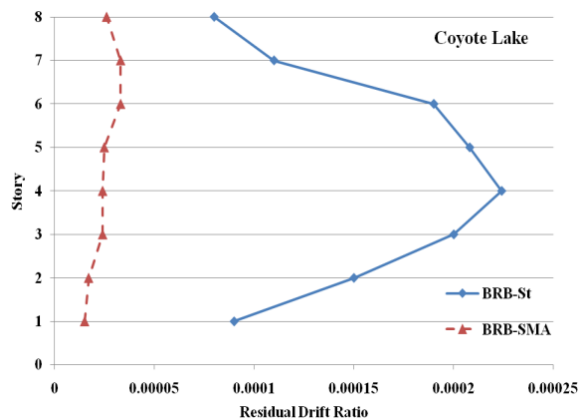
ارزیابی تغییر مکان جانبی حداکثر طبقات برای قاب ۸ طبقه نشان‌دهنده روند یکسانی در تمامی زلزله‌ها نبوده ولی مشابه قاب ۴ طبقه در اکثر موارد، تغییر مکان جانبی حداکثر طبقات در قاب دارای مهاربند ضدکمانش با هسته مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی نسبت به قاب دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی بیشتر می‌باشد که از علل آن می‌تواند مرتبط با تفاوت سختی در دو قاب مهاربندی به علت تفاوت در خواص مصالح فولاد و آلیاژ حافظه‌دار شکلی در ناحیه خطی و غیر خطی باشد.



شکلی موجب نزدیک تر شدن نسبت تغییر مکان حداکثر در طبقات مختلف شده است.



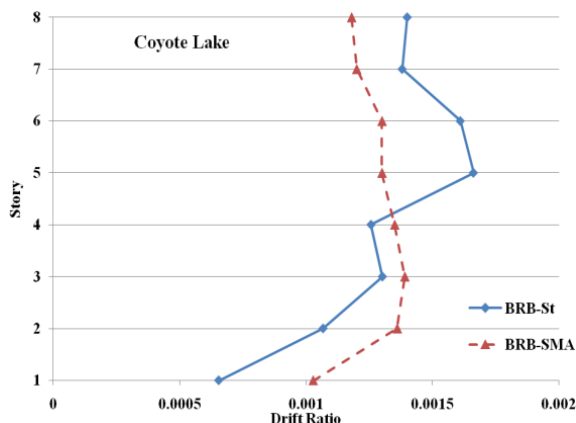
شکل ۲۸- نسبت تغییر مکان پسماند طبقات در قاب ۸ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله سانفرناندو



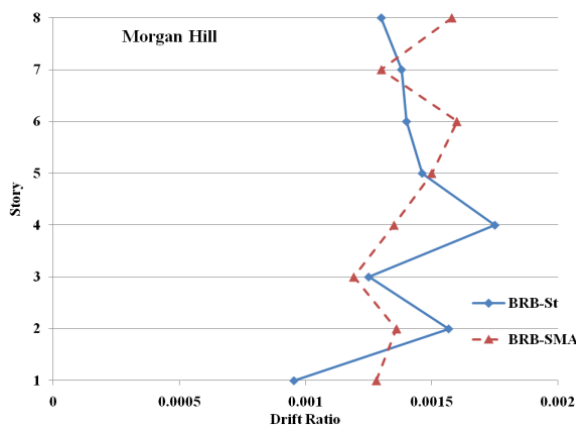
شکل ۲۹- نسبت تغییر مکان پسماند طبقات در قاب ۸ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله کوپوت لیک

ارزیابی نسبت تغییر مکان پسماند طبقات برای قاب ۸ طبقه نشان می‌دهد همواره قاب دارای مهاربند ضدکمانش با هسته دارای آلیاژ حافظه‌دار شکلی دارای نسبت تغییر مکان پسماند کمتری نسبت به قاب دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی میباشد که علت آن ویژگی رفتاری مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی در وضعیت بار سیکلی میباشد که دارای تغییر شکل‌های پسماند نزدیک به صفر در وضعیت باربرداری می‌باشد. همچنین میزان نسبت تغییر مکان پسماند طبقات در هنگام استفاده از مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی بسیار کوچک بوده و به یکدیگر نزدیک می‌باشد.

ارزیابی برش پایه حداکثر طبقات برای قاب ۸ طبقه نشاندهنده روند یکسانی در تمامی زلزله‌ها نبوده و با روند قاب ۴ طبقه نیز متفاوت می‌باشد بطوریکه در اکثر موارد برش حداکثر طبقات در قاب دارای مهاربند ضد کمانش با هسته مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی نسبت به قاب دارای مهاربند ضد کمانش با هسته فولادی بیشتر می‌باشد ولی برای طبقه اول، برش حداکثر طبقه در قاب با مهاربندی ضد کمانش با هسته مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی کمتر از قاب دارای مهاربند ضد کمانش با هسته فولادی می‌باشد.



شکل ۲۶- نسبت تغییر مکان حداکثر طبقات در قاب ۸ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله کوپوت لیک



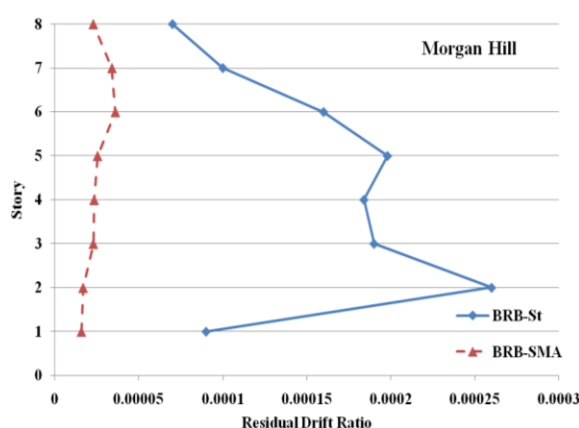
شکل ۲۷- نسبت تغییر مکان حداکثر طبقات در قاب ۸ طبقه دارای مهاربند ضدکمانش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله مرگان هیل

ارزیابی نسبت تغییر مکان حداکثر طبقات برای قاب ۸ طبقه نشاندهنده روند یکسانی در تمامی زلزله‌ها نبوده و برای زلزله‌های مختلف تفاوت‌ها بین دو قاب دارای مهاربندی مشهود است ولیکن استفاده از مصالح دارای آلیاژ حافظه‌دار

حافظه‌دار شکلی نسبت به هسته فولادی برای زلزله های سانفرناندو، کویوت لیک و مرگان هیل به ترتیب ۶۸، ۷۰ و ۷۵ درصد کاهش نشان می‌دهد.

در قاب‌های ۸ طبقه دارای مهاربند ضد کماتش با هسته فولادی، میزان تغییر مکان حداکثر بام در زلزله سانفرناندو، کویوت لیک و مرگان هیل نسبت به مهاربند ضد کماتش با هسته دارای آلیاژ حافظه‌دار شکلی به ترتیب ۳۹ درصد کاهش، ۳۷ درصد افزایش و ۹ درصد کاهش نشان داده است. همچنین میزان حداکثر برش پایه در قاب‌های ۸ طبقه دارای مهاربند ضد کماتش با هسته فولادی نسبت به هسته دارای آلیاژ حافظه‌دار شکلی در زلزله‌های سانفرناندو، کویوت لیک و مرگان هیل به ترتیب ۴۶۰ درصد، ۲۷ درصد و ۷۰ درصد افزایش نشان داده است. همچنین حداکثر نسبت تغییر مکان طبقات در قاب ۸ طبقه مجهز به مهاربند ضد کماتش با هسته فولادی نسبت به هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی برای زلزله‌های سانفرناندو، کویوت لیک و مرگان هیل به ترتیب ۱۹/۵ و ۹ درصد افزایش نشان می‌دهد. نسبت تغییر مکان پسماند حداکثر طبقات در قاب ۸ طبقه مجهز به مهاربند ضد کماتش با هسته فولادی برای زلزله‌های سانفرناندو، کویوت لیک و مرگان هیل به ترتیب ۸۶، ۸۶ و ۸۵ درصد کاهش نشان می‌دهد.

بطور کلی استفاده از مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی در هسته مهاربندهای ضد کماتش در زلزله‌های مختلف و برای قاب‌های مورد مطالعه موجب کاهش نسبت تغییر مکان‌های پسماند و یکنواخت شدن آن در انتهای زلزله نسبت به مهاربند با هسته فولادی شده است. بررسی برش پایه حداکثر طبقات نشان می‌دهد در قاب ۴ طبقه مقدار برش حداکثر طبقات در قاب دارای مهاربند ضد کماتش با هسته مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی بیش از قاب دارای مهاربند ضد کماتش با هسته فولادی بوده ولی در قاب ۸ طبقه عکس این روند مشاهده می‌گردد. بررسی نسبت تغییر مکان حداکثر طبقات نیز در قاب‌های مختلف نشان‌دهنده روند یکسانی نبوده اما میتوان بیان نمود که استفاده از مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی به یکنواخت تر شدن نسبت تغییر مکان حداکثر طبقات کمک می‌نماید. بررسی تغییر مکان جانبی حداکثر طبقات برای قاب‌های مورد مطالعه تحت رکورد زلزله‌های اعمالی نیز نشان می‌دهد در اکثر موارد قاب‌های دارای مهاربند ضد کماتش با هسته از جنس مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی دارای تغییر مکان‌های حداکثر بیشتری نسبت به قاب متناظر با مهاربند ضد کماتش با هسته فولادی می‌باشد.



شکل ۳۰- نسبت تغییر مکان پسماند طبقات در قاب ۸ طبقه دارای مهاربند ضد کماتش با هسته فولادی و هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار تحت زلزله مرگان هیل

۷- نتیجه گیری

در این مقاله کاربرد استفاده از مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی به عنوان هسته در مهاربندهای ضد کماتش برای کاهش تغییر شکل‌های پسماند در قاب‌های فولادی کوتاه و میان مرتبه ۴ و ۸ طبقه مورد ارزیابی قرار گرفته و با قاب‌های دارای مهاربند ضد کماتش با هسته فولادی مقایسه شده است. ارزیابی قاب‌ها از طریق انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیر خطی صورت گرفته و پارامترهای متفاوتی در مورد قاب‌ها مقایسه و بررسی شده است. ارزیابی نتایج نشان‌دهنده وابستگی نتایج به زلزله‌های اعمالی و خواص هندسی قاب‌ها و رفتار مصالح مهاربندها در قاب‌ها می‌باشد. در قاب‌های ۴ طبقه دارای مهاربند ضد کماتش با هسته فولادی، میزان تغییر مکان حداکثر بام در زلزله سانفرناندو و کویوت لیک نسبت به مهاربند ضد کماتش با هسته دارای آلیاژ حافظه‌دار شکلی به ترتیب ۵۷ و ۳۲ درصد کاهش نشان داده و برای زلزله مرگان هیل تقریباً با یکدیگر برابر هستند. همچنین میزان حداکثر برش پایه در قاب‌های ۴ طبقه دارای مهاربند ضد کماتش با هسته فولادی نسبت به هسته دارای آلیاژ حافظه‌دار شکلی در زلزله‌های سانفرناندو، کویوت لیک و مرگان هیل به ترتیب ۷۴ درصد، ۵۹ درصد و ۴۶ درصد کاهش نشان داده است. همچنین حداکثر نسبت تغییر مکان طبقات در قاب ۴ طبقه مجهز به مهاربند ضد کماتش با هسته فولادی نسبت به هسته دارای مصالح آلیاژ حافظه‌دار شکلی برای زلزله‌های سانفرناندو، کویوت لیک و مرگان هیل به ترتیب ۲/۶، ۹/۴ و ۷/۴ درصد کاهش نشان می‌دهد. نسبت تغییر مکان پسماند حداکثر طبقات در قاب ۴ طبقه مجهز به مهاربند ضد کماتش با هسته دارای آلیاژ

- [1] Ariyaratana, C. and Fahnestock, L.A. (2011), "Evaluation of Buckling-Restrained Braced Frame Seismic Performance Considering Reserve Strength", *Engineering Structures*, Vol. 33, No. 1, pp. 77-89.
- [2] Kiggins, S. and Uang, C.M. (2006), "Reducing Residual Drift of Bckling-Restrained Braced Frames as a Dual System", *Engineering Structures*, Vol. 28, No. 11, pp. 1525-1532.
- [3] Uma, S.R., Pampanin, S. and Christopoulos, C. (2006), "A Probabilistic Framework for Performance-Based Seismic Assessment of Structures Considering Residual Deformations", First European conference on earthquake engineering and seismology, Geneva, Switzerland.
- [4] Mahdavi-pour, M.A. and Deylami, A. (2014), "Probabilistic Assessment of Strain Hardening Ratio Effect on Residual Deformation Demands of Buckling-Restrained Braced Frames", *Engineering Structures*, Vol. 81, pp. 302-308.
- [5] Ruiz-Garcia, J. and Miranda, E. (2005), "Performance-Based Assessment of Existing Structures Accounting for Residual Displacements", Department of Civil and Environmental Engineering Stanford University, Report No. 153.
- [6] Ruiz-Garcia, J. and Miranda, E. (2010), "Probabilistic Estimation of Residual Drift Demands for Seismic Assessment of Multi-Story Framed Buildings", *Engineering Structures*, Vol. 32, No. 1, pp. 11-20.
- [7] Fahnestock, L.A., Sause, R. and Ricles, J.M. (2007), "Experimental Evaluation of a Large-Scale Buckling-Restrained Braced Frame", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, No. 9, pp. 1205-1214.
- [8] Baiguera, M., Vasdravellis, G. and Karavasilis, T.L. (2016), "Dual Seismic-Resistant Steel Frame with High Post-Yield Stiffness Energy-Dissipative Braces for Residual Drift Reduction", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 122, pp. 198-212.
- [9] Boston, M. (2012), "Reducing Residual Drift in Buckling-Restrained Braced Frames by Using Gravity Columns as Part of a Dual System," MSc Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering Brigham Young University.
- [10] Craft, J. (2012), "Reducing Drifts in Buckling Restrained Braced Frames Through Elastic Stories," MSc Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering Brigham Young University.
- [11] Mazzoni, S., McKenna, F. (2012), *OpenSees Command Language Manual*.
- [12] Fugazza, D. (2003), "Shape Memory Alloy Devices in Earthquake Engineering: Mechanical Properties, Constitutive Modeling and Numerical simulation," MSc Thesis, European School of Advanced Structures in Reduction of Seismic Risk.
- [13] Baker, J. (2007), "Quantitative Classification of Near-Fault Ground Motions Using Wavelet Analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 97, No. 5, pp. 1468-1501.



ارزیابی عددی قاب‌های خمشی فولادی با عملکرد بهبود یافته برشی با ایجاد شیارهایی در میانه تیر

کیارش محنتم دولتشاهی^{۱*}، علی غروی^۲، سید رسول میرقادری^۳، محمدتقی نیکوکلام^۴

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران

۳- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

۴- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه بولدر کلرادو، آمریکا

* تهران، صندوق پستی ۱۱۱۵۵-۱۱۳۶۵، dolatshahi@sharif.edu

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۶/۰۷/۲۱، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۹/۲۱)

چکیده

هدف این مقاله، بررسی عددی یک سیستم نوین جذب‌کننده انرژی در قاب‌های خمشی فولادی است. قاب‌های خمشی به‌عنوان یکی از مطلوب‌ترین سیستم‌های باربر جانبی شناخته می‌شوند. با این حال، شرایط حداقلی اندازه دهانه به عمق تیر که به‌منظور تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای آن در آیین‌نامه‌ها الزام شده، به‌عنوان یکی از محدودیت‌های این سیستم شناخته می‌شود. با قراردادن یک فیوز برشی در میانه تیر، مفاصل پلاستیک خمشی از دو انتهای تیر به مفصل پلاستیک برشی در میانه آن انتقال می‌یابد. بنابراین تسلیم فیوز دربرش، پیش از تسلیم خمشی در دو انتهای تیر اصلی اتفاق می‌افتد و در نتیجه، سیستم پیشنهادی محدودیت آیین‌نامه‌ای را مرتفع می‌نماید. فیوز بخشی از تیر است که با ورود به تغییر مکان‌های غیرخطی مانع ورود باقی اعضا به این محدوده می‌شود. به‌منظور ایجاد فیوز برشی، با ایجاد شیارهایی با الگوی مشخص در جان میانه تیر، تضعیف مقاومت برشی حاصل می‌گردد. مدل‌های عددی این قاب در نرم‌افزار اباکوس ساخته و با نتایج آزمایشگاهی صحت‌سنجی شده است.

واژگان کلیدی

قاب خمشی فولادی، مفصل پلاستیک، فیوز برشی، بهسازی، تحلیل غیرخطی

Numerical Evaluation of Steel Moment Resisting Frames with Improved Shear Performance by Slitting Middle of the Beam

K.M. Dolatshahi, A. Gharavi, S.R. Mirghaderi, M.T. Nikoukalam

Abstract

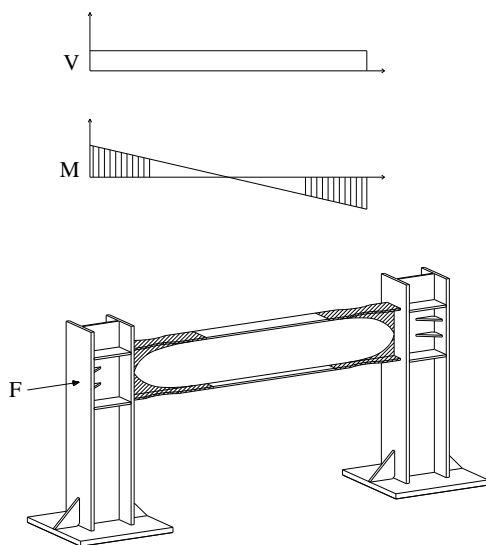
The aim of this paper is to investigate a new energy dissipating system in steel moment resisting frames using finite element method, namely, slitted moment resisting frame system. Moment resisting frames are considered as one of the most favorable novel lateral force resisting system. However, the minimum requirement of the beam span to depth ratio, to form the plastic hinges at the two ends of the beam to satisfy. By placing a shear fuse in the middle of the beam, the flexural plastic hinges are transferred to the middle of the beam through nonlinear shear behavior. Therefore, shear fuse yielding precedes flexural yielding at the two ends of the beam and consequently the proposed system satisfies the code limitations. The fuse is a part of the beam, which, by entering into the nonlinear behavior, prevents other part of the beam from entering into the nonlinear behavior. Numerical models of the proposed system are developed in ABAQUS and are compared against the experimental results.

Keywords

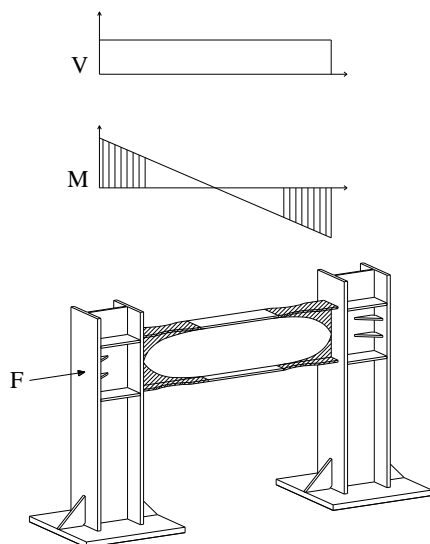
Steel moment resisting frame, Plastic hinge, Shear fuse, Non-linear analysis



انتهای تیر، $M = ZF_y$ ، تشکیل می‌شود [۴]. که در آن، Z اساس مقطع پلاستیک تیر و F_y تنش تسلیم تیر است. همان‌طور که مشاهده می‌شود طول مفصل پلاستیک در قاب (الف) کوچک‌تر از قاب (ب) می‌باشد. مهم‌ترین دلیل این موضوع شیب تندتر نمودار لنگر خمشی قاب (الف) نسبت به قاب (ب) می‌باشد. از آنجایی که سطح رنگ‌شده در قاب (ب) کوچک‌تر از قاب (الف) می‌باشد، قاب (ب) مقدار کمتری از نیروی لرزه‌ای را نسبت به قاب (الف) مستهلک می‌کند. فقدان آزمایش‌های کافی نیز برای تیرهای با دهانه کوچک به عدم قطعیت در مورد رفتار آن‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای افزوده است.



الف) نسبت طول دهانه به عمق تیر برابر هفت



ب) نسبت طول دهانه به عمق تیر برابر چهار

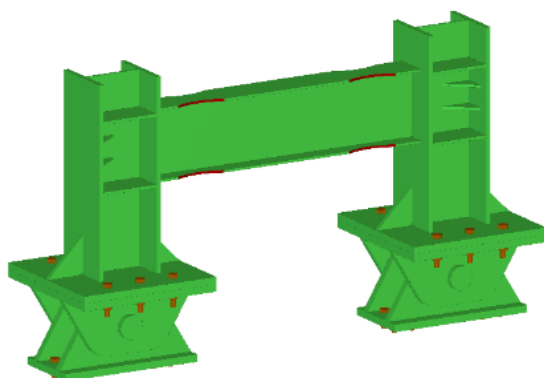
شکل ۱- تغییر نمودار خمش با کاهش طول تیر در قاب

پیش از دهه ۹۰ میلادی، قاب‌های خمشی به‌عنوان یکی از ایمن‌ترین و مطلوب‌ترین سیستم‌های باربر لرزه‌ای در نظر گرفته می‌شد [۱]. این امر به آن علت بود که اعضای فولادی به‌عنوان اجزایی در نظر گرفته می‌شوند که در مقابل خمش و برش، دارای قابلیت تحمل تغییر شکل‌های پلاستیک زیادی هستند. اما این اعتماد پس از زلزله سال ۱۹۹۴ نورتریج^۱ به‌طور جدی مورد تردید واقع شد. در این زمین‌لرزه، بیش از ۱۵۰ قاب خمشی متداول به‌صورت جدی مورد آسیب قرار گرفتند [۱]. به‌طوری‌که در محل جوش اتصال بین تیر به ستون، گسیختگی‌های زیادی ایجاد شده بود. آسیب‌های سازه‌ای و فروریزش قاب‌های خمشی طی زلزله ۱۹۹۵ کوهه^۲، اهمیت این مشکل را بیش‌ازپیش روشن ساخت [۱]. در سال‌های بعد، نظریات متعددی پیرامون نحوه اتصال ستون به تیر مطرح شد. تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیر معمول‌ترین مکانیزم جذب انرژی در قاب‌های خمشی است [۲]. اگرچه تحقیقات زیادی برای بهبود طراحی و رفتار قاب‌های خمشی ارائه شده، اما دو محدودیت نسبت حداقلی طول دهانه به عمق تیر و بهسازی این قاب‌ها پس از تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای آن از اهداف این پژوهش می‌باشد. دلیل اصلی تأکید آیین‌نامه‌ها بر رعایت اندازه حداقلی دهانه تیر به عمق آن، تشکیل مفاصل پلاستیک به طول کافی در دو انتهای تیر است [۳]. مطابق آیین‌نامه ANSI/AISC 358-10 [۳] و قسمت اتصالات از پیش تأیید شده مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، نسبت طول دهانه به عمق تیر برای قاب‌های خمشی ویژه نمی‌بایست کمتر از هفت و برای قاب‌های خمشی متوسط می‌بایست کمتر از پنج باشد. این نسبت‌ها اعدادی هستند که دست‌یابی به آن‌ها برای تمامی تیرهای ساختمان با توجه به بارهای وارده بسیار دشوار است و در عمل نسبت‌هایی کمتر از این اعداد به دست می‌آید. شکل (۱) منطق محدودیت اول را با مقایسه دو قاب با مقاطع و بار جانبی یکسان را نشان می‌دهد. در این دو قاب تنها نسبت طول دهانه به عمق تیر متفاوت است. شکل (۱-الف) قابی را با نسبت طول دهانه به عمق تیر هفت، $L_1/D = 7$ ، که ارضاکنده شرایط آیین‌نامه است را نشان می‌دهد. شکل (۱-ب) قابی با نسبت طول دهانه به عمق تیر چهار، $L_2/D = 4$ ، که ناقض شرایط آیین‌نامه است را نشان می‌دهد. این دو قاب دو ناحیه تشکیل مفاصل پلاستیک L_{p1} و L_{p2} را نشان می‌دهند. در شکل (۱) این دو ناحیه بارنگ متفاوت نمایش داده شده‌اند. این مفاصل پلاستیک بین دو ناحیه $M = SF_y$ و

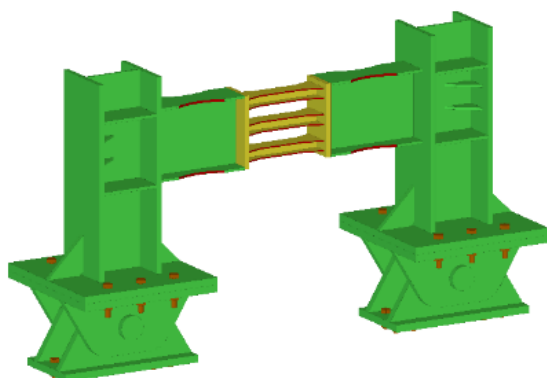
که در آن V_{pb} برابر است با نیروی برشی که در اثر تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیر ایجاد می‌شود. شایان ذکر است با توجه به استفاده از مقطع کاهش یافته در دو سمت دهانه، برش تیر نیز باید متناظر با این مقاطع محاسبه گردد. چراکه طبق محاسبات اولین مقطعی که در آن تسلیم خمشی اتفاق خواهد افتاد، مقاطع کاهش یافته خواهند بود. در معادله فوق ϕ ضریبی برای افزایش تنش به واسطه سختی کرنشی لینک در هنگام تسلیم برشی است. مطالعات گذشته این ضریب سختی کرنشی لینک را برابر با ۱/۵ توصیه کرده‌اند [۱۲].

۳- نمونه‌ها و برپایی آزمایش

به منظور بررسی قاب خمشی به همراه لینک برشی دو نمونه در نظر گرفته شد. در نمونه اول، قاب شاهد، محدودیت آیین نامه ای نسبت حداقلی طول دهانه به عمق نقض شد و برابر چهار در نظر گرفته شد. در قاب دوم لینک برشی در میانه تیر جانمایی شده و مقاطع و ابعاد آن کاملاً مشابه قاب شاهد می‌باشد. در شکل (۳) نمونه‌های مدل‌سازی و آزمایشگاهی نمایش داده شده‌اند.



الف) قاب شاهد



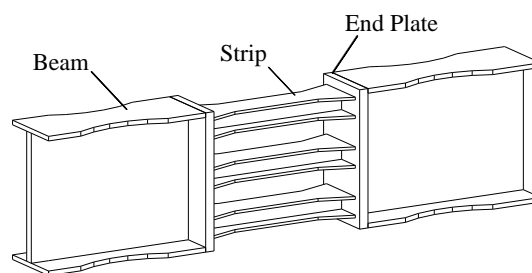
ب) قاب برشی

شکل ۳- نمونه‌های مدل‌سازی و آزمایش

تلاش‌های زیادی جهت توسعه مکانیزم سازه‌ای جدیدی برای قاب‌های خمشی صورت گرفته است که تأکید آن‌ها بر عملکرد فوری پس از زلزله است. به عنوان مثال می‌توان از اتصالات تیرهای پس کشیده به ستون^۳ [۵] اتصالات تیر به ستون بر اساس مقاومت اصطکاکی^۴ [۶ و ۷] و قاب‌های ستون پیوند^۵ [۸] نام برد. در این مقاله نیز به منظور مرتفع نمودن مشکلات فوق‌الذکر، ایده استفاده از یک تیر پیوند برشی به عنوان یک فیوز شکل‌پذیر برای قاب‌های خمشی مورد بررسی قرار خواهد گرفت. برای نیل به این هدف، فیوز با ظرفیت برشی کمتر نسبت به سایر اعضای تیر در میانه آن طراحی می‌گردد تا همانند مکانیزم جذب انرژی مهاربندهای واگرا باعث اتلاف انرژی گردد. مهاربندهای واگرا به واسطه وجود تیر پیوند در برابر تغییر شکل‌های غیرخطی عملکرد مطلوبی را از خود نشان می‌دهند [۹].

۲- مبانی طراحی لینک برشی

همانطور که در شکل (۱) نشان داده شد، نیاز خمشی میانه تیر به صورت ایده آل برابر صفر و در اطراف آن حداقل است؛ بنابراین انتظار می‌رود به کارگیری فیوز برشی با مقطع کاهش یافته در وسط تیر موجب تأثیر چندانی در سختی جانبی تیر نشود. از این جهت بهترین منطقه برای نصب فیوز میانه‌ی تیر می‌باشد [۳]. مطابق شکل (۲)، لینک از طریق اتصال جوشی به تیر اصلی متصل شده است. این اتصال در قاب‌های خمشی به عنوان مفصل خمشی قابل تعویض توسط Shen و همکارانش [۱۰] و همچنین در مهاربندهای واگرا به عنوان لینک برشی توسط Mansour و همکارانش [۱۱] به کار گرفته شده است.



شکل ۲- نحوه اتصال فیوز به تیر قاب خمشی

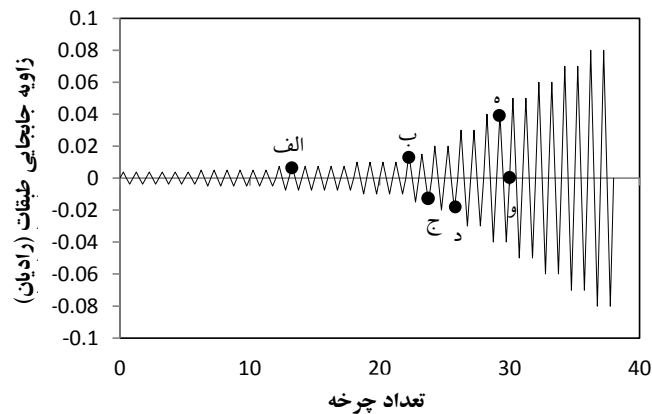
مقاومت طراحی لینک برشی، V_L ، با استفاده از معادله زیر مشخص می‌شود، بر این اساس که تمام تغییرشکل‌های غیرخطی به جای دو طرف تیر در لینک میانه تیر متمرکز می‌شود:

$$V_L \leq \phi V_{pb} \quad (1)$$

۴- پروتکل بارگذاری

در آیین‌نامه ANSI/AISC 341-10 [۳] پروتکل بارگذاری برای اتصال تیر به ستون پیشنهاد شده است که از همان پروتکل در این آزمایش نیز استفاده می‌گردد. این پروتکل بارگذاری در شکل (۴) نشان داده شده است. در این نمودار زاویه‌ی جابجایی طبقات در مقابل تعداد چرخه‌ها کشیده شده است. شش چرخه ابتدایی این پروتکل دامنه $0/00375$ رادیان را شامل می‌شود و در

ادامه شش چرخه با دامنه $0/005$ رادیان، شش چرخه با دامنه $0/0075$ رادیان، چهار چرخه با دامنه $0/01$ رادیان و متعاقباً چرخه‌های بعدی با $0/015$ ، $0/02$ ، $0/03$ ، $0/04$ و $0/05$ رادیان ادامه می‌یابد. نقاطی که با حروف در شکل نشان داده شده‌اند، زمان اتفاق برخی از حوادث مهم در طول آزمایش را نشان می‌دهند که در قسمت‌های آتی به تفصیل بیان می‌گردند.

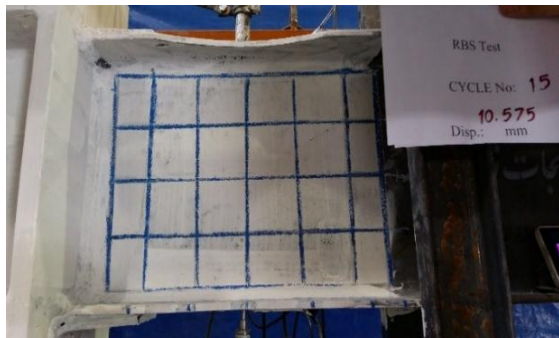


شکل ۴- پروتکل بارگذاری

۵- مشاهدات آزمایشگاهی

رفتار قاب شاهد در چرخه‌های اولیه مطابق انتظار به صورت خطی است. این روند تا چرخه پانزدهم ادامه می‌یابد. در این چرخه بال مقطع کاهش یافته وارد ناحیه غیر خطی می‌شود. این چرخه متناظر با حرف "الف" در شکل (۴) است که نسبت جابجایی آن برابر با $0/075$ می‌باشد. با افزایش بارگذاری و پس از پایان دور رفت چرخه پانزدهم، تسلیم به جان مقاطع کاهش یافته نیز توسعه می‌یابد (شکل (۵-الف)). شکل (۵-ب) تغییر مکان سازه را زمانی که 20% افت در حداکثر مقاومت سازه رخ داده است نشان می‌دهد. این اتفاق در شکل (۴) با حرف "ب" مشخص شده است. همان‌طور که در تصویر نمایان است تنها در مقاطع کاهش یافته تسلیم رخ می‌دهد و باقی اعضای سازه سالم می‌مانند. قابل ذکر است که این اتفاق در جابجایی کمی برابر با دو درصد رخ می‌دهد که این مقدار کمتر از جابجایی است که در قاب‌های خمشی متداول پیشنهاد شده است.

مطابق با شکل (۶-الف) در نسبت جابجایی 1% که در شکل (۴) با حرف "ج" نشان داده شده است، آهک‌های بال تیرهای کوچک لینک دچار پریدگی می‌شوند. همان‌طور که در شکل (۶-ب) نشان داده شده در تیرهای کوچک ابتدا مفصل



الف) چرخه پانزدهم



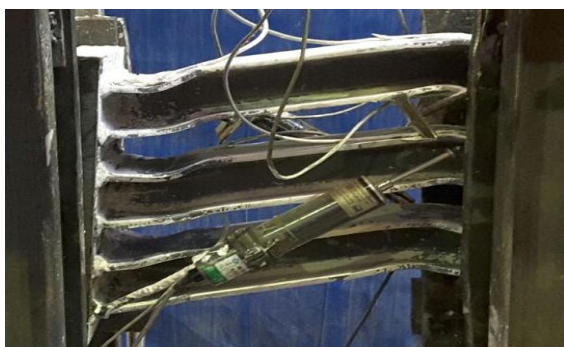
ب) چرخه بیست و ششم

شکل ۵- رفتار قاب شاهد در دو چرخه بارگذاری

جوش‌ها و پیچ‌ها به صورت دقیق مدل نمی‌شود. آنالیز مش^۹ جهت بهبود نتایج و بالابردن دقت به خصوص در مکان‌های اتصال انجام می‌گردد.



الف) چرخه بیست و ششم



ب) چرخه بیست و نهم



ج) چرخه سی و دوم



د) چرخه سی و دوم

شکل ۶- رفتار قاب برشی

خمش در دو انتهای لینک برشی تشکیل شده است. این امر به این دلیل رخ داده است که نسبت طول دهانه به عمق تیر در تیرهای کوچک رعایت شده است. این جابجایی متناظر با چرخه بیست و ششم اتفاق می‌افتد که در شکل (۴) با حرف "د" نشان داده شده است. مطابق شکل که از نمای جلو لینک را نشان می‌دهد، بال‌های تیرهای کوچک در دو انتهای آن دچار تغییر شکل موضعی شده‌اند. از آنجایی که نیروی محوری وارده بر نمونه طی بارهای رفت و برگشتی از طریق جک هیدرولیکی در شرایط آزمایشگاهی موجود و عدم حضور نیروی محوری غیرقابل حذف می‌باشد. نیروی محوری در این مرحله از آزمایش باعث له شدگی لینک می‌گردد. این میزان له شدگی ناشی از نیروی محوری ادامه می‌یابد تا در چرخه سی و دوم بین تیرهای کوچک لینک برخورد ایجاد می‌شود. این برخورد مطابق شکل (۶-ج) باعث پارگی جان تیر کوچک لینک می‌گردد. مضافاً این برخورد باعث تشکیل ناحیه صلبی در لینک می‌گردد و باعث افزایش سطح نیرو می‌گردد. این افزایش سطح نیرو باعث تشکیل مفاصل پلاستیک در مقاطع کاهش یافته بال در چرخه سی و دوم مطابق شکل (۶-د) مفصل پلاستیک می‌گردد.

۶- مدل‌سازی

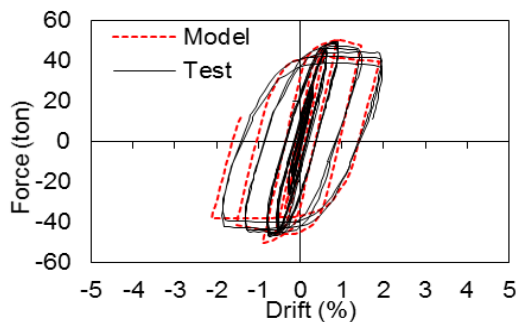
مطالعات عددی به جهت تحلیل غیرخطی اجزا محدود، به وسیله نرم‌افزار ABAQUS [۱۳] با مدل‌سازی غیرخطی و سه بعدی قاب انجام شده است. برای این تحلیل از نرم‌افزار ABAQUS نسخه ۶.۱۴.۱ استفاده می‌گردد. فولاد St52 با تنش تسلیم ۳۷۰ مگاپاسکال برای ستون‌ها، صفحات انتهایی، سخت‌کننده‌ها و ورق‌های پیوستگی استفاده می‌شود. همچنین فولاد St52 با تنش تسلیم ۳۷۲ مگاپاسکال و تنش نهایی ۴۹۶ مگاپاسکال برای تیرها و لینک انتخاب می‌گردد.

مدل‌ها با تعریف کردن عیوبی برای سازه قادر به پیش‌بینی کاهش مقاومت که نتیجه‌ای از تسلیم بال‌ها، جان‌ها و سخت‌کننده‌ها است، هستند. همچنین کاهش مقاومت همراه با شکست مواد یا پاره شدن آن‌ها تحت مطالعه قرار می‌گیرد. برای کاهش زمان محاسبات، مدل قاب‌ها با المان‌های ایزوتروپیک S4R شل^۶ چهار گره ساخته می‌شوند. همچنین المان‌های شل قادر به در نظر گرفتن تاثیرات کماتش موضعی^۷ هستند. در قاب برشی، صفحات انتهایی، المان‌های هشت گره‌ای جامد پیوسته^۸ (C3D8R) جهت در نظر گرفتن تاثیرات ضخامت این صفحات در نظر گرفته می‌شوند. جزئیات سخت‌کننده‌ها، ورق‌های پیوستگی و صفحات انتهایی در نظر گرفته نمی‌شوند و همچنین

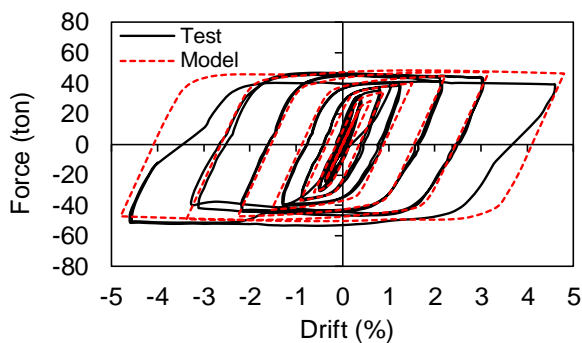
اندازه مش بندی انجام شد، اندازه مش برابر دو سانتی متر انتخاب شد.

۷- فرآیند مدل سازی و صحت سنجی

جهت صحت سنجی روش عددی با کار آزمایشگاهی هر دو قاب شاهد و برشی به روش فوق در نرم افزار ABAQUS مدل می شوند. این دو قاب تحت بارگذاری رفت و برگشتی و مشابه آنچه در آزمایشگاه انجام می شود قرار می گیرند که نتایج حاصله بسیار مشابه با نتایج آزمایشگاهی است. جهت مقایسه دقیق تر نمودار به دست آمده از روش عددی و کار آزمایشگاهی هر دو منحنی آزمایشگاهی و عددی مرتبط با هر قاب در یک نمودار رسم می شوند. بر این اساس که شکل (۷) مربوط به مقایسه نمودارهای مربوط به قاب شاهد و همچنین شکل (۸) مربوط به نمودارهای قاب با عملکرد برشی است.



شکل ۷- مقایسه نتایج مدل سازی عددی و آزمایشگاهی قاب شاهد



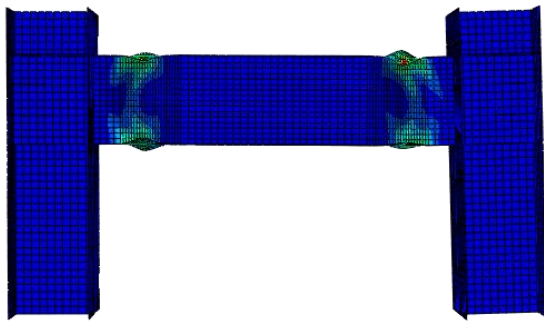
شکل ۸- مقایسه نتایج مدل سازی عددی و آزمایشگاهی قاب برشی

برای ارزیابی مشابهت رفتار مدل در تحلیل عددی و کار آزمایشگاهی، تصاویر مربوط به جابجایی های متناظر در تحلیل عددی و کار آزمایشگاهی در ادامه رسم می شود. همان طور که در شکل (۹) مشخص است این تصویر قاب شاهد را در هنگام ورود به مرحله غیرخطی نشان می دهد. شکل (۹-الف)

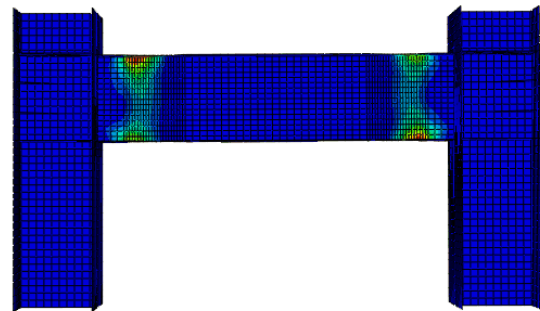
از معیار گسیختگی ون میسر^{۱۱} و قوانین آن برای مدل کردن پلاستیسته مدل استفاده می گردد. همچنین از ترکیب کرنش سختی ایزوتروپیک و کینماتیک^{۱۱} برای مدل کردن سخت شدگی استفاده می گردد. برای لینک و تیر به طور مجزا نمودار تنش-کرنش با توجه به تست کششی که بر روی آنها صورت گرفته است و همچنین با استفاده از مقاله ای که توسط Kaufmann و همکارانش [۱۴] نگارش شده است پیش بینی می گردد. در این مقاله کافمن و همکاران فرمولی را برای نمودار تنش و کرنش فولادهایی با تنش تسلیم مشخص ارائه داده اند. بنابراین برای پیش بینی رفتار پلاستیک اجزا سازه در این آزمایش، از مصالحی با خصوصیات مشابه آنچه در مقاله مذکور است، استفاده می گردد. مصالح این آزمایش مانند فولاد C مقاله Kaufmann و همکارانش در نظر گرفته می شود که خصوصیات مشابهی با فولاد مورد استفاده در این آزمایش دارد. فولاد C دارای تنش تسلیم ۳۷۲ مگاپاسکال و تنش گسیختگی ۴۹۶ مگاپاسکال است. مدول الاستیسته^{۱۲} برابر با ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون^{۱۳} نیز برابر با ۰/۳ در نظر گرفته می شوند.

جهت ساده نمودن تحلیل عددی، بار و شرایط مرزی با اندکی تغییرات نسبت به آزمایش اعمال می شوند. به عنوان مثال تیر فرعی که در آزمایشگاه، مفاصل و ستون بر روی آن واقع می شوند حذف می گردند و انتهای ستون مفصل شده است. همچنین مفاصل مدل سازی نمی شوند بلکه به اندازه ارتفاع آنها ستون با مشخصات ستون اصلی در نظر گرفته می شود. مهارهای جانبی نیز که احتمالاً تاثیر ناچیزی بر نحوه عملکرد مدل داشتند، مدل سازی نمی گردند. از طرفی برای اعمال تاثیر نیروی محوری زیاد موجود در تیرها برای بارگذاری بار به این ترتیب عمل می شود که در هر چرخه بارگذاری محل اعمال نیرو تغییر می کند و متناسب با شرایط آزمایش نیرو به ترتیب در هر چرخه از سمت چپ و سپس از سمت راست به قاب وارد می شود. شایان ذکر است با توجه به آنالیز حساسیت نیازی به تحلیل کمانشی^{۱۴} نیست. علاوه بر این، انتخاب هندسه غیرخطی^{۱۵} در نرم افزار ABAQUS به منظور اعمال تاثیرات جابجایی های بزرگ فعال شده است که به این ترتیب تسلیم موضعی در نظر گرفته خواهد شد و رفتار پساکمانشی^{۱۶} اجزا شبیه سازی می شوند. پروتکل بارگذاری که در قسمت K2 آیین نامه ANS/AISC 341-10 [۳]، برای اتصالات تیر به ستون در قاب های خمشی تعیین شده است برای تحلیل ها استفاده می گردد. شایان ذکر است براساس آنالیز حساسیتی که برای

تغییر شکل قاب شاهد در نرم افزار و شکل (۹-ب) تغییر شکل متناظر با غیرخطی شدن مقاطع کاهش یافته را در مدل آزمایشگاهی نشان می دهد که می توان نتیجه گرفت این دو مشابهت قابل قبولی با یکدیگر دارند.



الف) نرم افزار



الف) نرم افزار

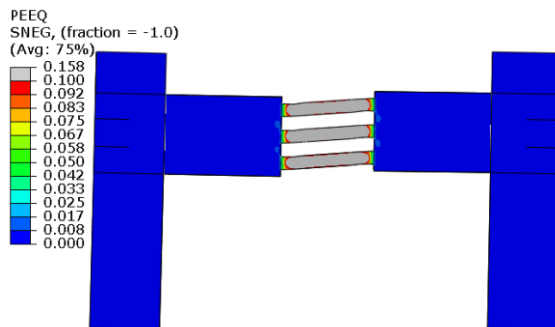


ب) آزمایشگاه



ب) آزمایشگاه

شکل ۱۰- تغییر شکل قاب شاهد در جابجایی متناظر با ۲٪



الف) نرم افزار

شکل ۹- تغییر شکل قاب شاهد در جابجایی متناظر با ۰/۷۵٪

شکل (۱۰-الف) تغییر شکل نهایی مدل را در نرم افزار و شکل (۱۰-ب) تغییر شکل قاب را در آزمایشگاه در جابجایی متناظر با ۲٪ مشخص می کند. همانگونه که مشخص است رفتار قاب در هر دو حالت یکسان است و تسلیم خمشی تنها در مقاطع کاهش یافته رخ می دهد.

جهت ارزیابی روش عددی در مورد قاب برشی نیز، تصاویر اتفاقات حساس تسلیم لینک و مقاطع کاهش یافته و همچنین حالت نهایی قاب در دو حالت مدل سازی با نرم افزار و همچنین کار آزمایشگاهی آورده شده است. بر این اساس که شکل (۱۱) زمان آغاز غیرخطی شدن لینک را نشان می دهد. همان طور که در شکل (۱۱-الف) نشان داده شده است اتفاقی که در مدل نرم افزاری می افتد مطابقت زیادی با شکل (۱۱-ب) که تسلیم لینک را در آزمایشگاه نشان می دهد دارد. در هر دو تصویر مشخص است که لینک به طور کامل تسلیم می شود.



ب) آزمایشگاه

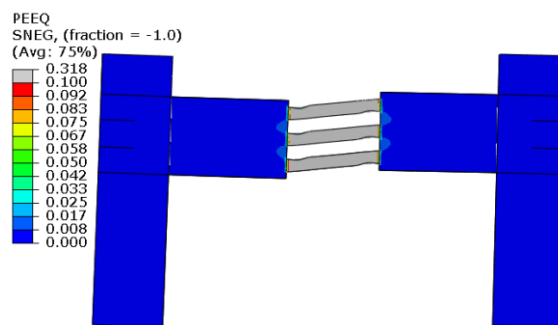
شکل ۱۱- تغییر شکل قاب برشی در جابجایی متناظر با ۲٪

و مشابه کار آزمایشگاهی است. بر این اساس که لینک در ابتدا تسلیم شده و در این زمان تغییر شکل‌های غیرخطی موضعی که در بال تیرهای کوچک لینک تشکیل می‌شود. همچنان این تغییر شکل در حال پیشرفت است تا در انتها دو تیر کوچک لینک به هم برخورد می‌کنند که این باعث تشکیل ناحیه صلب شده و سخت شدگی ایجاد شده موجب انتقال تغییر شکل‌ها و ناحیه غیرخطی به دو انتهای تیر می‌شود. در نهایت شکل (۱۳-الف و ب) به ترتیب نمایشگر تغییر شکل نهایی قاب در نرم‌افزار و آزمایشگاه هستند.

۸- نتیجه گیری

در این مقاله یک سیستم باربر جانبی برای طراحی سازه‌های جدید و همچنین روشی برای بهسازی سازه‌های آسیب‌دیده تحت زلزله ارائه گردیده است. این روش با تضعیف میانه تیر با الگویی که ذکر شد، موجب انتقال اتلاف انرژی از خمش به برش می‌گردد. به عبارت دیگر تسلیم برشی را به خمشی مقدم می‌سازد. در واقع یک سیستم متعارف خمشی که طی بار لرزه‌ای دو انتهای تیر آن به وسیله خمش تسلیم شده است را می‌توان با استفاده از تضعیف ظرفیت برشی بهسازی کرد. همان‌طور که در مقدمه ذکر شد، طراحی تیر با نسبت طول خالص دهانه به عمق تیر کمتر از هفت برای استفاده در قاب‌های خمشی ویژه و کمتر از پنج در قاب‌های خمشی متوسط، غیرمجاز است. این محدودیت به دلیل طول کافی تیر برای شکل‌گیری مفاصل پلاستیک می‌باشد. این خود باعث افزایش چشمگیر کرنش پلاستیک در بال‌های تیر می‌شود و عدم جذب انرژی مطلوب توسط مفاصل خمشی را سبب می‌گردد هم‌اکنون همین بند سخت‌گیرانه آیین‌نامه ANSI/AISC 358-10 [۳] در برخی از سازه‌های موجود نقض گردیده است که با ایده پژوهش حاضر می‌توان این مشکل را برطرف نمود.

همان‌طور که ذکر شد، برای انتقال مفصل پلاستیک از دو انتهای تیر به میانه آن می‌بایست میانه تیر ضعیف شود. برای این هدف روش‌های متعددی در نظر گرفته شد تا جان میانه تیر تضعیف شود که از جمله این روش‌ها می‌توان به سوراخ‌کاری دایروی جان تیر^{۱۷}، تغییر مقطع میانه تیر، تیر غیرمنشوری، غیرمشابه بودن مشخصات مصالح تیر و لینک و همچنین روش اسلیت اشاره کرد. در این پژوهش روشی برای تضعیف میانه تیر استفاده شد که بیشتر از بقیه روش‌ها ظرفیت برشی تیر را کاهش دهد؛ زیرا این روش علاوه بر طراحی سازه‌های موجود می‌بایست برای سازه‌های آسیب‌دیده نیز استفاده شود.

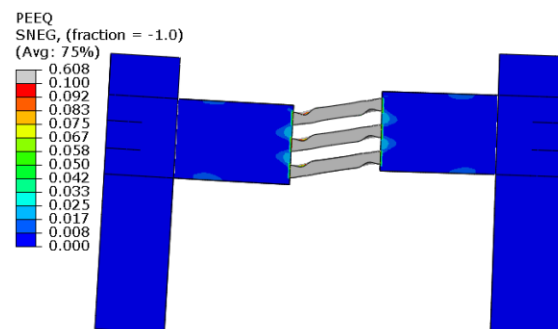


الف) نرم‌افزار



ب) آزمایشگاه

شکل ۱۲- تغییر شکل قاب برشی در جابجایی متناظر با ۳٪



الف) نرم‌افزار



ب) آزمایشگاه

شکل ۱۳- تغییر شکل قاب برشی در جابجایی متناظر با ۴٪

با توجه به شکل (۱۲-الف و ب) می‌توان نتیجه گرفت که عملکرد مدل نرم‌افزاری دقیقاً مطابق با مبانی طراحی قاب برشی

۹- مراجع

- [1] Gupta, A. and H. Krawinkler, (1999), "Seismic Demands for the Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures", Doctoral dissertation, Stanford University.
- [2] Bruneau, M., Uang, C.M., Sabeli, R. (2011), "Ductile Design of Steel Structures", Second Edition, McGraw Hill Companies, Inc.
- [3] ANSI/AISC 358-10, (2010), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago.
- [4] Nikoukalam, M. and Dolatshahi, K.M. (2015), "Development of Structural Shear Fuse in Moment Resisting Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 114, No. ,pp. 349-361.
- [5] Ricles, J.M., Sause, R., Garlock, M.M. and Zhao, C. (2001), "Posttensioned Seismic-Resistant Connections for Steel Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No. 2, pp. 113-121.
- [6] Butterworth, J.W., and Clifton, C.G. (2000), "Performance of Hierarchical Friction Dissipating Joints in Moment Resisting Steel Frames", In Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering.
- [7] MacRae, G.A., Clifton, G.C., Mackinven, H., Mago, N., Butterworth, J. and Pampanin, S. (2010), "The Sliding Hinge Joint Moment Connection", Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 43, No. 3, pp. 202-212.
- [8] Malakoutian, M., Berman, J.W. and Dusicka, P. (2013), "Seismic Response Evaluation of the Linked Column Frame System", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 201, No. 6, pp. 795-814.
- [9] Popov, E.P., Kasai, K. and Engelhardt, M.D. (1987), "Advances in Design of Eccentrically Braced Frames", Earthquake Spectra, Vol. 3, No. 1, pp. 43-55.
- [10] Shen, Y., Christopoulos, C., Mansour, N. and Tremblay, R. (2010), "Seismic Design and Performance of Steel Moment-Resisting Frames with Nonlinear Replaceable Links", Journal of Structural Engineering, Vol. 137, No. 10, pp. 1107-1117.
- [11] Mansour, N., Christopoulos, C. and Tremblay, R. (2011), "Experimental Validation of Replaceable Shear Links for Eccentrically Braced Steel Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 137, No. 10, pp. 1141-1152.
- [12] Ölmez, H.D. and Topkaya, C. (2011), "A Numerical Study on Special Truss Moment Frames with Vierendeel Openings", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, No. 4, pp. 667-677.
- [13] ABAQUS, Ver. 6.10-2, (2010), Users' Manual, Providence, RI, USA: HKS Inc.
- [14] Kaufmann, E., Metrovich, B. and Pense, A. (2001), "Characterization of Cyclic Inelastic Strain Behavior on Properties of A572 Gr. 50 and A913 Gr. 50 Rolled Sections", Final Report to American Institute of Steel Construction (AISC), Report Number: 3048, 29 pages.

در سازه‌های آسیب‌دیده دو انتهای تیر تسلیم‌شده‌اند و روش مورد استفاده برای تضعیف ظرفیت برشی میانه تیر باید طوری رفتار کند که هیچ اتفاقی برای دو انتهای آن رخ ندهد؛ بنابراین روش اسلیت برای این پژوهش مورد استفاده قرار گرفت. در این روش تیرهای کوچکی در میانه تیر قرار می‌گیرد که موجب کاهش قابل ملاحظه ظرفیت برشی میانه تیر می‌گردد.

به منظور بررسی قابلیت‌های این قاب خمشی نسبت به قاب‌های خمشی متعارف در آزمایش اول یک قاب شاهد با نقض ضابطه مذکور و ابعاد هندسی مشابه با قاب برشی آزمایش شد. مطابق پیش‌بینی در دو انتهای تیر قاب شاهد مفاصل پلاستیک تشکیل شد و در نسبت جابجایی ۰/۲، بیست درصد افت نیرو مشاهده شد. برای بررسی عملکرد سیستم پیشنهادی، آزمایش استاتیکی چرخه‌ای بر روی هر دو قاب انجام گرفت. در آزمایش دوم قاب برشی با شرایط مشابه قاب شاهد مورد آزمایش قرار گرفت که در این آزمایش به منظور تأمین اهداف پژوهش یک فیوز برشی در میانه تیر قرار داده شد. در این آزمایش با انجام بارگذاری رفت و برگشتی ابتدا لینک برشی تسلیم می‌شود و این تسلیم تا بیش از دو برابر نسبت جابجایی قاب شاهد ادامه می‌یابد. در این حین هیچ اتفاقی برای دو انتهای تیر رخ نمی‌دهد تا اینکه دو تیر کوچک لینک به هم برخورد کردند و ناحیه صلبی در میانه تیر تشکیل شد. این ناحیه صلب با افزایش سطح نیرو سبب شد که در نسبت جابجایی ۰/۵ مفاصل پلاستیک خمشی نیز در دو انتهای تیر تشکیل شود. نتایج حاصله نشان می‌دهد نسبت جابجایی شکست در سیستم پیشنهادی بیش از دو برابر قاب شاهد بوده است. شکست در نقطه‌ی متناظر با افت مقاومت ۲۰٪ تعریف می‌شود. این در حالی است که سختی اولیه و مقاومت حداکثری محاسبه شده بر اساس نتایج آزمایش برای دو سیستم شاهد و برشی مقادیر تقریباً یکسانی را نشان می‌دهد و قاب برشی بدون افت نیرو چرخه‌های پایدار خود را تشکیل می‌دهد. این امر برتری قابل توجه سیستم پیشنهادی را نسبت به قاب‌های متداول نشان می‌دهد. اگر همین لینک برشی با استفاده از تعدادی پیچ به صورت اتصال ورق انتهایی در میانه تیر قرار گیرد قابل تعویض بوده و پس از زلزله از سیستم‌های تعمیر پذیر به شمار می‌رود.

پی نوشت

⁵ Linked column frames (LCF)

⁶ Isoparametric S4R shell

⁷ Local buckling

⁸ Eight-node solid continuum elements

⁹ Mesh

¹ Northridge

² Kobe

³ Post tensioned beam to column connections

⁴ Friction based resistance beam to column connections



- ¹⁰ Von Mises
- ¹¹ Kinematic
- ¹² Elastic modulus
- ¹³ Poisson's ratio
- ¹⁴ Buckling analysis
- ¹⁵ Geometric nonlinearity
- ¹⁶ Post-buckling
- ¹⁷ Perforated





تحلیل و بررسی رفتار پانل‌های ساندویچی کنگره‌ای تحت اثر بارهای انفجاری

سهیل سبزواری^۱، فرزاد شهابیان^{۲*}، یونس نوری^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد

۲- استاد، مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد

۳- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد

*مشهد، صندوق پستی ۹۱۷۶۷-۱۴۸۸۸، shahabf@um.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۶/۰۳/۱۱، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۶/۱۳)

چکیده

در عمل، احتمال وقوع انفجار در مجاورت سازه‌ها وجود دارد و باید رفتار سازه‌های مختلف در برابر اثرات بارهای ناشی از انفجار مورد بررسی قرار گیرد. در ساخت برخی سازه‌های صنعتی و نظامی از پانل‌های ساندویچی استفاده می‌شود. این پانل‌ها از دو ورق و یک سازه میانی به عنوان هسته پانل تشکیل شده‌اند. هسته پانل در کاهش تغییرشکل و افزایش توانایی جذب انرژی سازه نقش به‌سزایی دارد. در این پژوهش، رفتار پانل‌های ساندویچی از جنس آلومینیوم و فولاد در برابر بارهای انفجاری مورد بررسی قرار گرفته است. در فرآیند تحلیل، سه نوع پروفیل مستطیلی، دوزنقه‌ای و مثلثی برای هسته پانل‌ها در نظر گرفته شد. نتایج بررسی نشان می‌دهد که پانل‌هایی که جنس هسته آن‌ها از فولاد است، مقدار کمتری انرژی توسط هسته جذب و مستهلک می‌شود. در پانل‌هایی که تماماً از جنس آلومینیوم است و پانل‌هایی که فقط هسته آن‌ها از فولاد می‌باشد، ورق پشتی متحمل کرنش‌های بیشتری می‌گردد. پانل‌هایی که تماماً از جنس آلومینیوم می‌باشند نسبت به نمونه‌های دیگر انرژی بیشتری مستهلک کرده‌اند. پانل‌هایی که فقط ورق‌های آن‌ها از جنس آلومینیوم است و پانل‌هایی که فقط هسته آن‌ها از جنس آلومینیوم می‌باشد، به ترتیب در مرتبه بعدی استهلاک انرژی قرار می‌گیرند. پانل‌های مثلثی، دوزنقه‌ای و مستطیلی به ترتیب، بیشترین مقدار انرژی جنبشی را دارند. بیش‌ترین تغییرشکل در پانل‌های تمام آلومینیومی و پانل‌هایی که فقط هسته آن‌ها از فولاد می‌باشند، متعلق به هسته پانل با پروفیل مثلثی و کمترین تغییرشکل مربوط به پروفیل مستطیلی است. در پانل‌هایی که فقط ورق‌های آن‌ها از فولاد است، برخلاف پانل‌های دیگر، بیش‌ترین تغییرشکل را پروفیل مستطیلی و کمترین تغییرشکل را پروفیل مثلثی دارد.

واژگان کلیدی

پانل ساندویچی، بار انفجار، انرژی مستهلک شده، تغییر شکل بیشینه

The Analysis of Corrugated Panels Subjected to Blast Loadings

S. Sabzevari, F. Shahabian, Y. Nouri

Abstract

Practically there is a risk of explosion, and different structures' behavior should be examined against the effects of blast loadings. Sandwich panels are used for making some industrial and military structures. These panels are made of two sheets and an intermediate core. The core has a significant role in reducing the deflection and enhancing energy absorb of structure. In this study, sandwich panels' behaviors, which are made of aluminum and steel, are examined against the blast loadings. In the process of analysis, three kinds of profiles, which are: rectangular, trapezoidal and triangular, are considered as panel cores. The results show that the panels with steel core, absorb less energy and damp by their core. Those panels which are completely made of aluminum or the panels with steel core can sustain more strain energy by their back sheets. all the panels that are completely made of aluminum have more damped energy than others. Those panels which have only aluminum sheets or aluminum core are placed next to whole aluminum panels in order to damped energy level. Most of the deflections in panels that are whole aluminum made and steel core panels were belong to panel core with triangular profiles and the least deflection were for rectangular shaped profiles. In panels that only have steel sheets, unlike the other panels, the most deflection was for rectangular profiles and the least deflection was for triangular ones.

Keywords

Sandwich Panel, Blast Loading, Damped Energy, Maximum Deflection

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد / ۶۱



پیشینه تحقیق درباره اثرات انفجار بر صفحات به زمان جنگ جهانی دوم برمی گردد که نیاز به مقاوم سازی بدنه کشتی های جنگی نسبت به انفجارهای زیر آب احساس می شد. در ابتدا با روش های آزمایشگاهی به تعیین رفتار صفحات پرداخته شد. به مرور زمان با پیدایش و گسترش نرم افزارها و سخت افزارهای قوی، امکان مدل سازی کامل این آزمایش ها فراهم گردید.

ورق های معمولی در برابر بارهای انفجاری، تغییر شکل زیادی از خود نشان می دهند. محققان به دنبال پژوهش در این زمینه، استفاده از پانل ها با سازه میانی را پیشنهاد نمودند. این پانل ها از یک ورق رو، یک ورق پشت و یک هسته میانی تشکیل می گردند. هسته این پانل ها نقش کاهش تغییر شکل و افزایش استهلاک انرژی را بر عهده دارد. پانل های ساندویچی به دلیل چگالی پایین، مقاومت بالا و توانایی استهلاک انرژی بالا، در بسیاری از سازه های هوا- فضا، دریایی و سیستم های حمل و نقل ریلی مورد استفاده قرار می گیرند [۱ و ۲]. این پانل ها با رفع نواقص ورق های معمولی عملکرد مناسبی در مقابل بارهای انفجاری دارند.

Hutchinson [۳] و Xue [۴ و ۵] رفتار ورق های فولادی و پانل های فولادی را مورد بررسی قرار دادند. Martin و Nurik [۶] به بررسی آزمایشگاهی و نظری اثرات انفجار بر صفحه های نازک فولادی با و بدون سخت کننده پرداختند. Li و همکارانش [۷] پانل های ساندویچی مربع شکل با هسته لانه زنبوری شش گوشه آلومینیومی را در برابر بارهای انفجاری قرار دادند. در این آزمایش، ارتفاع و طول های متفاوتی از سلول ها در هسته لانه زنبوری در نظر گرفته شد. اندرکنش بین موج ضربه و پانل و میزان مودهای تغییر شکل و شکست ورق رویی و هسته، مورد بحث قرار گرفت. Zhang و همکارانش [۸] پانل های ساندویچی با هسته موجدار مثلثی، تحت بار انفجاری را مورد بررسی قرار دادند. آن ها، سه نوع انفجار را در نظر گرفتند. نتایج نشان داد که پیشینه تغییر مکان، کماتش جان هسته و فشردگی هسته با کاهش فاصله انفجار، افزایش می یابد. Yaziki و همکارانش [۹]، به بررسی رفتار پانل های ساندویچی موجدار با هسته فومی در اثر انفجار پرداختند. مطالعه آن ها به طور تجربی با استفاده از لوله شوک و عکس برداری با سرعت بالا و هم چنین به طور عددی از طریق روش اجزای محدود انجام گردید. Shen و همکارانش [۱۰] رفتار فوم های آلومینیومی که در داخل پانل های خمیده قرار گرفته بودند را بررسی کردند. آن ها از این فوم ها به منظور

افزایش جذب انرژی سیستم استفاده کردند. Jing و همکارانش [۱۱] تغییر شکل و مودهای خرابی پانل ها را مطالعه نمودند و رفتار آن ها را به صورت تغییر شکل های بزرگ، چروکیدگی ورق رویی، برش سازه میانی پانل و جداسازی ورق رویی دسته بندی نمودند. Rubino و همکارانش [۱۲] نوع جدیدی از پانل ها با سازه میانی Y شکل را در برابر بارهای ضربه ای دینامیکی مورد ارزیابی قرار دادند.

در این پژوهش، رفتار پانل های ساندویچی تحت اثر بار انفجاری مورد بررسی قرار می گیرد. برای این کار، عامل های موثر در کاهش تغییر شکل و افزایش انرژی مستهلک شده به وسیله پانل مورد توجه قرار می گیرد. این عامل ها شامل مشخصه های هندسی و مواد سازه می باشند. در فرآیند تحلیل، سه نوع پروفیل مستطیلی، دوزنقه ای و مثلثی برای هسته پانل ها به کار رفته است. جنس هسته و ورق های پانل ها، آلومینیوم و فولاد در نظر گرفته شده است.

۲- پارامترهای موج انفجاری

برای تعیین مشخصات هر انفجار، نیاز به پارامترهای مستقل ضربه^۱، مدت انفجار^۲ و اضافه فشار حداکثر^۳ است. رابطه (۱) نشان دهنده رابطه فشار-زمان بار انفجاری می باشد.

$$P = P_{s0} \left(1 - \frac{t}{t_0}\right) e^{-\frac{at}{t_0}} \quad (1)$$

در این رابطه t زمان انفجار، P فشار انفجار، P_{s0} مقدار اضافه فشار حداکثر انفجار، t_0 مدت زمان انفجار و ضریب a یک مقدار ثابت است. برای به دست آوردن اضافه فشار حداکثر انفجار یک ماده منفجره، روش های گوناگونی ارائه شده است. از جمله این روش ها می توان به روش های تجربی، روش های تحلیلی و روش های تجربی-تحلیلی که با استفاده از اصول علم ترمودینامیک، دینامیک سیالات و علم مواد پایه گذاری شده اند، اشاره نمود.

به منظور تعیین اضافه فشار حداکثر انفجار، موسسه DOD^۴ نموداری را ارائه کرده است (شکل (۱)). نمودار تجربی ارائه شده بر حسب فاصله مقیاس شده^۵ (رابطه (۲))، رسم شده است.

$$Z = \frac{R}{\sqrt{W}} \quad (2)$$

در این رابطه، R فاصله مرکز انفجار تا نقطه مورد بررسی بر حسب متر و W جرم ماده انفجار بر حسب کیلوگرم است. با استفاده از فاصله مقیاس شده می توان از شکل (۱)، مقدار اضافه فشار حداکثر (P_{s0}) و نسبت مدت زمان انفجار به جرم انفجار ($t_0/W^{1/3}$) را تعیین نمود. با در دست داشتن مقادیر اضافه فشار



حداکثر و مدت زمان انفجار، رابطه (۱) که نشان‌دهنده رابطه فشار-زمان بار انفجاری می‌باشد، تبیین می‌گردد.

مرتبط هستند، استفاده شده است. این مدل توسط رابطه (۵) بیان می‌گردد.

$$\sigma = [A + B(\bar{\epsilon}^{Pl})^n] \cdot \left[1 + C \ln \left(\frac{\bar{\epsilon}^{Pl}}{\dot{\epsilon}_0^{Pl}} \right) \right] \quad (5)$$

$$[1 - (T^*)^m]$$

که در آن

$$T^* = (T - T_{room}) / (T_{melt} - T_{room}) \quad (6)$$

در رابطه (۵)، s تنش، e^{-pl} کرنش پلاستیک، $\bar{\epsilon}^{Pl} / \dot{\epsilon}_0^{Pl}$ پارامتر بدون بعد نرخ کرنش برای نرخ کرنش مبنا $\dot{\epsilon}_0 = 1 \text{ s}^{-1}$ است. در رابطه (۶)، T_{room} دمای محیط بر حسب کلوین و T_{melt} دمای ذوب مصالح بر حسب کلوین است. ضرایب A ، B ، C و m مقادیر ثابتی هستند که به نوع مواد وابسته می‌باشند. این مدل سخت‌شوندگی سینماتیکی را در نظر می‌گیرد که خود تابعی از کرنش پلاستیک، نرخ کرنش و حرارت می‌باشد. این مدل به طور تجربی و حاصل برازش نتایج بسیاری از آزمایش‌ها است. جمله اول رابطه (۵) اثر کرنش، جمله دوم اثر نرخ کرنش و جمله سوم اثر حرارت را بر جریان تنش مشخص می‌سازد. در جدول (۱) پارامترهای مربوط به معادله جانسون-کوک برای دو ماده آلومینیوم و فولاد آورده شده است.

علاوه بر معادله رفتاری مصالح که در واقع رابطه بین تنش و کرنش می‌باشد، مدل خرابی مصالح نیز مورد نیاز است تا اثرات نرخ کرنش، حرارت و اثرات تنش‌های سه جانبه را بر کرنش شکست در نظر بگیرد. این رابطه به صورت رابطه (۷) توسط جانسون و کوک [۱۵] ارائه شده است.

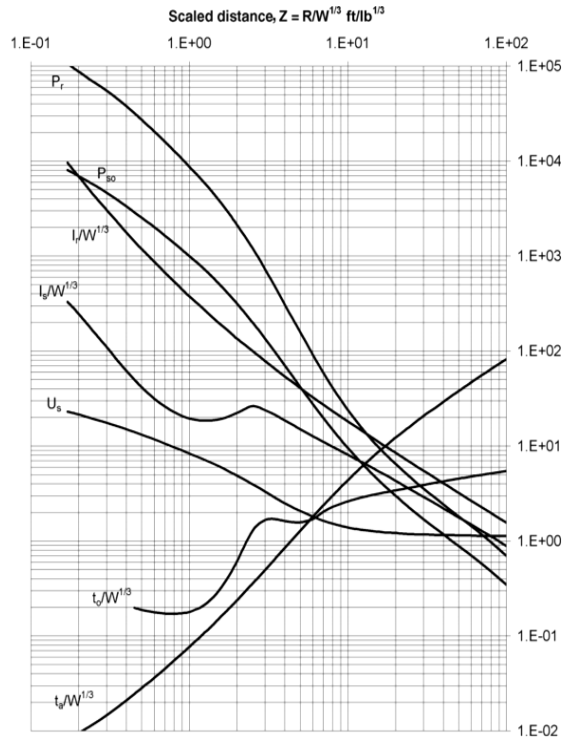
$$\bar{\epsilon}_f^{Pl} = [D_1 + D_2 \exp(D_3 \frac{\sigma_m}{\bar{\sigma}})] \cdot \left[1 + D_4 \ln \left(\frac{\bar{\epsilon}^{Pl}}{\dot{\epsilon}_0} \right) \right] \quad (7)$$

$$[1 - D_5 T^*]$$

در این رابطه، $\bar{\epsilon}_f^{Pl}$ کرنش شکست، مقادیر ضرایب D_1 تا D_5 پارامترهای ثابت ماده و $\sigma_m / \bar{\sigma}$ اثر تنش‌های سه جانبه می‌باشند [۱۶ و ۱۷]. در جدول (۲) پارامترهای کرنش شکست مدل جانسون-کوک برای دو ماده آلومینیوم و فولاد نشان داده شده است.

۴- صحت‌سنجی و مدل‌سازی

در این پژوهش از نرم‌افزار ABAQUS [۱۸] به منظور مطالعه عددی استفاده شده است. به منظور صحت‌سنجی نتایج حاصل از تحلیل، یک نمونه از پانل‌های آزمایش شده در مرجع [۱۹] مدل‌سازی گردیده است. پانل آزمایش شده، دارای ابعاد 300×300 میلی‌متر است. هسته این پانل دارای ارتفاع (H_c)



شکل ۱- دیاگرام پارامترهای انفجار در سطح زمین [۱۳]

علاوه بر استفاده از نمودار، می‌توان از روابط (۳) و (۴) برای به دست آوردن اضافه فشار حداکثر و مدت زمان انفجار استفاده نمود.

$$\frac{P_{s0}}{P_{atm}} = \frac{808 \left(1 + \left(\frac{Z}{4.5} \right)^2 \right)}{\sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0.048} \right)^2} \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0.32} \right)^2} \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{1.35} \right)^2}} \quad (3)$$

$$\frac{t_o}{W^{1/3}} = \frac{980 \left(1 + \left(\frac{Z}{0.54} \right)^{10} \right)}{\left(1 + \left(\frac{Z}{0.02} \right)^3 \right) \left(1 + \left(\frac{Z}{0.74} \right)^6 \right) \left(\sqrt{1 + \left(\frac{Z}{6.9} \right)^2} \right)} \quad (4)$$

در رابطه (۳)، P_{atm} فشار محیط می‌باشد.

۳- معادله‌های تنش-کرنش

در مسائل ضربه و انفجار از معادلات تنش-کرنش جانسون-کوک [۱۴] که با دما، نرخ کرنش و سخت‌شوندگی

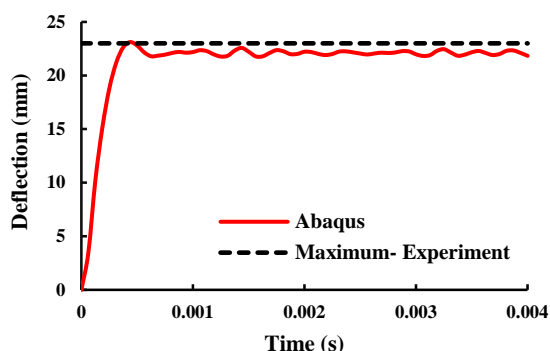


جدول ۱- پارامترهای مربوط به معادله جانسون-کوک [۱۷ و ۱۹]

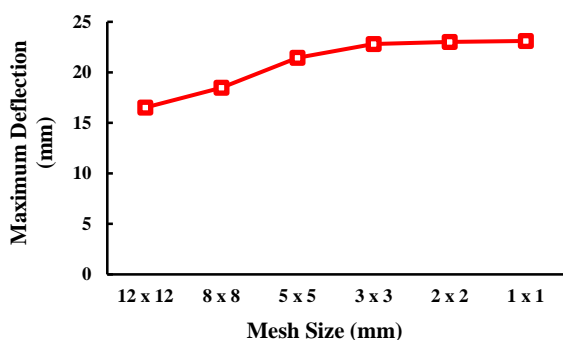
نرم‌شوندگی حرارتی		نرخ کرنش		سخت‌شوندگی کرنش		تنش تسلیم	خاصیت	
m	T_m (K)	T_r (K)	$\dot{\epsilon}_0$ (s ⁻¹)	C	n	B (MPa)	A (MPa)	مواد
۱/۰	۹۱۸	۲۹۳	1×10^{-3}	۰/۰۱۴	۰/۳۶	۱۵۰	۱۱۰	Al-1200H18
۰/۹۴	۱۸۰۰	۲۹۳	1×10^{-3}	۰/۰۱۱۴	۰/۴۵	۳۸۳	۴۹۰	Weldox 460 E Steel

جدول ۲- پارامترهای مربوط به کرنش شکست معادله جانسون-کوک [۱۷ و ۱۹]

D_5	D_4	D_3	D_2	D_1	مواد
۰/۰	-۰/۰۱	-۰/۰۵۴	۱/۷۳۲	۰/۰۷۰۵	Al-1200H18
۱/۶	۰/۰	۰/۴۷	۱/۴۵	-۰/۷۷	Weldox 460 E Steel



شکل ۴- مقایسه نتایج مدل‌سازی با نرم‌افزار و آزمایش



شکل ۵- حساسیت تغییر شکل مدل صحت‌سنجی به ابعاد شبکه‌بندی

۵- معرفی مدل‌های مورد بررسی

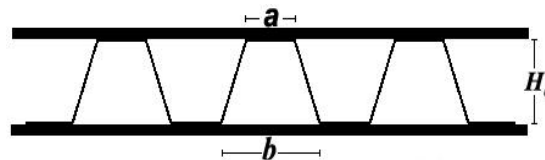
مشخصات هندسی نمونه‌های مورد بررسی در این پژوهش در جدول (۳) و شکل (۶) آورده شده است. جنس نمونه‌های مورد بررسی، آلومینیوم (AL) و فولاد (ST) در نظر گرفته شده است

۶- تحلیل مدل‌ها

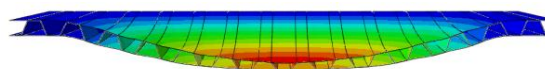
در این پژوهش، مقدار انرژی مستهلک شده در حین رفتار پلاستیک ماده، انرژی جنبشی و انرژی کل سیستم مورد بررسی قرار گرفته است.

برابر ۸ میلی‌متر، عرض بالای کنگره (a) ۷ میلی‌متر و عرض پایین (b) ۱۴ میلی‌متر می‌باشد. جنس این پانل از آلومینیوم Al-1200H18 است که ضریب الاستیسته آن ۷۰ گیگاپاسکال، تنش تسلیم ۱۴۰ مگاپاسکال، ضریب پواسون ۰/۳۳ و چگالی ۲۷۱۰ کیلوگرم بر مترمکعب می‌باشد. مدل تنش-کرنش مصالح، جانسون-کوک انتخاب شده است. مقدار ماده منفجره ۱۵ گرم در فاصله ۱۰۰ میلی‌متری ورق رویی پانل بوده است. مشخصات هندسی این پانل در شکل (۲) نشان داده شده است. ضخامت ورق‌های رو و پشت به انفجار پانل، ۰/۸ میلی‌متر و ضخامت هسته پانل برابر ۰/۲ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. در صحت‌سنجی تکیه‌گاه‌ها به صورت گیردار مدل شده است.

در شکل (۳) تغییر شکل پانل مدل شده بعد از فرآیند تحلیل، مشاهده می‌گردد. در شکل (۴) نتایج عددی و آزمایشگاهی با یکدیگر مقایسه شده است. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، مقدار بیشینه تغییر شکل مرکز ورق پشتی پانل در آزمایش و تحلیل عددی یکسان است. مقدار پاسخ به ابعاد شبکه‌بندی وابسته است. نتایج تحلیل نشان داد که ابعاد شبکه ۳ mm × ۳ mm مناسب می‌باشد (شکل (۵)).



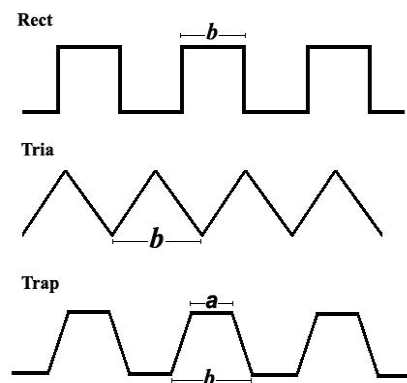
شکل ۲- شکل هندسی پانل کنگره‌ای مورد استفاده برای صحت‌سنجی و پارامترهای هندسی آن



شکل ۳- تغییر شکل پانل بعد از فرآیند تحلیل

جدول ۳- مشخصات هندسی نمونه‌های مورد بررسی

نمونه	a (mm)	b (mm)	مصالح ورق رو و پشت	مصالح هسته
Rect	۱۰/۵	۱۰/۵	آلومینیوم	آلومینیوم
Rect-F-S	۱۰/۵	۱۰/۵	فولاد	آلومینیوم
Rect-C-S	۱۰/۵	۱۰/۵	آلومینیوم	فولاد
Tria	۲۱	۲۱	آلومینیوم	آلومینیوم
Tria-F-S	۲۱	۲۱	فولاد	آلومینیوم
Tria-C-S	۲۱	۲۱	آلومینیوم	فولاد
Trap	۷	۱۴	آلومینیوم	آلومینیوم
Trap-F-S	۷	۱۴	فولاد	آلومینیوم
Trap-C-S	۷	۱۴	آلومینیوم	فولاد



شکل ۶- مدل‌های مورد بررسی در تحلیل

کل (E_U)، انرژی درونی (E_I) و انرژی ویسکوز (E_V) را نمایان می‌سازد. در رابطه (۱۰) ارتباط بین انرژی درونی، انرژی کرنشی الاستیک (E_S)، انرژی مستهلک شده در حین رفتار پلاستیک ماده (E_P) و انرژی‌های مدل وابسته به زمان همانند خزش (E_C) آمده است. رابطه (۱۱) با جایگذاری رابطه‌های (۹) و (۱۰) در رابطه (۸) بدست می‌آید.

$$E_U + E_K + E_F - E_W - E_{QB} = \text{Constant} \quad (8)$$

$$E_U = E_I + E_V \quad (9)$$

$$E_I = E_S + E_P + E_C \quad (10)$$

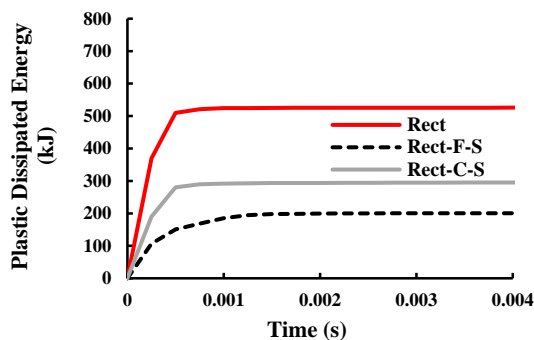
$$(E_S + E_P + E_V) + E_K = E_W \quad (11)$$

در بین انرژی‌های نام‌برده انرژی ناشی از خزش (E_C)، انرژی مستهلک شده توسط میرایی (E_{QB}) و تماسی (E_F) تقریباً صفر می‌باشند. علاوه بر این به دلیل این که کرنش‌های پلاستیک زیادی در پانل ایجاد می‌گردد، سهم انرژی کرنشی الاستیک بسیار کم بوده و در مقابل انرژی مستهلک شده در حین رفتار پلاستیک ماده، از آن صرف نظر می‌گردد. به همین دلیل بنا بر رابطه (۱۰)، انرژی داخلی با انرژی مستهلک شده در حین رفتار پلاستیک ماده برابر می‌باشد.

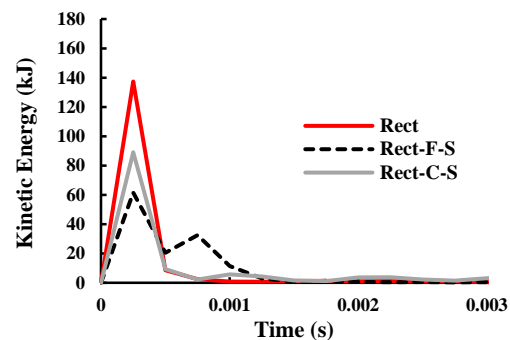
در این پژوهش انرژی برای کل سیستم پانل و اجزای آن، جداگانه محاسبه و با یکدیگر مقایسه شده است.

۷- انرژی جنبشی و انرژی مستهلک شده

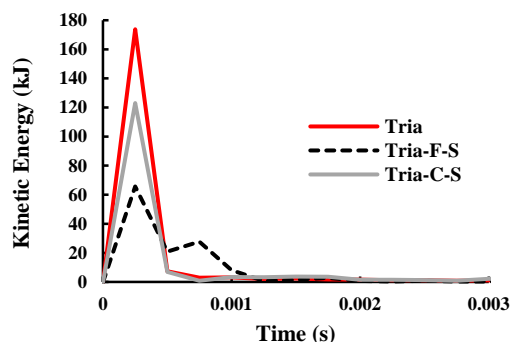
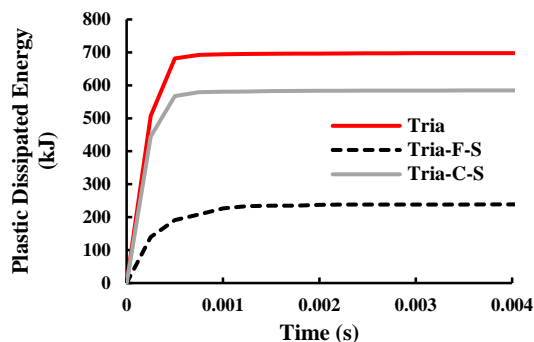
در شکل‌های (۷) تا (۹) مقدار کل انرژی جنبشی و انرژی مستهلک شده نشان داده شده است. انرژی مستهلک شده در حین رفتار پلاستیک ماده به انرژی مستهلک شده توسط کرنش‌های پلاستیک در کلیه اجزای پانل اطلاق می‌گردد. این مقدار انرژی در کل پانل اعم از جان، ورق رویی و پشتی طی انفجار توسط کرنش‌های پلاستیک مستهلک می‌گردند.



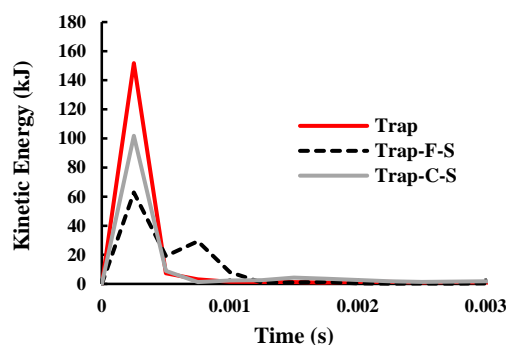
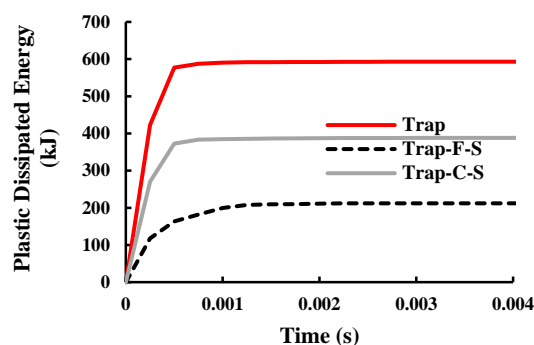
در این پژوهش، مقدار انرژی مستهلک شده در حین رفتار پلاستیک ماده، انرژی جنبشی و انرژی کل سیستم مورد بررسی قرار گرفته است. رابطه (۸) تعادل بین انرژی‌های درونی کل (E_U)، انرژی جنبشی (E_K)، انرژی مستهلک شده تماسی توسط سطوحی که با هم تماس دارند (E_F)، کار انجام شده توسط نیروهای خارجی (E_W) و انرژی مستهلک شده توسط میرایی (E_{QB}) را نشان می‌دهد [۱۴]. رابطه (۹) ارتباط بین انرژی درونی



شکل ۷- انرژی جنبشی و مستهلک شده در کل پانل مستطیل شکل



شکل ۸- انرژی جنبشی و مستهلک شده در کل پانل مثلثی شکل



شکل ۹- انرژی جنبشی و مستهلک شده در کل پانل دوزنقه‌ای شکل

روی، اجازه تغییر شکل چندانی به هسته پانل داده نمی‌شود. بنابراین با ایجاد کرنش‌های کمتر در آن، مقدار انرژی کمتری مستهلک می‌گردد. در نتیجه در پانل‌های با ورق روی فولادی، شکل هندسی هسته پانل در مستهلک نمودن انرژی تاثیرگذار نیست و کلیه انرژی‌ها تقریباً در یک محدوده می‌باشند. در ادامه روند تحلیل، مشاهده می‌شود که پانل با هسته مثلثی بیش‌ترین و بعد از آن پروفیل‌های دوزنقه‌ای و مستطیلی، به ترتیب، انرژی را مستهلک نموده‌اند. در بررسی انرژی جنبشی‌های پانل‌ها دیده می‌شود که، پانل‌های مثلثی، دوزنقه‌ای و مستطیلی به ترتیب، بیش‌ترین مقدار انرژی جنبشی را دارند.

در شکل‌های (۱۰) تا (۱۲) مقدار انرژی مستهلک شده توسط هر یک از ورق‌های روی، پستی و هسته به تفکیک نشان داده شده است.

همان‌طور که در شکل‌های (۱۰) تا (۱۲) دیده می‌شود، ورق روی و هسته بیش‌ترین بخش انرژی را مستهلک می‌نمایند. در هر پانلی که جنس هسته از فولاد است، مقدار کمتری انرژی توسط آن جذب و مستهلک می‌شود. در پانلی که جنس هسته آن از آلومینیوم است، انرژی بیش‌تری نسبت به سایر نمونه‌ها مستهلک می‌گردد. در نمونه‌هایی که تماماً از آلومینیوم و نمونه‌هایی که فقط هسته آن‌ها از فولاد است، ورق پستی متحمل

در جدول (۴) مقدار حداکثر انرژی مستهلک شده و انرژی جنبشی برای کل پانل نشان داده شده است.

جدول ۴- انرژی مستهلک شده و انرژی جنبشی در نمونه‌ها

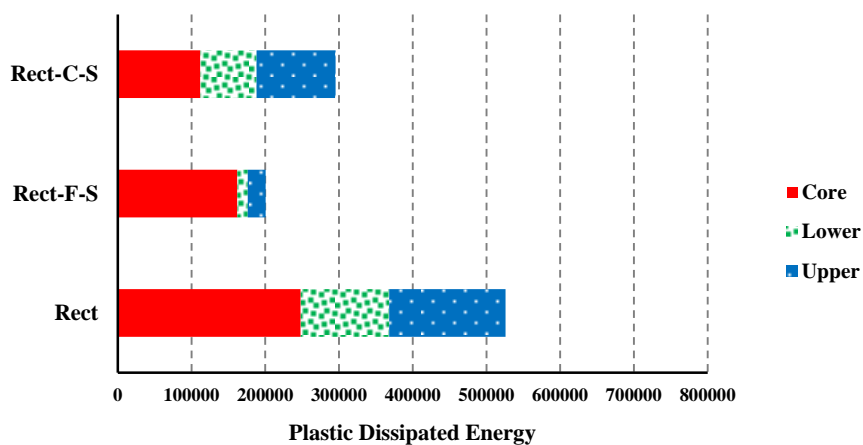
انرژی جنبشی (J)	انرژی مستهلک شده (J)	نمونه
۱۳۷۳۴۱	۵۲۵۸۵۲	Rect
۶۱۵۴۴	۲۰۰۴۶۸	Rect-F-S
۸۹۰۶۸	۲۹۵۵۰۳	Rect-C-S
۲۳۹۵	۶۹۷۸۸۵	Tria
۸۴۸	۲۳۸۴۷۳	Tria-F-S
۲۲۱۸	۵۸۴۸۲۶	Tria-C-S
۱۵۱۷۳۱	۵۹۳۳۶۹	Trap
۶۲۹۱۹	۲۱۲۳۳۶	Trap-F-S
۱۰۱۷۸۵	۳۸۸۵۰۱	Trap-C-S

مطابق جدول (۴) و شکل‌های (۷) تا (۹) مشاهده می‌گردد که پانل‌هایی که تماماً از آلومینیوم می‌باشند نسبت به نمونه‌های دیگر انرژی بیش‌تری مستهلک کرده‌اند. در ادامه، پانل‌هایی که فقط ورق‌های آن‌ها از جنس آلومینیوم و سپس پانلی که فقط هسته آن از جنس آلومینیوم است، انرژی بیش‌تری به ترتیب مستهلک نموده‌اند. علاوه بر این به دلیل استفاده از فولاد در ورق

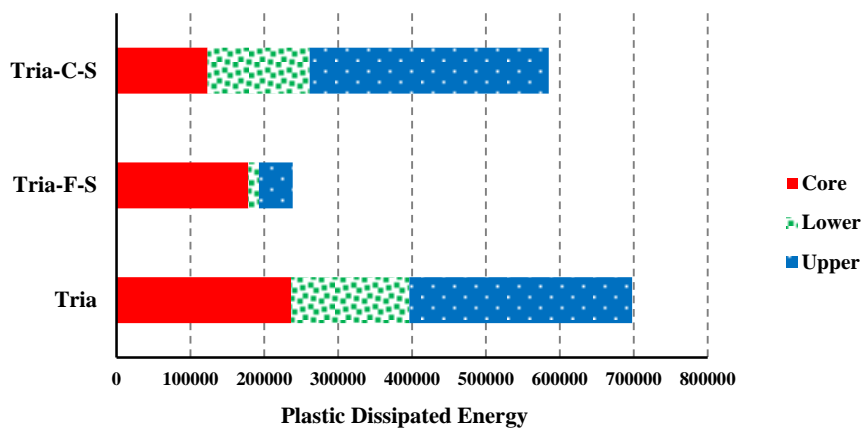


می‌بینند. در نمونه‌های Tria، Tria-C-S و Trap-C-S به دلیل این‌که ورق رویی این نمونه‌ها از آلومینیوم است، مقدار انرژی که توسط ورق رویی مستهلک می‌شود از جان پانل بیش‌تر است.

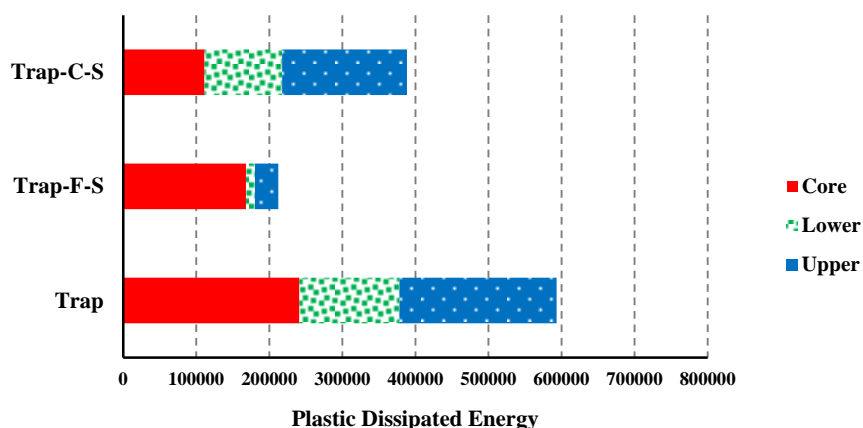
کرنش‌های بیش‌تری شده و در نتیجه تغییرشکل‌های ماندگار زیادی را تجربه می‌کند. به همین دلیل در ساخت پانل هرچه ورق رو به انفجار سخت‌تر باشد، انرژی کمتری توسط ورق‌های رو و پشت به انفجار مستهلک می‌گردد و ورق‌ها آسیب کمتری



شکل ۱۰- انرژی مستهلک شده در اجزای پانل به صورت جداگانه برای پانل مستطیل شکل



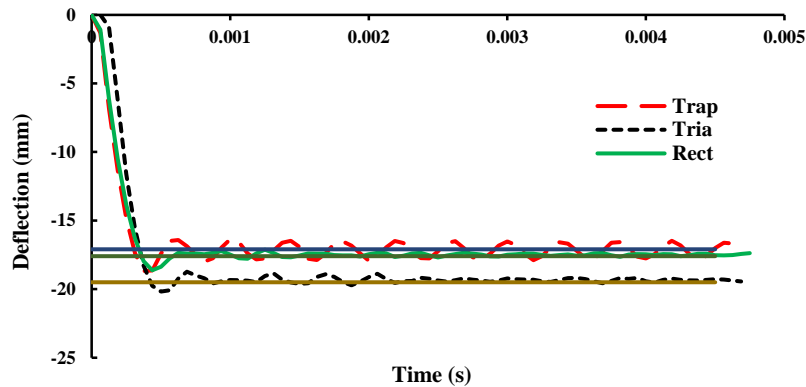
شکل ۱۱- انرژی مستهلک شده در اجزای پانل به صورت جداگانه برای پانل مثلثی شکل



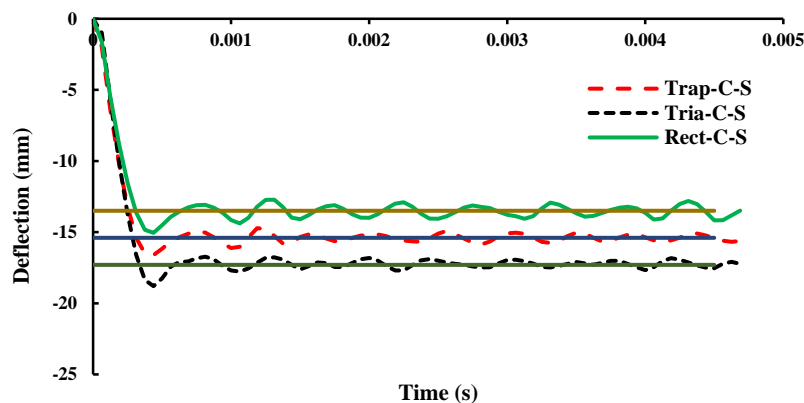
شکل ۱۲- انرژی مستهلک شده در اجزای پانل به صورت جداگانه برای پانل ذوزنقه‌ای شکل

و تغییرشکل ماندگار کمی دارند. دیده می‌شود که ورق پشتی این گونه پانل‌ها، تقریباً رفتاری الاستیک دارد. پانل‌هایی که از آلومینیوم ساخته شده‌اند دارای بیش‌ترین تغییرشکل و پانل‌هایی که ورق رویی آن‌ها از فولاد است دارای کمترین تغییرشکل می‌باشند.

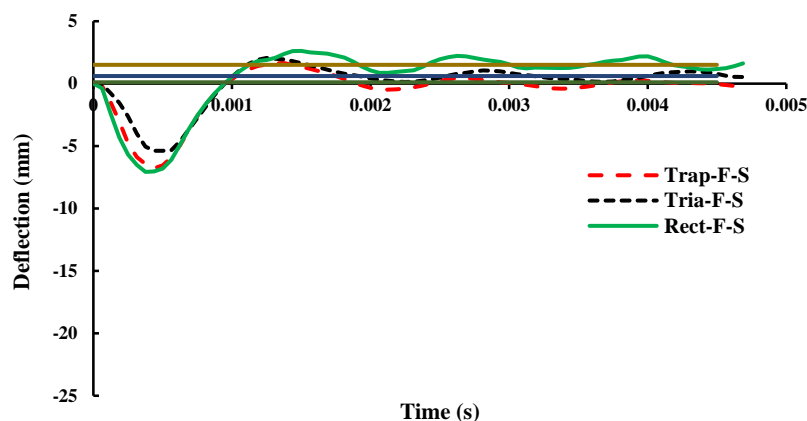
در شکل‌های (۱۳) تا (۱۵) تغییرشکل مرکز ورق پشتی پانل، برای کلیه نمونه‌ها نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نمونه‌هایی که ورق رویی و پشتی آن‌ها از آلومینیوم می‌باشد، دارای رفتار پلاستیک بیش‌تری هستند و دارای تغییرشکل ماندگار می‌باشند. نمونه‌هایی که ورق رویی و پشتی آن‌ها از فولاد است رفتاری تقریباً الاستیکی از خود نشان می‌دهند



شکل ۱۳- تغییرشکل مرکز ورق پشتی پانل، در پانل‌های تمام آلومینیومی



شکل ۱۴- تغییرشکل مرکز ورق پشتی پانل، در پانل‌های با هسته فولادی و رویه آلومینیومی



شکل ۱۵- تغییرشکل مرکز ورق پشتی پانل، در پانل‌های با رویه فولادی و هسته آلومینیومی

در جدول (۵) مقدار حداکثر تغییر شکل مرکز ورق پشتی پانل آورده شده است.

جدول ۵- تغییر شکل مرکز ورق پشت در پانل‌ها

نمونه	تغییر شکل حداکثر ورق پشتی پانل (mm)
Rect	۱۸/۶۲
Rect-F-S	۷/۰۷
Rect-C-S	۱۵/۰۵
Tria	۲۰/۱۷
Tria-F-S	۵/۳۷
Tria-C-S	۱۸/۸۰
Trap	۱۸/۶۸
Trap-F-S	۶/۷۷
Trap-C-S	۱۶/۶۲

همان‌طور که در جدول (۵) دیده می‌شود در بین پروفیل‌های در نظر گرفته شده، بیش‌ترین تغییر شکل بین پروفیل‌هایی که تماماً از آلومینیوم می‌باشند، پروفیل مثلثی و کمترین را پروفیل مستطیلی دارد. البته تفاوت بین پروفیل مستطیلی و دوزنقه‌ای بسیار کم است. در بین پانل‌هایی که هسته آن‌ها از فولاد است، پروفیل مثلثی بیش‌ترین و پروفیل مستطیلی کم‌ترین تغییر شکل را دارد. در پانل‌هایی که ورق‌های آن‌ها از فولاد است، بر خلاف پانل‌های دیگر، بیش‌ترین تغییر شکل را پروفیل مستطیلی و کمترین تغییر شکل را پروفیل مثلثی دارد. با تغییر مصالح ورق‌های روی و پشتی از آلومینیوم به فولاد، مقدار تغییر شکل حدود ۶۶٪ و با تغییر مصالح هسته از آلومینیوم به فولاد، مقدار تغییر شکل حدود ۱۳٪ کاهش می‌یابد.

۸- نتیجه گیری

در این پژوهش پانل‌های کنگره‌ای در اثر بار انفجاری مورد بررسی قرار گرفت. شبیه‌سازی‌های عددی توسط نرم‌افزار ABAQUS انجام شد و از مدل غیرخطی مصالح جانسون-کوک برای مصالح استفاده گردید. جنس هسته و ورق‌های پانل‌ها، آلومینیوم و فولاد در نظر گرفته شد و از سه نوع پروفیل مستطیلی، دوزنقه‌ای و مثلثی در هسته پانل‌ها استفاده گردید. نتایج حاصل به قرار زیر است:

- اگر جنس پانل تماماً از آلومینیوم باشد، انرژی بیش‌تری نسبت به سایر نمونه‌ها مستهلک می‌کند. سپس پانل‌هایی که ورق‌های آن‌ها از جنس آلومینیوم و پانل‌هایی

که فقط هسته آن از جنس آلومینیوم است در رده‌های دیگر قرار می‌گیرند.

- در پانل‌های با ورق فولادی، شکل هندسی هسته چندان تاثیر گذار نیست و کلیه انرژی‌های مستهلک شده ماده تقریباً در یک محدوده می‌باشند.

- پانل با هسته مثلثی بیش‌ترین و در مرتبه بعد پروفیل‌های دوزنقه‌ای و مستطیلی، به ترتیب، انرژی را مستهلک نموده‌اند.

- در بررسی تفکیک انرژی مستهلک شده توسط هر جز از پانل دیده شد که، ورق رویی و هسته بیش‌ترین بخش انرژی را مستهلک می‌نمایند.

- در هر پانلی که جنس هسته از فولاد است، مقدار کمتری انرژی توسط آن جذب و مستهلک می‌شود و در صورتی که جنس هسته از آلومینیوم باشد، انرژی بیش‌تری نسبت به سایر نمونه‌ها مستهلک می‌نماید.

- در نمونه‌های Tria، Tria-C-S و Trap-C-S به دلیل این‌که ورق رویی این نمونه‌ها از آلومینیوم است، مقدار انرژی که توسط ورق رویی مستهلک می‌شود از هسته پانل بیش‌تر است.

- بیش‌ترین تغییر شکل را بین پروفیل‌هایی که تماماً از آلومینیوم می‌باشند، پروفیل مثلثی و کمترین را پروفیل مستطیلی دارد. البته تفاوت بین پروفیل مستطیلی و دوزنقه‌ای بسیار کم است.

- در بین پانل‌هایی که هسته آن‌ها از فولاد می‌باشد، پروفیل مثلثی بیش‌ترین و پروفیل مستطیلی کم‌ترین تغییر شکل را دارد.

- در پانل‌هایی که ورق‌های آن‌ها از فولاد است، بر خلاف پانل‌های دیگر، بیش‌ترین تغییر شکل را پروفیل مستطیلی و کمترین تغییر شکل را پروفیل مثلثی دارد.

۹- مراجع

- [1] Guoxing, L. and Tongxi, Y. (2003), "Energy Absorption of Structures and Materials", Cambridge, Wood head Publishing Ltd.
- [2] Gibson, L.J. and Ashby, M.F. (1997), "Cellular Solids, Structure and Properties, 2nded", Cambridge, Cambridge University Press.
- [3] Hutchinson, J.W. and Xue, Z. (2005), "Metal Sandwich Plates Optimized for Pressure Impulses", International Journal of Mechanic Science, Vol. 47, pp. 545-569.
- [4] Xue, Z. and Hutchinson, J.W. (2003), "Preliminary Assessments of Sandwich Plates Subject to Blast Loads", International Journal of Mechanic Science, Vol. 45, No. 4, pp. 687-705.



- Subjected to Distributed and Local Loading”, International Journal of Mechanical Sciences, Vol. 50, No. 2, pp. 233-46.
- [13] Dusenberry, O. D. (2010), “Handbook for Blast-Resistant Design of Buildings”, John Wiley & Sons Inc, Canada.
- [14] Johnson, G.R. and Cook, W.H. (1983), “A Constitutive Model and Data for Metals Subjected to Large Strains, High Strain Rates and High Temperatures”, In Proceedings of the 7th International Symposium on Ballistics, Vol. 21, pp. 541-547.
- [15] Johnson, G.R. and Cook, W.H. (1985), “Fracture Characteristics of Three Metals Subjected to Various Strains, Strain Rates, Temperatures and Pressures”, Engineering Fracture Mechanics, Vol. 21, No. 1, pp. 31-48.
- [16] Borvik, T., Hopperstad, O. S., Berstad, T. and Langseth, M. (2001), “Numerical Simulation of Plugging Failure in Ballistic Penetration”, International Journal of Solids and Structures, Vol. 38, No. 34-35, pp. 6241-6264.
- [17] Gupta, N.K., Iqbal, M.A. and Sekhon, G.S. (2006), “Experimental and Numerical Studies on the Behavior of Thin Aluminum Plates Subjected to Impact by Blunt- and Hemispherical Nosed Projectiles”, International Journal of Impact Engineering, Vol. 32, No. 12, pp. 1921-1944.
- [18] ABAQUS version 6.12. (2012), ABAQUS User’s Manual, SIMULIA World Headquarters, 166 Valley Street, Providence, RI 02909, USA.
- [19] Li, X., Wang, Z. Zhu, F., Wu, G. and Zhao, L. (2014), “Response of Aluminium Corrugated Sandwich Panels under Air Blast Loadings: Experiment And Numerical Simulation”, International Journal of Impact Engineering, Vol. 65, pp. 79-88.
- [5] Xue, Z. and Hutchinson, J.W. (2004), “A Comparative Study of Impulse-Resistant Metal Sandwich Plates”, International Journal of Impact Engineering, Vol. 30, No. 10, pp. 1283-1305.
- [6] Nurick, G.N. and Martin, J.B. (1989), “Deformation of Thin Plates Subjected to Impulsive Loading-a Review, Part II: Experimental Studies”, International journal of Impact Engineering, Vol. 8, No. 2, pp. 171-186.
- [7] Li, X., Zhang, P., Wang, Z., Wu, G. and Zhao, L. (2014), “Dynamic Behavior of Aluminum Honeycomb Sandwich Panels under Air Blast: Experiment and Numerical Analysis”, Composite Structures, Vol. 108, pp. 1001-1008.
- [8] Zhang, P., Cheng, Y., Liu, J., Wang, C., Hou, H. and Li, Y. (2015), “Experimental and Numerical Investigations on Laser-Welded Corrugated-Core Sandwich Panels Subjected to Air Blast Loading”, Marine Structures, Vol. 40, pp. 225-246.
- [9] Yazici, M., Wright, J., Bertin, D. and Shukla, A. (2014), “Experimental and Numerical Study of Foam Filled Corrugated Core Steel Sandwich Structures Subjected to Blast Loading”, Composite Structures, Vol. 110, pp. 98-109.
- [10] Shen, J., Lu, G., Wang, Z. and Zhao, L. (2010), “Experiments on Curved Sandwich Panels under Blast Loading”, International journal of Impact Engineering, Vol. 37, No. 9, pp. 960-70.
- [11] Jing, L., Wang, Z., Ning, J. and Zhao, L. (2011), “The Dynamic Response of Sandwich Beams with Open Cell Metal Foam Cores”, Composite Part B Engineering, Vol. 42, No. 1, pp. 1-10.
- [12] Rubino, V., Deshpande, V.S. and Fleck, N.A. (2008), “The Collapse Response of Sandwich Beams with a Y-Frame Core

پی نوشت

- ¹ Impulse
² Duration
³ Peak Overpressure
⁴ U.S. Department of Defense
⁵ Scaled Distance





رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی با تیرهای با مقطع کاهش یافته

امین قلی‌زاد^{۱*}، مهدی سعدآبادی فراهانی^۲

۱- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل

۲- فارغ التحصیل کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل

* اردبیل، صندوق پستی ۵۶۱۹۹۱۱۳۶۷، gholizad@uma.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۶/۱۱/۲۳، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۹/۰۷)

چکیده

بعد از زلزله نورث‌ریج اتصال با مقطع کاهش یافته جهت بهبود عملکرد اتصالات پیشنهاد گردید. در ویرایش اخیر مبحث دهم مقررات ملی، تشکیل مفاصل پلاستیک انتهایی تیرها در خارج از محدوده اتصال به ستون ملزم گردیده‌است. استفاده از تیر با مقطع کاهش یافته راهکار موثری برای این منظور می‌باشد. در این تحقیق جزئیات جدیدی برای این اتصال که شامل ترکیبی از حالت جان کاهش یافته و جان موجود می‌باشد پیشنهاد و ضمن مقایسه با گزینه‌های دیگر مدلی برای توصیف رفتار این اتصال جدید تهیه می‌شود. برای این منظور از نتایج تحلیل مدل اتصال به روش اجزای محدود استفاده شده‌است. سپس ساختمان فولادی با سیستم قاب خمشی ویژه در حضور تیر با مقطع کاهش یافته طرح و با استفاده از نرم افزار تحلیل غیر خطی در محدوده غیرارتجاعی تحلیل و رفتار کلی سازه با جزئیات اتصال جدید و معمولی بررسی می‌شود که شامل بررسی شکل‌پذیری و تعیین ضریب رفتار می‌باشد. تحلیل موضعی اتصالات، افزایش ۹ درصدی ظرفیت چرخش پلاستیک در صورت استفاده همزمان از جان موجود و کاهش یافته را نشان می‌دهد هرچند افزایش در ضریب رفتار قابهای فولادی مدل شده با چنین اتصالی چندان قابل توجه نبوده است.

واژگان کلیدی

تیر با مقطع کاهش یافته، تحلیل غیر ارتجاعی، شکل‌پذیری، ضریب رفتار

Seismic Behavior of Steel Moment Frames with Reduced Beam Sections

A. Gholizad, M. Sadabadi Farahani

Abstract

After Northridge earthquake reduced beam sections were suggested to improve connections performance. A new detail has been evaluated for reduced beam sections that includes a combination of two previously investigated models; reduced web section and accordion web section. According to comparison with other models through finite element analysis, it was found that the stresses and plastic strains have been more effectively reduced in the beam to column connection region of the combined detail and up to 9%. Increase in plastic rotation capacity may be achieved without a noticeable loss in strength. According to performed nonlinear static analyses results for well-designed 5, 10 and 15 story steel buildings with special moment resistant frame system, the amount of plastic drift capacity using the reduced beam sections slightly increases and this increase is more in connections with accordion web and accordion web together with reduced web sections respectively. Pushover curves indicate that the reduced beam sections has little effect on the linear part of the curves but increasing drifts, added strength is reduced. The rate of decrease for two connections with accordion web sections and accordion web with reduced web is more. Average rates of behavior factors 11.38 and 11.73 and 11.88 have respectively been obtained for moment resistant frames with reduced beam section and accordion web sections and accordion web with reduced web sections. It can be said that the average rates of behavior factor for frames that are designed based on the behavior factor of 8 has been considerably increased.

Keywords

Reduced beam Section, Non-elastic analysis, Ductility, Behavior factor



قبل از زلزله نورتریج^۱ قاب‌های فولادی مقاوم در برابر خمش با اتصالات جوشی متداول بودند. در این قاب‌های خمشی از پیچ برای اتصال جان تیرها و از جوش نفوذی کامل برای اتصال بال آنها استفاده می‌شد. در این زلزله قاب‌های خمشی فولادی متحمل شکست‌های ترد غیر منتظره‌ای در ناحیه‌ی اتصال تیر با ستون شدند. بعد از زلزله نورتریج، تحقیقات گسترده‌ای در این خصوص سازماندهی شد. هدف از این تحقیقات یافتن علتی برای عملکرد ضعیف و نامناسب اتصالات خمشی فولادی در زلزله نورتریج و دستیابی به جزئیات اتصال جدید و یا اصلاح شده بود. بعد از سال‌ها تحقیق روش‌هایی برای بهبود عملکرد این نوع اتصالات پیشنهاد داده شد که اکثر آنها را می‌توان در دو دسته روشهای تقویت اتصال با استفاده از ماهیچه، لچکی، ورق پوششی و... یا روش‌های دور کردن مفصل پلاستیک از ستون و چشمه اتصال و کشاندن آن به درون تیر جای داد که اتصال تیر با مقطع کاهش یافته^۲ بر مبنای روش دوم عمل می‌کند. جزئیات چنین اتصالی در ابتدا با کاهش موضعی مقطع بال پیشنهاد گردید. مطالعات آزمایشگاهی چنین اتصالی بهبود کلی رفتار و افزایش ظرفیت شکل‌پذیری در آن را نشان داده است [۱]. بدیهی است که کارایی تیر کاهش یافته در درست طرح کردن آن است که خود تابعی از محل و مقدار کاهش سطح مقطع می‌باشد. مطالعات آزمایشگاهی گسترده بر روی اتصال با بال کاهش یافته، نشان می‌دهد که با استفاده از این اتصال می‌توان به زاویه چرخش بزرگتر از ۰/۰۴ رادیان که چندین برابر بزرگ‌تر از میانگین چرخش پلاستیک در روش قدیمی اتصال است دست یافت [۲]. Chen و همکارانش بر مبنای مطالعات انجام شده‌ی خود، در رابطه با ابعاد و محل این اتصال پیشنهاداتی را نیز مطرح نمودند [۲]. تحقیقات عددی زیادی به منظور تکمیل این کارهای آزمایشگاهی صورت گرفته‌است. Zekioglu و همکارانش با انجام تحلیل المان محدود غیرخطی مدل برش متغیر RBS نشان داد که برخی از این اتصالات در سطوح کرنشی پایین‌تری نسبت اتصالات معمولی به چرخش پلاستیک هدف می‌رسند [۳]. تحلیل‌های بیشتر نشان داد که اتصال می‌تواند کرنش‌های پلاستیک یکنواخت را در ناحیه کاهش مقطع تولید کند. Engelhardt و Sabol تحلیل المان محدود را برای برش شعاعی RBS انجام دادند [۴]. آنها نیز مانند مطالعه Zekioglu و همکارانش دریافتند که تیر با مقطع کاهش داده شده می‌تواند انباشتگی کرنشی را در ناحیه‌ی بحرانی اتصال

کاهش دهد [۳]. Shen و همکارانش در سال ۲۰۰۰ به بررسی عملکرد قاب فولادی همراه با اتصال RBS پرداختند [۵]. به دلیل معایب این مدل از اتصال کاهش یافته مانند کاهش پایداری کلی تیر و کماتش پیچشی-جانبی در آن، در سال‌های بعد از آن انواع دیگر این اتصال همانند اتصال با جان کاهش یافته و اتصال آکاردئونی مطرح گردیدند. هندسه اتصال با جان کاهش یافته در ابتدا در سال ۲۰۰۰ توسط Mark Amos [۶] به صورت برداشتن قسمتی از جان به شکل یک بازشوی دایره‌ای در جان و سپس در سال ۲۰۰۵ توسط Wilkinson و همکارانش [۷] به صورت تیری که یک مقطع گوه شکل از جان آن برداشته شده و بال دوباره به آن متصل گردیده بود پیشنهاد گردید. از مزایای این اتصال جدید نسبت به اتصال با بال کاهش یافته این است که این اتصال حالت پلاستیک بهتری داشته و فشردگی بیشتری پیدا می‌کند. تست‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهند که این اتصال قادر به چرخش پلاستیکی بیش از ۰/۰۵ رادیان می‌باشد بدون این که هیچ کاهش قابل ملاحظه‌ای در قابلیت اتلاف انرژی آن به وجود بیاید. همچنین به دلیل سختی پیچشی قابل توجه تیر، مقطع مقاومت بیشتری در مقابل کماتش پیچشی جانبی از خود نشان می‌دهد. Lee و همکارانش در سال ۲۰۰۷ برای بدست آوردن جایجایی جانبی در یک قاب فولادی با RBS از مقطع معادل با عرض ثابت استفاده کرد و با مساوی قرار دادن تغییر شکل‌های انتهایی در تیر مقدار عرض ثابت معادل را بدست آورد سپس با در نظر گرفتن تغییر شکل جانبی ناشی از تیر، ستون و چشمه‌ی اتصال رابطه‌ای برای تغییر شکل جانبی ارائه داد. او با در نظر گرفتن مقادیر مختلفی برای طول تیر و ستون نتیجه گرفت RBS تغییر شکل الاستیک سازه را تا ۱۰٪ افزایش می‌دهد [۸]. Kassegne در سال ۲۰۰۷ یک ماتریس سختی سه بعدی را برای تیر RBS ارائه کرد. وی با استفاده از قضیه‌ی کار مجازی توانست رابطه‌ای بین بارهای گره‌ای و تغییر شکل‌های گره‌ای ارائه کند [۹]. Yang و همکارانش بر اساس تحلیل‌های عددی، یک مدل غیرخطی برای مدل‌سازی تیرهای دارای بازشو در جان ارائه نموده و بر پایه همین مدل، برخی از تست‌های آزمایشگاهی را مجدداً به صورت عددی مدل‌سازی کرده و مورد تحلیل قرار دادند [۱۰]. با توجه به همخوانی کامل بین نتایج عددی و نتایج آزمایشگاهی، صحت مدل ارائه شده تایید شده است. مدل پیشنهادی عبارت است از یک مفصل پلاستیک بالقوه در محل بازشو که پارامترهای نمودار لنگر-دوران آن بر اساس تحلیل‌های عددی و مطالعات آزمایشگاهی تعیین می‌شود. نوع

۲- طراحی اتصال کاهش یافته

در این تحقیق از جزئیات مربوط به اتصال تیر به بر ستون صرف نظر می‌گردد و طراحی عضو، به یافتن پارامترهای هندسی لازم برای طراحی عضو کاهش یافته محدود می‌شود. برای طراحی اتصال RBS متعارف از ضوابط آئین‌نامه AISC استفاده شده [۱۳] و در طراحی اتصال RBS با جان آکاردئونی رویه ارائه شده توسط Imanpour و همکارانش [۱۴] نیز مورد استفاده قرار گرفته است. شمای کلی سه نوع از اتصال کاهش یافته به همراه پارامترهای آن در شکل (۱) نشان داده شده است. مراحل کلی طراحی هر سه اتصال یکسان بوده و تنها در تعیین اساس مقطع قسمت کاهش یافته تیر متفاوت می‌باشند. این مراحل عبارتند از:

۱- انتخاب ابعاد هندسی طبق حدود $0.5B_f \leq a \leq 0.75B_f$ ، $0.65D \leq b \leq 0.85D$ ، $0.1B_f \leq c \leq 0.25B_f$ همچنین در اتصال آکاردئونی و اتصال آکاردئونی باجان کاهش یافته که پیشنهاد این تحقیق می‌باشد این حدود به صورت $0.65D/2 + 0.5B_f \leq e \leq 0.65D/2 + 0.75B_f$ می‌باشند. پارامترهای a ، b ، c ، e معرف ابعاد و موقعیت قسمت کاهش یافته تیر می‌باشند که در شکل (۱) تعریف شده‌اند.

۲- محاسبه مقطع پلاستیک کاهش یافته برای هر کدام از اتصالات با بال کاهش یافته، آکاردئونی و آکاردئونی با جان کاهش یافته به ترتیب به صورت روابط زیر:

$$Z_e = Z_b - 2ct_{bf}(D - t_{bf}) \quad (۱)$$

$$Z_{AW-RBS} = Z_{flange} - (1 - SDF)Z_{web}^{flat} \quad (۲)$$

$$SDF = 1 - \frac{2\left(\frac{t_g}{t_f}\right)^2}{\left(\frac{L_f}{t_f}\right)\tan\theta} \quad (۳)$$

$$Z_{flange} = B_f t_f (D - t_f) \quad (۴)$$

$$Z_{web}^{flat} = t_w \frac{(D - 2t_f)^2}{4} \quad (۵)$$

رابطه (۱) برای مقطع با بال کاهش یافته و روابط (۲) تا (۵) برای تیر آکاردئونی و تیر آکاردئونی با جان کاهش یافته به کار می‌رود تنها با این تفاوت که در آکاردئونی با جان کاهش یافته میزان کاهش در جان را از ارتفاع مقطع تیر کم می‌کنیم. در روابط بالا Z_e و Z_{AW-RBS} اساس مقطع تیر در مرکز قسمت کاهش یافته، Z_b اساس مقطع تیر کامل، D ارتفاع سطح مقطع تیر، t_{bf} ضخامت بال تیر، SDF ضریب کاهش مدول پلاستیک مقطع سهم جان، L_f طول قسمت کاهش یافته تیر، t_f ضخامت قسمت

جدیدی از اتصال RBS با عنوان اتصال با جان موجدار AW-RBS در ناحیه مفصل پلاستیک، با بکارگیری ورق موجدار در ناحیه مفصل پلاستیک تیر توسط Mirghaderi و همکارانش پیشنهاد شده است [۱۱]. مشابه اتصال RBS متعارف، از ایده کاهش مقاومت خمشی مقطع در ناحیه ضعیف شده تیر استفاده گردیده است. در اتصال پیشنهادی جان صاف تیر در محدوده مشخصی از تیر با ورق‌های موجدار جایگزین می‌شود، به علت شکل هندسی و رفتار آکاردئونی ورق‌های موجدار، مفصل پلاستیک در ناحیه پیش بینی شده اتصال AW-RBS تشکیل می‌گردد. منحنی رفتار هیستریزس نمونه‌های آزمایشگاهی قابلیت جذب انرژی بالای این اتصال را مشخص می‌کند و نمونه‌ها توانایی تحمل $0.8/0$ رادیان چرخش بدون افت مقاومت قابل ملاحظه را نشان داده‌اند؛ این امر درحالی است که تحمل چرخش $0.4/0$ رادیان جهت کسب صلاحیت برای استفاده در قاب‌های خمشی ویژه کفایت می‌کند. همچنین مطالعات عددی با استفاده از روش اجزا محدود بر روی نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال AW-RBS انجام شده و نتایج مطالعات عددی تاثیر رفتار آکاردئونی جان موجدار قرار گرفته در ناحیه مفصل پلاستیک تیر و همچنین عملکرد چرخه‌ای اتصال را تایید می‌کند. ارائه جزئیات جدید برای اتصال تیر با مقطع کاهش یافته همچنان ادامه دارد، Rahnvard و همکارانش با پیشنهاد حفره‌های متعدد با اندازه‌های مختلف در بال تیر اثر این نوع کاهش مقطع را در مدل اجزای محدود و تحت بار چرخه‌ای مطالعه نمودند [۱۲].

در این مقاله ابتدا به بررسی نتایج تحلیل تنش و کرنش در مدل اجزای محدود اتصال تیر با مقطع کاهش یافته پرداخته شده است و نتایج حاصل از مطالعات عددی حاضر مشخص کرده‌است که عمده چرخش پلاستیک اتصال پیشنهادی ناشی از چرخش شکل‌پذیر و پایدار مفصل پلاستیک تشکیل شده در تیر می‌باشد و سایر اجزای اتصال اعم از چشمه اتصال و ورق‌های اتصال مشارکت کمی دارند. در نهایت به کمک تحلیل عددی رفتار کلی و موضعی اتصال AW-RBS در مقایسه با اتصال RBS متعارف و اتصال تقویت نشده مطالعه گردیده که نتایج نشان می‌دهد در اتصال پیشنهادی در مقایسه با اتصال RBS متعارف، جان موجدار قرار گرفته در ناحیه تضعیف شده باعث افزایش پایداری مفصل پلاستیک طی تغییرشکل‌های غیرخطی می‌گردد. همچنین با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌های پنج، ده و پانزده طبقه تحت بار جانبی فزاینده، به مطالعه اثرات جزئیات متفاوت کاهش مقطع تیر در سختی، مقاومت و ضرایب شکل و رفتار قاب‌ها پرداخته شده است.



مشخص شده در شکل (۲). M_f ممان خمشی بزرگتر در بر ستون، V_u نیروی برشی بزرگتر در بر ستون، w بار ثقلی خطی روی تیر، V_{RBS} نیروی برشی بزرگتر در مرکز RBS می‌باشند.

$$M_f = V_{RBS}S_h + M_{pr} + \frac{wS_h^2}{2} \quad (7)$$

$$V_{RBS} = \frac{wL'}{2} + \frac{2M_{pr}}{L'} \quad (8)$$

$$V_u = V_{RBS} + wS_h \quad (9)$$

۵- محاسبه ممان پلاستیک تیر بر اساس تنش تسلیم مورد انتظار فولاد و کنترل اینکه M_f از M_{pe} فراتر نرود.

$$M_{pe} = R_y Z_b F_y \quad (10)$$

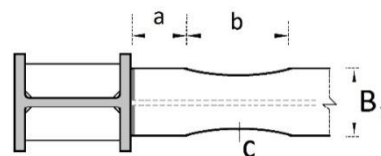
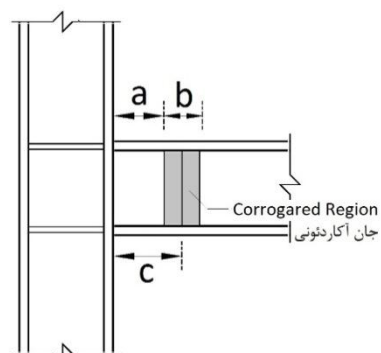
$$M_f \leq \phi_d M_{pe} \quad (11)$$

جان صاف تیر، t_c ضخامت قسمت موجدار جان تیر، Z_{flange} مدول پلاستیک مقطع تیر در قسمت بال، Z_{web}^{flat} مدول پلاستیک مقطع جان صاف تیر می‌باشند.

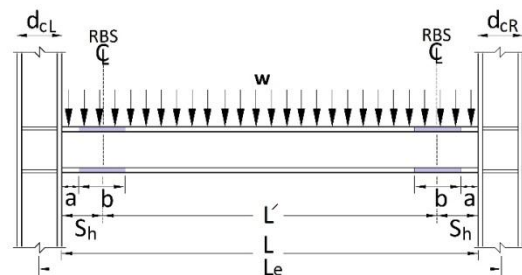
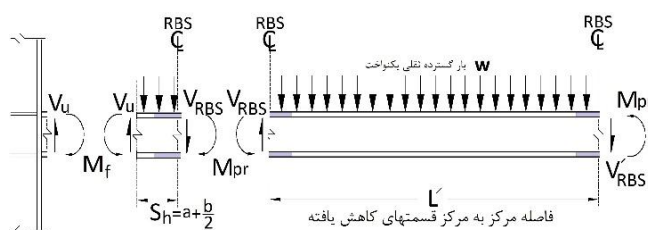
۳- محاسبه ممان پلاستیک در مرکز قسمت کاهش یافته طبق رابطه (۶) که در این رابطه M_{pr} ممان پلاستیک در مرکز قسمت کاهش یافته، C_{pr} ضریب افزایش مقاومت به دلیل سخت شدگی کرنش برابر با $1/15$ ، R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم حداقل برابر با $1/1$ و F_y تنش تسلیم می‌باشند.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_e F_y \quad (6)$$

۴- محاسبه لنگر خمشی در انتهای تیر و در بر ستون، با فرض ایجاد مفصل پلاستیک در وسط قسمت کاهش یافته و وجود بار ثقلی روی تیر مطابق روابط (۷) تا (۹) و پارامترهای



شکل ۱- پارامترهای هندسی اتصال با بال کاهش یافته، آکاردئونی و آکاردئونی با جان کاهش یافته



شکل ۲- نمودار جسم آزاد برای محاسبه ممان خمشی بزرگتر در انتهای تیر

مقطع کاهش یافته، مدل‌سازی شد و متناسب با تغییر شکل جانبی زیر قاب در سازه اصلی، نیرو و شرایط مرزی روی آن‌ها اعمال گردید. برای مدل‌سازی زیر قاب اتصال پیشنهادی و مینا از المان پوسته ۱۸۱ نرم‌افزار ANSYS استفاده شده است. المان پوسته ۱۸۱، برای تحلیل پوسته‌های نازک یا نسبتاً ضخیم مناسب می‌باشد. زیر قاب مورد نظر از گره میانی یک قاب خمشی که به شکل یک صلیب می‌باشد و شامل گره اتصال و دو نصف دهانه

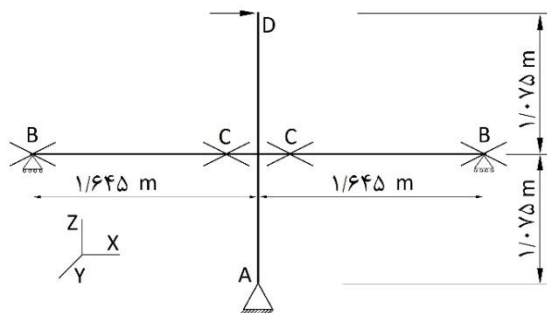
۳- مطالعه عددی با استفاده از نرم افزار اجزای محدود

در این قسمت پس از طراحی اتصال AW-RBS همراه با جان کاهش یافته با استفاده از نرم افزار تحلیل اجزای محدود، رفتار اتصال خمشی آن تحت بار یک طرفه مقایسه شده و با انواع دیگر اتصالات مقطع کاهش یافته مقایسه می‌گردد. بدین منظور یک زیر سازه از قاب خمشی فولادی شامل اتصال، دو نصف دهانه تیر و دو نصف ارتفاع ستون برای هر کدام از اتصالات با



مقاومت حد نهایی مصالح بر اساس نتایج آزمایش‌های کشش کوپن‌های فولادی اجزای مختلف نمونه‌ها که در جدول (۱) آمده است به مدل‌های اجزای محدود معرفی می‌گردد. در این مدل‌ها مدول الاستیسیته فولاد برابر $E = 203 \text{ GPa}$ و نسبت پواسون $\nu = 0.3$ برای کلیه مصالح فرض شد. مشخصات این فولاد به صورت سه خطی و با در نظر گرفتن شیب 0.03 در ناحیه سخت شدگی منحنی تنش-کرنش، در نرم افزار معرفی شده است.

برای مطالعه رفتار اتصالات تحت بار یک طرفه بار وارده به نوک بالای ستون به صورت بارگذاری تغییرمکانی یک طرفه اعمال می‌شود. بارگذاری به صورت یک طرفه تا رسیدن به زاویه تغییر مکان نسبی طبقه 9% ادامه می‌یابد. بنابراین چون ارتفاع طبقه 215 سانتیمتر می‌باشد، پس تغییر مکان افقی به میزان 19.35 سانتیمتر در جهت مثبت Z به نوک بالای ستون اعمال می‌شود.



شکل ۳- هندسه، شرایط مرزی و مهار جانبی زیر قاب انتخابی

تیر و دو نصف ارتفاع ستون می‌باشد. در شکل (۳) هندسه، شرایط مرزی و مهار جانبی زیر قاب انتخابی برای مدل‌سازی اجزا محدود مشاهده می‌شود. در زیر قاب انتخابی جهت بررسی اتصالات مربوطه طول دهانه تیر $3/29$ متر و ارتفاع ستون $2/15$ متر انتخاب گردید. هم چنین پروفیل تیر IPE180 و پروفیل ستون Box $200 \times 180 \times 10$ انتخاب گردید. در مدل اجزای محدود زیر قاب فرض شده است که بال‌های تیر و جان تیر با جوش نفوذی کامل به ستون متصل است. بنابراین در محل اتصال تیر به ستون، جوش مدل‌سازی نشده است. در ضمن جوش اتصال جان موج دار به بال‌ها و جان تیر هم در مدل‌سازی لحاظ نگردیده است. در انتهای هر کدام از نصف تیرها، تکیه گاه غلطکی قرار دارد و در پایین ستون تکیه گاه مفصلی اعمال می‌شود. در دو انتهای هر کدام از تیرها و بالا و پایین ستون هم مهار جانبی قرار دارد. برای شبیه سازی مهار جانبی روی بال‌های تیر و ستون از تکیه گاه غلطکی که درجه آزادی تغییر مکان عمود بر صفحه را محدود می‌کند، استفاده شده است. بنابراین با توجه به شکل (۳) در انتهای هر کدام از نصف تیرها، فقط درجه آزادی $U(z)$ و $Rot(x)$ در پایین ستون تنها درجه آزادی $Rot(x)$ باز است. نوک بالای ستون هم می‌تواند آزادانه در جهت Z حرکت کند. مشابه مدل آزمایشگاهی آزمایش‌هایی که انگلهارت و همکارانش در سال ۱۹۹۹ انجام دادند در مدل اجزا محدود این پایان نامه اثر دال بتنی کف در مدل‌سازی لحاظ نگردیده است. مصالح استفاده شده برای مدل‌سازی تیر و ستون و جان موجدار، از نوع فولاد A36 با تنش تسلیم اسمی 240 مگاپاسکال می‌باشد. تنش تسلیم و

جدول ۱- مشخصات مصالح در مدل‌های اجزای محدود

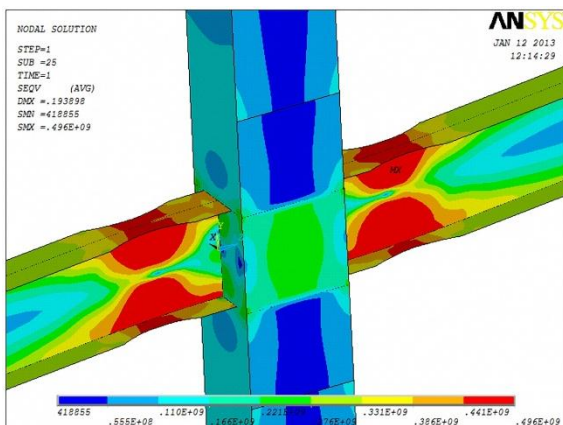
عضو	موقعیت مصالح	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	کرنش نهایی (%)
تیر	جان و بال	۳۰۰	۴۰۰	۲۵
تیر	صفحه موجدار	۴۰۰	۵۰۰	۲۰
ستون	صفحات ۱۰ میلیمتری جان و بال	۳۰۰	۴۰۰	۲۵
ستون	صفحات ۱۵ میلیمتری کناری و سخت کننده	۳۰۰	۴۰۰	۲۵

در شکل (۴) و (۵) توزیع تنش فون میسز و توزیع کرنش در زاویه تغییر مکان نسبی طبقه 9% برای هر چهار اتصال مورد مطالعه آورده شده است، با توجه به این شکل‌ها مشخص می‌شود که مقادیر تنش و کرنش پلاستیک در اتصال تقویت نشده بر خلاف سه اتصال دیگر، در بر ستون و در ناحیه جوش نفوذی بال تیر بیشینه است. همچنین مشاهده می‌شود که در

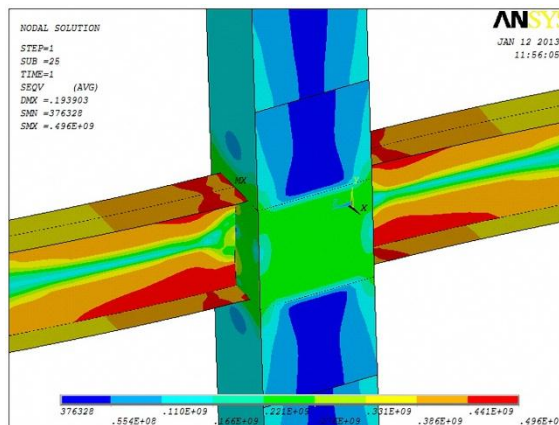
مشخصات هندسی قسمت کاهش یافته در اتصال با بال کاهش یافته به صورت $a = 67/5 \text{ mm}$ ، $b = 150 \text{ mm}$ و $c = 15/9 \text{ mm}$ و در اتصال آکاردئونی $a = 67/5 \text{ mm}$ ، $e = 100 \text{ mm}$ ، $L_f = 65 \text{ mm}$ و $t_c = 3/5 \text{ mm}$ و در اتصال آکاردئونی با جان کاهش یافته $a = 160/9 \text{ mm}$ ، $b = 65 \text{ mm}$ ، $c = 10 \text{ mm}$ و $L_f = 65 \text{ mm}$ می‌باشند.

پایه نرمال شده به تغییر مکان نسبی طبقه برای چهار اتصال مورد مطالعه مشاهده می‌شود. با توجه به این شکل مشخص می‌شود که اتصال آکاردئونی با جان کاهش یافته نیز همانند دو اتصال RBS متعارف و اتصال آکاردئونی تقاضای لنگر را در بر ستون کاهش می‌دهد و در عین حال این اتصال نسبت به سه اتصال دیگر دارای رفتار غیر خطی پایدارتری بوده و تا زاویه تغییر مکان نسبی طبقه ۹٪، افت قابل ملاحظه‌ای نداشته است.

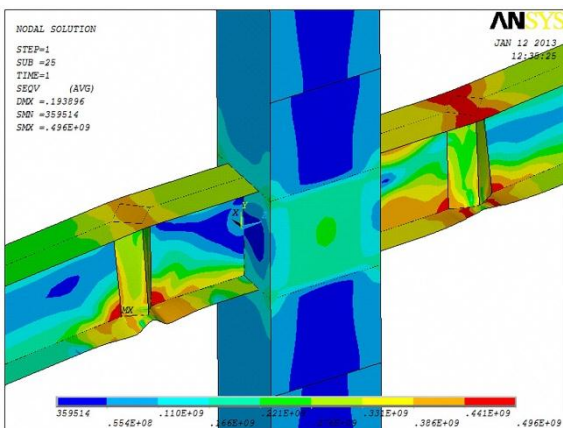
اتصال آکاردئونی همراه با جان کاهش یافته نسبت به اتصال آکاردئونی و اتصال RBS متعارف، تنش‌ها و کرنش‌های پلاستیک به صورت موثرتری در ناحیه تضعیف شده تیر متمرکز شده‌اند، این در حالی است که مقادیر تنش‌ها و کرنش‌های پلاستیک در اتصال RBS متعارف و اتصال آکاردئونی نسبت به اتصال آکاردئونی با جان کاهش یافته در طول بیشتری توزیع شده است. که بیانگر مزیت اتصال آکاردئونی با جان کاهش یافته نسبت به دو اتصال دیگر می‌باشد. در شکل (۶) نمودار برش



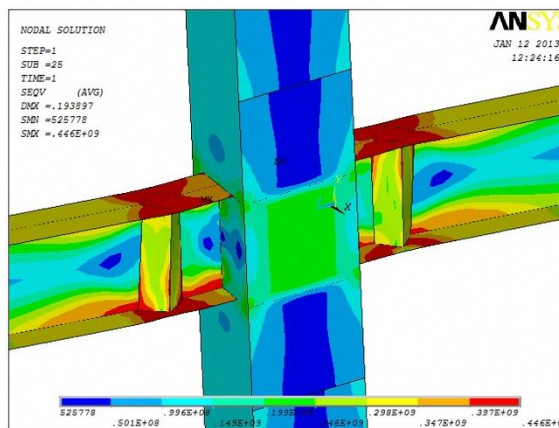
ب) تیر با بال کاهش یافته



الف) تیر کامل

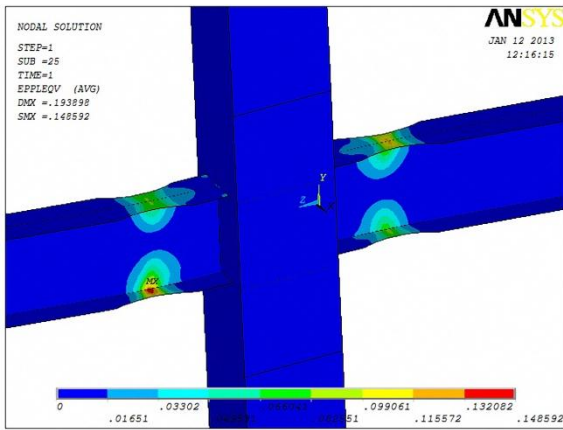


د) تیر با جان کاهش یافته و ورق آکاردئونی

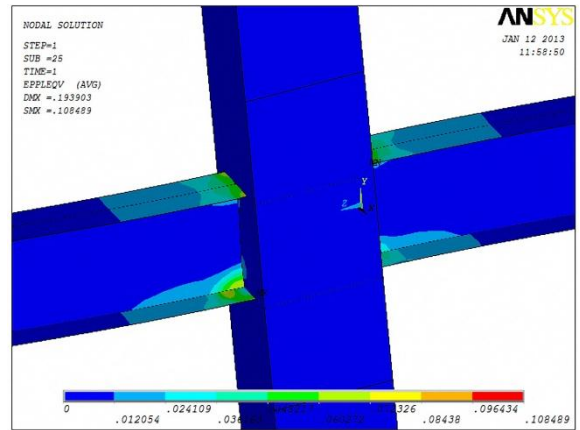


ج) تیر با جان آکاردئونی

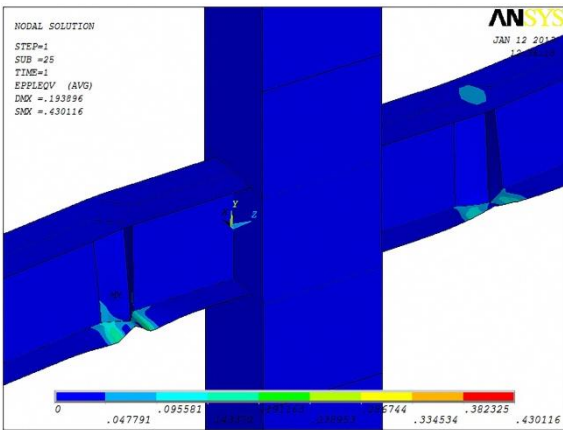
شکل ۴- توزیع تنش پلاستیک فون میسز در مدل اجزا محدود



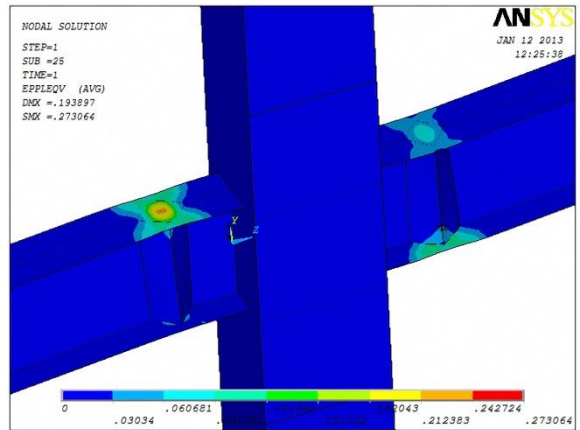
ب) تیر با بال کاهش یافته



الف) تیر کامل

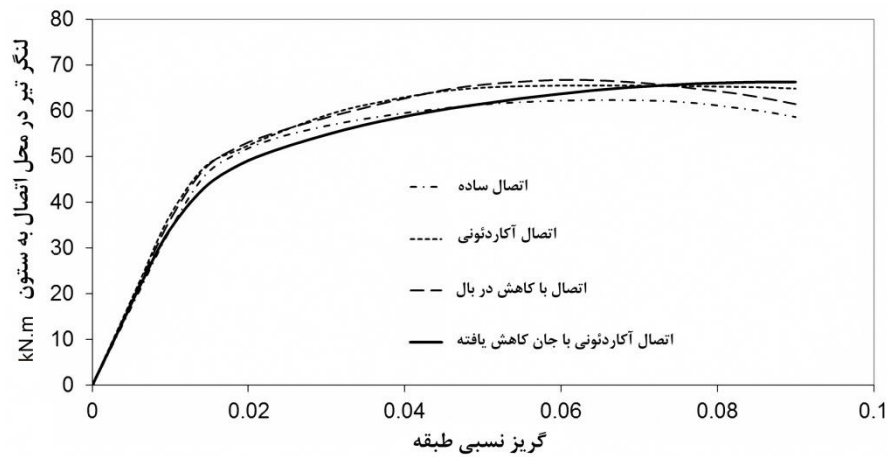


د) تیر با جان کاهش یافته و ورق آکاردئونی



ج) تیر با جان آکاردئونی

شکل ۵- توزیع کرنش در مدل اجزا محدود



شکل ۶- بار داخلی نسبت به تغییر مکان نسبی طبقه برای اتصالات مورد بررسی

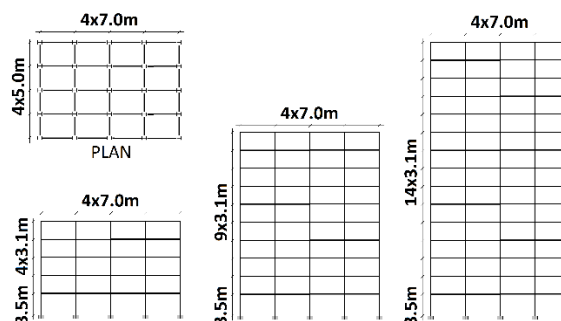
گردیده است. ساختمان مورد نظر دارای کاربری مسکونی است. سازه در محلی با خطر لرزه‌ای شدید قرار دارد و بر روی بستری از خاک نوع c احداث شده است. سیستم‌های باربر جانبی ساختمان فوق از یک طرف قاب خمشی و از سوی دیگر قاب

۴- طراحی مدل‌های مورد استفاده در تحلیل غیرخطی جهت به دست آوردن منحنی‌های پوش آور و تعیین ضریب رفتار اتصالات کاهش یافته از سه مدل ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه استفاده می‌کنیم که مشخصات و ابعاد آن‌ها در شکل (۷) مشخص

جدول ۲- مشخصات اعضای تیر و ستون

پنج طبقه			
طبقه	تیر	ستون	
		داخلی	خارجی
۱	W21X50	W14X159	W14X145
۲	W21X50	W14X159	W14X145
۳	W21X44	W14X145	W14X132
۴	W21X44	W14X145	W14X132
۵	W21X44	W14X132	W14X132
ده طبقه			
طبقه	تیر	ستون	
		داخلی	خارجی
۱	W24X84	W14X283	W14X159
۲	W24X84	W14X257	W14X159
۳	W24X76	W14X233	W14X145
۴	W24X76	W14X211	W14X145
۵	W24X62	W14X193	W14X132
۶	W24X62	W14X176	W14X132
۷	W21X50	W14X159	W14X82
۸	W21X50	W14X145	W14X82
۹	W21X44	W14X132	W14X68
۱۰	W21X44	W14X82	W14X68
پانزده طبقه			
طبقه	تیر	ستون	
		داخلی	خارجی
۱	W24X103	W14X342	W14X257
۲	W24X103	W14X342	W14X257
۳	W24X103	W14X311	W14X211
۴	W24X94	W14X311	W14X211
۵	W24X94	W14X283	W14X193
۶	W24X94	W14X283	W14X193
۷	W24X84	W14X257	W14X176
۸	W24X84	W14X257	W14X176
۹	W24X84	W14X233	W14X159
۱۰	W24X76	W14X233	W14X159
۱۱	W24X76	W14X211	W14X145
۱۲	W24X76	W14X211	W14X145
۱۳	W24X62	W14X193	W14X132
۱۴	W24X62	W14X193	W14X132
۱۵	W24X62	W14X159	W14X132

مهاربندی شده است. جهت تیرچه‌ریزی به گونه‌ای است که قاب‌های خمشی نصف بار تیرچه‌ها را می‌برند. بار مرده طبقات 4300 N/m^2 و بار زنده طبقات برابر 2000 N/m^2 در نظر گرفته می‌شود. تحلیل و طراحی سازه با نرم افزار Sap2000 صورت می‌گیرد. نوع سازه قاب خمشی ویژه انتخاب شد. می‌بایست اثر افزایش بارها به دلیل تغییر شکل‌های جانبی در تحلیل و طراحی سازه در نظر گرفته شود. نتایج طراحی و مقاطع اعضای قاب در جدول (۲) نشان داده شده است. بنابراین برای در نظر گرفتن تغییر شکل‌های جانبی سازه، روش تحلیل طول موثر با در نظر گرفتن اثرات مرتبه دوم در تحلیل سازه انتخاب شد و تحلیل سازه با در نظر گرفتن اثرات $P - \Delta$ انجام شده است. برای لحاظ اثر قائم زلزله، مقدار S_{DS} در پیش فرض برنامه اصلاح شد. از آنجایی که بایستی اثر تغییر مکان‌های جانبی ناشی از اثر $P - \Delta$ در طراحی سازه لحاظ گردد به این منظور برای طراحی قاب خمشی، از دو قاب با اتصالات مفصلی در طرفین قاب خمشی استفاده می‌شود و وزن باقیمانده سازه را به صورت بارهای متمرکز به گره‌های دو قاب اعمال می‌کنیم. این دو قاب با وارد کردن نیروی محوری از طریق تیرهای خود به طبقات سازه، اثر $P - \Delta$ قاب‌های وزنی را مدل می‌کنند و در نهایت تحلیل سازه با در نظر گرفتن اثرات $P - \Delta$ انجام می‌شود.



شکل ۷- پلان و نمای قاب خمشی ساختمان ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه

۵- روابط مدل‌سازی

در این تحقیق اعضای قاب خمشی فولادی به سه دسته تقسیم‌بندی می‌گردند. تیرها: اعضای هستند که بار را از تیرچه‌ها و سقف می‌گیرند و به ستون‌ها منتقل می‌کنند. این اعضا به طور کلی تحت نیروهای برشی و خمشی هستند و به دلیل فرض صلبیت سقف از اثر نیروهای محوری در آنها صرف‌نظر می‌گردد. در طراحی و مدل‌سازی تیرهای قاب خمشی معمولاً از اثر برش صرف‌نظر می‌گردد و اثر خمشی عامل تعیین کننده‌ای



در مدل‌سازی آنها به شمار می‌رود. ستون‌ها: اعضای هستند که بار را از تیرها می‌گیرند و در نهایت به پی منقل می‌کنند. این اعضا می‌توانند تحت اثر تمام نیروهای موجود، که یک عضو می‌تواند تحمل کند، قرار گیرند. ولی از میان آنها تنها نیروهای محوری و خمشی عامل اصلی در مدل‌سازی اعضا هستند. چشمه اتصال: ناحیه پانلی برخورد تیر به ستون را چشمه اتصال می‌گویند. این عضو لنگر خمشی را از تیر در بر ستون می‌گیرد و به صورت زوج نیروهای برشی به ستون منتقل می‌کند. در طراحی و مدل‌سازی این عضو، نیروهای برشی تاثیر اصلی را دارند و در حالت وجود نیروهای محوری بزرگ در ستون، اثر مشترک نیروی محوری و برشی در نظر گرفته می‌شود. تیرها معمولاً تحت نیروهای برشی و خمشی هستند. در این تحقیق اثر خمش در مدل‌سازی تعیین کننده است و از اندرکنش برش و خمش صرف‌نظر می‌شود. در ابتدا روابط مربوط به تیر با مقطع کامل بررسی شده و سپس به روابط مدل‌سازی تیر با مقطع کاهش یافته می‌پردازیم. رفتار تیر به دو ناحیه ارتجاعی و غیر ارتجاعی تقسیم می‌شود و هر قسمت جداگانه بررسی می‌شود. مدل‌سازی تیر در ناحیه ارتجاعی، با فرضیات موجود در تحلیل سازه‌ها انجام می‌شود. روابط مدل‌سازی تیر در محدوده ارتجاعی به صورت روابط (۱۲) و (۱۳) است. در این روابط K_e سختی قسمت ارتجاعی، L_e طولی از تیر بین ستون‌ها، A_v مساحت جان تیر، α ضریب تاثیر برش می‌باشند.

$$K_e = \frac{M}{\theta} = \frac{6EI}{L_e} \cdot \frac{1}{\alpha} \quad (12)$$

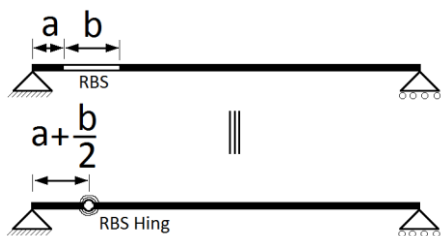
$$\alpha = \left(1 + 24(1 + \nu) \frac{I}{A_v L_e^2}\right) \quad (13)$$

رفتار تیر در ناحیه غیر ارتجاعی ناشی از اثرات سخت شدگی کرنش است. برای تاثیر اثرات پلاستیسیته در محاسبات از مفاصل پلاستیک در دو انتهای ستون استفاده می‌شود. فرض می‌شود مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیر و در بر ستون قرار گیرند. معمولاً سختی تیر در ناحیه غیر ارتجاعی به صورت ضریبی از سختی ارتجاعی بیان می‌شود. در نشریات موجود در مدل‌سازی‌های غیر خطی، سختی ناحیه غیر ارتجاعی ۳ تا ۵ درصد سختی قسمت ارتجاعی گذارش شده است. در این تحقیق برای دقت بیشتر در مقایسه بین تیر کاهش یافته و تیر بدون کاهش، از نرم افزار اجزا محدود انسیس استفاده می‌گردد و سختی تیر در این ناحیه معلوم می‌گردد. به منظور مدل‌سازی تیر RBS فرض می‌کنیم تیر از دو قسمت تیر با مقطع کامل و تیر با مقطع کاهش یافته تشکیل شده‌است. از آنجایی که قسمت کاهش یافته دارای ظرفیت کمتری نسبت به قسمت مقطع کامل

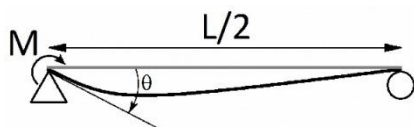
است و همچنین قسمت کاهش یافته در نزدیک ناحیه‌ای با تقاضای حداکثری نیرو (دو انتهای تیر) قرار دارد. بنابراین می‌توان گفت که قسمت کاهش یافته دارای اثر اصلی در تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی است. بنابراین در این تحقیق فرض می‌گردد که تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی، تنها در ناحیه کاهش یافته صورت می‌گیرد. در این تحقیق به منظور مدل کردن قسمت کاهشی موجود در تیر با مقطع کاهش یافته یک فنر در مرکز ناحیه کاهش یافته قرار می‌گیرد و سایر قسمت‌ها به صورت عضو با مقطع کامل مدل می‌شود. تیر کاملاً خصوصیات ارتجاعی دارد و فنر علاوه بر خاصیت ارتجاعی که باید رفتار تیر RBS را در ناحیه ارتجاعی مدل کند، دارای ناحیه غیر ارتجاعی نیز می‌باشد. رفتار تیر RBS در محدوده غیر ارتجاعی نیز با فنر موجود در مرکز قسمت کاهش یافته مدل گردد. در شکل (۸) نحوه معادل‌سازی تیر RBS با تیر مقطع کامل و فنر نشان داده شده است. در این تحقیق برای یافتن رفتار مفصل RBS، ابتدا تیر RBS و تیر با مفصل RBS را تحت بارگذاری شکل (۹)، قرار می‌گیرد. و سپس فرض می‌گردد که بتوان رفتار هر عضو را مطابق شکل (۱۰) مدل کرد. در شکل (۱۰) مشاهده می‌گردد که رفتار تیر RBS با نمودار دو خطی تقریب زده شد و همچنین رفتار تیر با مقطع کامل ارتجاعی فرض گردید و اثرات حاصل از کاهش مقطع عضو و همچنین رفتار غیر ارتجاعی عضو در مفصل RBS لحاظ شده است. مطابق شکل (۱۰) پنج پارامتر در مدل‌سازی استفاده می‌گردد. K_{RBS} معادل سختی تیر RBS در ناحیه ارتجاعی تحت بارگذاری نشان داده شده در شکل (۹) و K_{RBS}^p معادل سختی تیر RBS در ناحیه غیر ارتجاعی تحت آن بارگذاری، K_{FULL} مبین سختی تیر با مقطع کامل تحت بارگذاری مذکور، $K_{RBSHinge}$ معرف سختی مفصل فرضی RBS در ناحیه ارتجاعی، $K_{RBSHinge}^p$ نشان دهنده سختی مفصل فرضی RBS در ناحیه غیر ارتجاعی می‌باشند. در این تحقیق برای یافتن اثر RBS در رفتار الاستیک تیر از تحقیقی که Kassegne انجام داده است [۹]، استفاده می‌شود. وی در سال ۲۰۰۶ تحقیقی در مورد رفتار سه بعدی تیر با RBS انجام داد. برای یافتن سختی تیر RBS در ناحیه غیر ارتجاعی به دلیل عدم وجود رابطه‌ای دقیق در حالت غیر ارتجاعی از تحلیل به کمک نرم افزار اجزاء محدود ANSYS استفاده گردید. برای یافتن سختی تیر RBS در ناحیه غیر ارتجاعی رفتار تیر با RBS مورد تحلیل اجزاء محدود قرار می‌گیرد. برای تحلیل از بارگذاری شکل (۹) استفاده می‌شود سپس نتایج بدست آمده به صورت نمودار $M - \theta$ رسم می‌گردد و نمودار فوق به صورت دو خطی تقریب زده می‌شود. سپس با



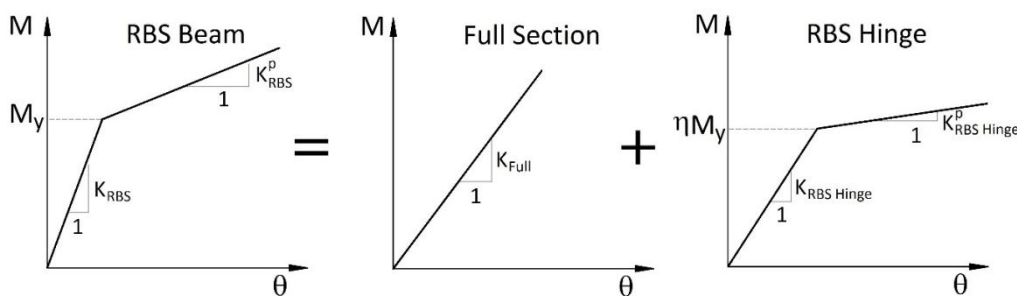
المان‌های FEMA و EndZone استفاده شده است. پرفرم برای مدل‌سازی چشمه اتصال از روابط پیشنهادی Krawinkler استفاده می‌کند [۱۵]. نحوه مدل‌سازی چشمه اتصال در نرم افزار به صورت شکل (۱۴) است. مطابق شکل نرم افزار به جای استفاده از فنر برشی از فنر پیچشی استفاده می‌کند [۱۶]. بنابراین مقادیر ظرفیت برشی در مدل Krawinkler را در عمق تیر ضرب می‌کند و رفتار فنر پیچشی را طبق آن محاسبه می‌کند. استفاده از روابط Krawinkler برای این منظور توسط Jin و El-Tawil مورد بررسی قرار گرفته است [۱۷]. ضخامت ورق استفاده شده در چشمه اتصال برابر مجموع ضخامت جان ستون طبقه پایین و ضخامت ورق مضاعف می‌باشد. برای اختصاص ضخامت ورق مضاعف از نتایج تحلیل لرزه‌ای استفاده شده است. سختی نهایی چشمه اتصال نیز برابر ۰/۲ سختی اولیه آن لحاظ شده است.



شکل ۸- مدل سازی تیر RBS با تیر مقطع کامل و فنر



شکل ۹- نحوه بارگذاری مدل



شکل ۱۰- رفتار هر عضو در مدل‌سازی

استفاده از قضیه کار مجازی سختی مفصل فرضی RBS به صورت زیر نتیجه می‌شوند.

$$K_{RBS\text{hing}} = \left(\frac{\eta^2}{1-\xi} \right) K_{RBS}; \quad (14)$$

$$\eta = \frac{L - 2S_h}{L}, \quad \xi = \frac{K_{RBS}}{K_{FULL}}$$

$$K_{RBS\text{hing}}^P = \left(\frac{\eta^2}{1-\xi^P} \right) K_{RBS}^P; \quad \xi^P = \frac{K_{RBS}^P}{K_{FULL}} \quad (15)$$

در نرم افزار تحلیل غیر خطی Perform 3D بین هر دو گره بایستی یک جزء تعریف کرد. در این نرم افزار ساختن المان‌ها جداگانه صورت می‌گیرد و در نهایت در قسمت ساخت اجزاء آن‌ها با یکدیگر ترکیب می‌شوند. برای در نظر گرفتن اثر سختی عضو در ناحیه چشمه اتصال، این نرم افزار المانی به نام EndZone را معرفی می‌کند طول این المان به صورت پیش فرض برابر نصف عمق تیر یا ستون است و سختی آن ۱۰ برابر سختی عضو است. در این تحقیق نیز از این المان در ابتدا و انتهای اجزاء استفاده می‌شود. در شکل (۱۱) جزء تیر کاهش یافته نشان داده شده است. برای مدل‌سازی ستون‌ها از المان FEMA دارای FEMAColumn استفاده می‌شود. المان‌های FEMA دارای مطابقت با رفتار اعضای معرفی شده در نشریه FEMA هستند. این المان‌ها دارای یک قسمت ارتجاعی به همراه یک مفصل صلب پلاستیک در انتهای آن است (شکل ۱۲). طول این المان بایستی نصف طول تیر در نظر گرفته شود. نرم افزار رفتار ترکیبی مفصل و قسمت ارتجاعی را در نظر می‌گیرد و رفتار نهایی المان را مدل می‌کند. در شکل (۱۲) این المان نشان داده شده است. برای ستون‌ها از مفصل P-M-M با $\alpha = 2$, $\gamma = 1/4$ و $\beta = 1/1$ استفاده می‌شود. در شکل (۱۳) نیز یک قاب یک طبقه به همراه المان‌های آن نشان داده شده است در این قاب از

پاسخ شتاب مشابه طیف ASCE-7 در میرایی ۵٪ انتخاب شد. تاثیر $P-\Delta$ برای تحلیل لحاظ شده است و در نهایت ضرایب شکل بارگذاری جانبی متناسب با توزیع برش در طبقات به دست آمد. در شکل‌های (۱۵)، (۱۶) و (۱۷) منحنی‌های پوش اور به ترتیب برای قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود RBS تاثیر کمی در قسمت خطی نمودارها دارد ولی در دررفت‌های بزرگ اضافه مقاومت سازه را کاهش می‌دهد. جدول (۳) به ترتیب محاسبه تغییر مکان‌های هدف را برای قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه را نشان می‌دهد.

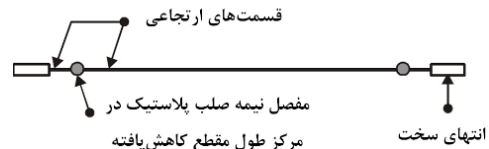
شایان ذکر است که اثرات افت سختی و مقاومت و همچنین کماتش اعضا که در بارگذاری چرخه‌ای اتفاق می‌افتد در این تحلیل قابل ملاحظه نیست.

همانطور که مشاهده می‌گردد با افزایش طبقات و همچنان حضور اتصال RBS و آکاردئونی و آکاردئونی با جان کاهش یافته، پررود موثر افزایش یافته و متناسب با آن شتاب طیفی کاهش می‌یابد. مقدار تغییر مکان هدف در حضور اتصال RBS اندکی افزایش می‌یابد که میزان این افزایش در حضور اتصال آکاردئونی و آکاردئونی با جان کاهش یافته به ترتیب بیشتر است. در ضمن تغییر مکان‌های هدف برای بارگذاری جانبی مطابق با آیین نامه یا تحلیل طیفی مقدار بیشتری نسبت به بارگذاری یکنواخت دارد.

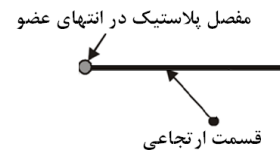
۷- ضریب رفتار

آیین‌نامه‌های طراحی نیروهای لرزه‌ای برای طراحی خطی ساختمان را از یک طیف خطی که وابسته به پررود طبیعی ساختمان و شرایط خاک محل احداث ساختمان است به دست می‌آورند و برای لحاظ کردن اثر رفتار غیر خطی و اتلاف انرژی در اثر رفتار هیستریزیس، میرایی و اثر اضافه مقاومت سازه، نیروی مذکور را به وسیله ضریب رفتار به نیروی طراحی تبدیل می‌کنند. اساس تمام روش‌های محاسبه ضریب رفتار یکسان است و آن عبارت است از محاسبه میزان نیرو یا انرژی است که یک قاب از زمانی که اولین مفصل پلاستیک در آن تشکیل می‌شود تا زمانی که به مکانیزم خرابی کامل می‌رسد، تحمل یا جذب می‌کند. از میان روش‌های مختلفی که برای محاسبه ضریب رفتار ذکر شده است، روش [۱۸] Uang دارای مبانی ساده‌تر و سهولت بیشتری است که در این تحقیق نیز از این روش استفاده شده است. به این ترتیب که با معادل کردن

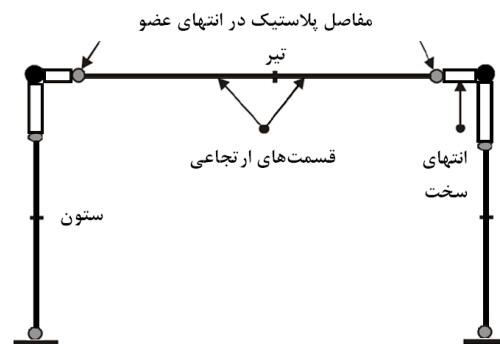
مدل تیر با مقطع کاهش یافته (RBS)



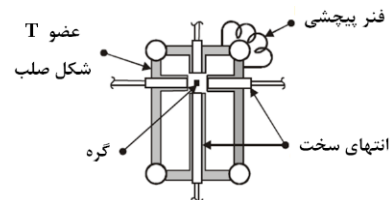
شکل ۱۱- جزء تیر با مقطع کاهش یافته



شکل ۱۲- المان FEMA



شکل ۱۳- قاب یک طبقه به همراه المان‌ها



شکل ۱۴- مدل چشمه اتصال در نرم افزار

۶- تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی بار جانبی فزاینده

به منظور دریافت پاسخ سازه در یک زلزله احتمالی، علاوه بر مدل‌سازی دقیق اعضای سازه، می‌بایست بارگذاری سازه نیز تا حد بالایی مشابه با خصوصیات زلزله محتمل باشد. در این تحقیق به منظور بررسی پاسخ سازه به زلزله، از روش تحلیل استاتیکی غیر خطی استفاده می‌شود. برای قاب ۵ طبقه، الگوی بارگذاری آیین‌نامه از گروه اول انتخاب می‌شود و برای قاب ۱۰ و ۱۵ طبقه، الگوی بارگذاری به دست آمده از تحلیل طیفی از گروه اول انتخاب می‌شود. برای تحلیل طیفی قاب‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه به ترتیب ۷ و ۱۰ مد در تحلیل طیفی استفاده شد. طیف

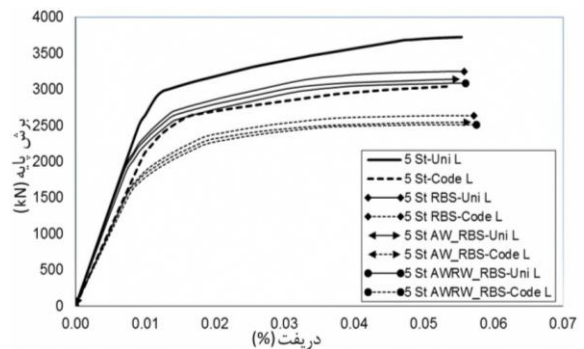
جدول ۳- تغییر مکان هدف قاب

جابجایی نسبی هدف (%)			نوع سازه	نوع بارگذاری جانبی
قاب ۱۵ طبقه	قاب ۱۰ طبقه	قاب ۵ طبقه		
۱/۲۰۳	۱/۵۱۶	۱/۹۵۰	RBS بدون	بارگذاری یکنواخت
۱/۲۲۶	۱/۵۶۹	۲/۰۴۸	RBS با	
۱/۲۲۹	۱/۵۸۱	۲/۰۵۷	آکاردئونی	
۱/۲۴۰	۱/۵۹۲	۲/۰۷۲	آکاردئونی با جان کاهش یافته	
۱/۲۷۱	۱/۷۰۹	۲/۰۴۶	RBS بدون	بارگذاری آئین‌نامه
۱/۲۹۲	۱/۷۶۵	۲/۱۵۴	RBS با	
۱/۳۰۴	۱/۷۷۱	۲/۱۵۷	آکاردئونی	
۱/۳۲۰	۱/۷۹۷	۲/۱۷۰	آکاردئونی با جان کاهش یافته	

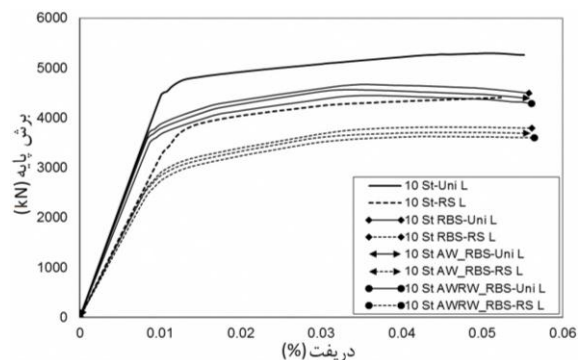
منحنی ظرفیت به صورت یک نمودار دوخطی کلیه مشخصات مربوط به رفتار سازه از آن استخراج می‌گردد. ضریب رفتار سازه ضریبی است که عملکرد غیر ارتجاعی سازه را در بر دارد و نشانگر مقاومت پنهان سازه در مرحله غیر ارتجاعی است. به همین دلیل مقاومت مورد نیاز سازه از تقسیم مقاومت مورد نیاز در حالت کاملاً ارتجاعی بر ضریب فوق محاسبه می‌گردد. ضریب رفتار یا ضریب کاهش نیرو به عنوان ضریبی که در برگزیده عملکرد غیر ارتجاعی سازه‌ها در برابر زلزله‌های شدید می‌باشد، به پارامترهایی نظیر ضریب شکل پذیری، زمان تناوب اصلی سازه، ضریب میرایی سازه، مشخصات خاک، مشخصات زلزله، رفتار بار-تغییرشکل، ضریب مقاومت افزون، مشارکت مودهای بالا و ضریب اطمینان طراحی بستگی دارد. در شکل (۱۸) رفتار کلی سازه نشان داده شده است. با توجه به شکل (۱۸) مقدار مقاومت الاستیک مورد نیاز که بر حسب ضریب برش پایه C_{eu} تعریف شده است، به شرح زیر بیان می‌شود:

$$C_{eu} = \frac{V_e}{W} \quad (16)$$

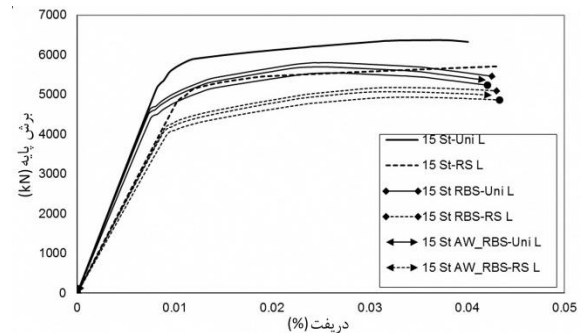
V_e حداکثر برش پایه در صورتی است که سازه کاملاً در محدوده الاستیک باقی بماند. که در این رابطه WC_y وزن موثر و به دلیل وجود شکل پذیری سازه‌ها، یک سازه اقتصادی می‌تواند به صورتی طراحی گردد که مقدار حداکثر مقاومت واقعی WC_y را داشته باشد و در این حالت تغییر مکان حداکثر قاب با Δ_{max} بیان می‌گردد. آیین‌نامه‌ها بر اساس فلسفه طراحی ذکر شده به طراح اجازه می‌دهند که برای مقاصد طراحی نیروی حد C_y را به مقدار C_s که بیان‌کننده مقاومت سازه در موقع تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه است کاهش دهند. این حد شامل نیرویی می‌شود که در آیین‌نامه‌های طراحی مانند ACI، استفاده



شکل ۱۵- منحنی پوش اور برای قاب ۵ طبقه



شکل ۱۶- منحنی پوش اور برای قاب ۱۰ طبقه



شکل ۱۷- منحنی پوش اور برای قاب ۱۵ طبقه



به صورت زیر به دست می‌آید.

$$R = \frac{C_{eu}}{C_s} = \frac{C_{eu}}{C_y} \times \frac{C_y}{C_s} = R_\mu \times R_s \quad (20)$$

$$R = \frac{C_{eu}}{C_w} = \frac{C_{eu}}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_s} \cdot \frac{C_s}{C_w} = R_\mu \cdot R_s Y \quad (21)$$

یافتن رابطه‌ای بین $R - \mu$ و $R - S$ برای سیستم‌های یک درجه آزادی در سال‌های اخیر بسیار مورد توجه و بررسی قرار گرفته است. از جمله این روابط می‌توان به روابط Newmark و Hall [19]، Krawinkler و Nassar [20] و رابطه Miranda و Bertero [21] اشاره کرد. در جدول (4) مقادیر ضریب رفتار برای دو حالت بارگذاری یکنواخت و آیین نامه نشان داده شده است. برای اتصال RBS متعارف و آکاردئونی و آکاردئونی با جان کاهش یافته متوسط مقادیر ضریب رفتار به ترتیب برابر است با ۱۱/۳۸ و ۱۱/۸۸ و ۱۱/۷۳. با توجه به نتایج به دست آمده می‌توان گفت که میانگین ضریب رفتار به دست آمده برای قاب‌هایی که المان RBS آن‌ها بر اساس برش طبقات ناشی از ضریب رفتار ۸ طراحی شده اند، در حد قابل قبولی افزایش یافته است که این افزایش در اتصال آکاردئونی و آکاردئونی با جان کاهش یافته نسبت به اتصال RBS متعارف بیشتر است. در ضمن متوسط مقادیر یاد شده مربوط به مدل‌های یاد شده می‌باشد و متوسط گیری کلی نیاز به افزایش تعداد مدل‌ها دارد.

می‌شود. در آیین نامه‌هایی که روش طراحی بر اساس تنش مجاز است مثل ASD-AISC و آیین نامه UBC مقدار مجددا کاهش داده می‌شود تا به حد بارهای سرویس برسد. ضریب شکل پذیری در سازه به صورت زیر تعریف می‌گردد.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (17)$$

به دلیل وجود شکل پذیری، سازه قابلیت اتلاف انرژی هیستریزیس را دارا می‌باشد. بنابراین نیروی الاستیک سازه می‌تواند به وسیله ضریبی به نام ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری و یا ضریب شکل پذیری R_μ تا حد مقاومت جاری شدن C_y کاهش داده شود.

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (18)$$

بین نیروی آیین نامه‌ای طراحی برای حالت تنش مجاز و طراحی در حد نهایی اختلاف وجود دارد که با ضریب تنش مجاز Y بیان می‌شود. در واقع با اعمال این ضریب، نیروی طراحی مجاز C_w از نیروی حد اولین جاری شدن C_s به دست می‌آید. که در آن Y بین ۱/۴ تا ۱/۵ می‌باشد.

$$C_w = \frac{C_s}{Y} \quad (19)$$

با توجه به منحنی رفتار کلی سازه مقدار کلی ضریب رفتار طراحی در روش حالات حدی و روش طراحی تنش مجاز

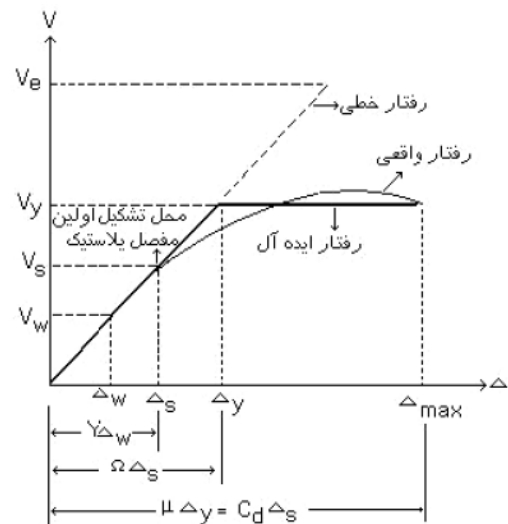
جدول ۴- مقادیر ضریب رفتار به دست آمده

مقدار ضریب رفتار با بارگذاری طیفی آیین نامه			مقدار ضریب رفتار با بارگذاری یکنواخت			نوع کاهش مقطع	تعداد طبقات قاب
میراندا	کراوینکلر	نیومارک	میراندا	کراوینکلر	نیومارک		
۱۳/۸	۱۳/۱	۱۱/۴	۱۳/۳	۱۲/۸	۱۱/۰	بال کاهش یافته	۵
۱۴/۸	۱۴/۲	۱۲/۳	۱۴/۳	۱۳/۶	۱۱/۷	آکاردئونی	
۱۶/۰	۱۵/۶	۱۳/۳	۱۵/۷	۱۵/۳	۱۳/۱	آکاردئونی با جان کاهش یافته	
۱۱/۲	۱۲/۰	۱۰/۴	۱۱/۱	۱۲/۱	۱۰/۳	بال کاهش یافته	۱
۱۱/۶	۱۲/۵	۱۰/۸	۱۲/۱	۱۳/۵	۱۱/۳	آکاردئونی	
۱۰/۸	۱۱/۶	۱۰/۱	۱۲/۹	۱۲/۷	۱۰/۸	آکاردئونی با جان کاهش یافته	
۹/۰	۱۰/۱	۸/۹	۸/۴	۹/۳	۸/۲	بال کاهش یافته	۱۵
۹/۰	۱۰/۱	۸/۹	۸/۷	۹/۶	۸/۵	آکاردئونی	
۸/۳	۹/۲	۸/۱	۸/۱	۹/۰	۸/۰	آکاردئونی با جان کاهش یافته	

این افزایش در حضور اتصال آکاردیونی و آکاردونی با جان کاهش یافته به ترتیب بیشتر است. در ضمن تغییر مکان های هدف برای بارگذاری جانبی مطابق با آیین نامه یا تحلیل طیفی مقدار بیشتری نسبت به بارگذاری یکنواخت دارد.

۹- مراجع

- [1] El-Tawil, S.h. and Jina, J. (2005), "Seismic Performance of Steel Frames with Reduced Beam Section Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, No. 4, pp. 453-471.
- [2] Chen, S.J., Yeh, C.H. and Chu, J.M. (1996), "Ductile Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance", Journal of Structural Engineering ASCE, Vol. 122, No. 11, pp. 1292-1299.
- [3] Zekioglu, A., Mozaffarian, H. and Uang C.M. (1997), "Moment Frame Connection Development and Testing for the City of Hope National Medical Center", Building to Last- Proceedings of Structures Congress XV, ASCE, Portland.
- [4] Engelhardt, M.D. and Sabol, T.A. (1997), "Seismic-Resistant Steel Moment Connections: Developments since the 1994 Northridge Earthquake", Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 1, No. 1, pp. 68-77.
- [5] Shen, J., Kitjasetanaphun, T. and Srivanich, W. (2000), "Seismic Performance of Steel Moment Frames with Reduced Beam Sections", Engineering Structures, Vol. 22, No. 8, pp. 968-983.
- [6] Aschheim, M.A. (2000), "Moment-Resistant Structures, Sustainers and Method of Resisting Episodic Loads", United States Patent, No. 6, 012, 256; Urbana: Illinois.
- [7] Wilkinson, S., Hurdman, G. and Crowther, A. (2005), "A Moment Resisting Connection for Earthquake Resistant Structures", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 62, No. 3, pp. 295-302.
- [8] Lee, CH.H. and Kim, J.H. (2007), "A Simplified Analytical Story Drift Evaluation of Steel Moment Frames with Radius-Cut Reduced Beam Section", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 63, No. 4, pp. 564-570.
- [9] Kassegne, S.K. (2007), "Development of a Closed-Form 3-D RBS Beam Finite Element and Associated Case Studies", Engineering Structures, Vol. 29, No. 7, pp. 1580-1595.
- [10] Yang, Q., Li, B. and Yang, N. (2009), "Aseismic Behaviors of Steel Moment Resisting Frames with Opening in Beam Web", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, No. 6, pp. 1323-1336.
- [11] Mirghaderi, S.R., Torabian, S. and Imanpour, A. (2010), "Seismic Performance of the Accordion-Web RBS Connection", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 66, No. 2, pp. 277-288.
- [12] Rahnvard, R., Hassanipour, A. and Siahpolo, N. (2015), "Analytical Study on New Types of Reduced Beam Section Moment Connections Affecting Cyclic Behavior", Case Studies in Structural Engineering, Vol. 3, pp. 33-51.
- [13] AISC 358-10, (2010), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, ANSI.
- [14] Imanpour, A., Mirghaderi, S.R., Keshavarzi, F. and Khafaf, B. (2007), "Seismic Design Procedure and Detailing of New Reduced Beam Section Moment Connection With Corrugated Web in Beam Plastic Hinge Zone", International Earthquake Symposium.
- [15] Krawinkler, H. and Mohasseb, S. (1987), "Effects on Panel Zone Deformations on Seismic Response", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 8, pp. 233-250.



شکل ۱۸- شماتیک کلی رفتار سازه

۸- نتیجه گیری

در اتصال آکاردیونی همراه با جان کاهش یافته نسبت به اتصال آکاردیونی و اتصال RBS متعارف، تنش ها و کرنش های پلاستیک به صورت موثرتری در ناحیه تضعیف شده تیر متمرکز شده اند، این در حالی است که مقادیر تنش ها و کرنش های پلاستیک در اتصال RBS متعارف و اتصال آکاردیونی نسبت به اتصال آکاردیونی با جان کاهش یافته در طول بیشتری توزیع شده است که بیانگر مزیت اتصال آکاردیونی با جان کاهش یافته نسبت به دو اتصال دیگر می باشد. با بررسی نمودار برش پایه نرمال شده به تغییر مکان نسبی طبقه مشخص می شود که اتصال آکاردیونی با جان کاهش یافته نیز همانند دو اتصال RBS متعارف و اتصال آکاردیونی تقاضای لنگر را در محل اتصال به ستون کاهش می دهد و در عین حال این اتصال نسبت به سه اتصال دیگر دارای رفتار غیر خطی پایدارتری بوده و تا زاویه تغییر مکان نسبی طبقه ۹٪، افت قابل ملاحظه ای نداشته است. منحنی های پوش اور نشان می دهد که RBS تاثیر کمی در قسمت خطی منحنی ها دارد ولی با افزایش دررفت ها، کاهش اضافه مقاومت سازه قابل توجه است. اتصال RBS باعث افزایش تقاضای تغییرشکلی در مفاصل تیرها می گردد. نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی نشان می دهد افزایش ضریب رفتار در اتصال آکاردیونی و آکاردیونی با جان کاهش یافته نسبت به اتصال RBS متعارف بیشتر است. با حضور اتصال RBS و آکاردیونی و آکاردیونی با جان کاهش یافته، پریرود موثر افزایش یافته و متناسب با آن شتاب طیفی کاهش می یابد. مقدار تغییر مکان هدف در حضور اتصال RBS اندکی افزایش می یابد که میزان



- [19] Newmark, N. M., Hall, W. J., (1982), "Earthquake Spectra and Design Monograph", Earthquake Engineering Research Institute Berkeley, California
- [20] Krawinkler, H. and Nassar, A.A. (1992), "Seismic Design Based on Ductility and Cumulative Damage Demands and Capacities", Journal of Engineering Structures, Elsevier Applied Science, New York.
- [21] Miranda, E. and Bertero, V.V. (1994), "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistance Design", Journal of Engineering Structures, Elsevier Applied Science, New York, Vol. 2, No. 10, pp. 357-379.
- [16] Downs, W.M. (2002), "Modeling and Behavior of the Beam/Column Joint Region of Steel Moment Resisting Frames", M.Sc. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University.
- [17] Jin, J. and El-Tawil, S. (2005), "Seismic Performance of Steel Frames with Reduced Beam Section Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, No. 4, pp. 453-471.
- [18] Uang, C.M. (1991), "Establishing R (or R_w and C_d Factors for Building Seismic Provisions" Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.117, No 10, P.19-28.

پی نوشت

¹ Northridge 1994 Earthquake

² Reduced Beam Section (RBS)



عملکرد چرخه‌ای اتصال ورق انتهایی با پیچ بلند و حذف ورق پیوستگی

اشکان آقارفعی^۱، میرحمید حسینی^{۲*}

۱- گروه مهندسی عمران، واحد قزوین، دانشگاه آزاد اسلامی، قزوین، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی سازه، زلزله و ژئوتکنیک، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

* تهران، صندوق پستی ۱۴۷۷۸۹۳۸۵۵، mirhamid.hosseini@srbiau.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۶/۰۴/۲۴، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۱۰/۲۵)

چکیده

کیفیت مناسب اتصالات در سازه‌های فولادی عامل اصلی یکپارچگی سیستم‌های سازه‌ای بوده و تخریب بسیاری از ساختمان‌های فولادی در زلزله‌های شدید ناشی از مشکل اتصالات تعیین شده است. یک اتصال ضعیف و نامناسب می‌تواند منجر به یکسری زوال‌های پی در پی و بنیادی در سازه‌های فولادی گردد. با ایجاد اتصالات تیر به ستون مناسب می‌توان به ارتقای کیفیت ساخت کمک شایانی نمود. در این پژوهش، طراحی اتصال ورق انتهایی تیر به ستون بر اساس آیین نامه فولاد آمریکا انجام گرفته است. برای نیل به اهداف این تحقیق و با توجه به اینکه در ستون‌های جعبه‌ای جوش دادن بعد چهارم ورق پیوستگی با توجه به نحوه اجرای این ستون‌ها به خوبی انجام نمی‌پذیرد، در نتیجه ورق پیوستگی از اتصال ورق انتهایی تیر به ستون طراحی شده حذف خواهد شد. لازم به ذکر است مطالعه بر روی این اتصالات بدون ورق پیوستگی انجام می‌پذیرد. در این تحقیق به بررسی رفتار دو اتصال با پیچ‌های معمولی و پیچ‌های بلند پرداخته می‌شود. در اینجا بارورده به صورت دو بار افزایشی و چرخه‌ای بر اتصالات نام برده اعمال خواهد شد. در انتها نمودارهای لنگر-دوران برای بار افزایشی برای هر یک از این دو اتصال به دست خواهد آمد و با توجه به مقایسه نمودارها، اطلاعاتی در مورد شکل پذیری، مقاومت و میزان بار نهایی به دست آمد. با قرار دادن بار چرخه‌ای بر روی نمونه‌ها به نمودارهای هیستریزس مورد نظر برای هر یک از این دو اتصال دست خواهیم یافت، که از مقایسه این دو نمودار نیز به برتری کیفی اتصال با پیچ بلند نسبت به اتصال با پیچ معمولی در مورد مقاومت و بار نهایی دست خواهیم یافت.

واژگان کلیدی

اتصال تیر به ستون، پیچ بلند، بار چرخه‌ای، تنش فون مایسس

Cyclic Performance of End-Plate Connections with Rod-Bolt and Removing Continuous Plate

A. Agharafei, M.H. Hosseini

Abstract

Good quality of fittings in steel structures and structural systems is integration key factor. In an intense earthquake connection problems designated as the destruction factor of many steel buildings. A poor connection can lead to series of successive and fundamental deterioration in the structural steel. With appropriate beam-to-column connections can be helped to improve the quality of construction. In this study, first, design a beam-to-column end plate connection according to American institute of steel construction. Then, to achieve purposes of this study, and according to this, in box columns welding fourth dimension continuity plate according to the implementation of these columns will not do well. As a result continuity plate will be deleted from connection of beam-to-column end plate designed. Study on the connection will do without continuity plate. In this study, we will survey the behavior of the two connections with bolt and rod bolt under push. There the additive load will applied on connections mentioned into two pushover and cyclic load. Moment-rotation charts for pushover to each of the two connections drawn and according to the comparison charts, information about ductility, resistance and ultimate loading was obtained. Then, by placing the cyclic load on the samples achieve to intended hysteresis charts for each of the two connections. By comparing these two charts we will find that in resistance and ultimate load, rod-bolt connections are superior than bolt connections.

Keywords

Beam-to-column connections, Rod-bolt, Cyclic load, Von Mises stress



۱- مقدمه

اتصالات ورق انتهایی به اتصالاتی گفته می‌شود که در آن تیر به ورق انتهایی جوش می‌شود و سپس ورق انتهایی به وسیله پیچ به بال ستون متصل می‌شود. رفتار این نوع اتصال را می‌توان با تعدادی از روش‌های مختلف حالت حدی کنترل کرد، از جمله تغییر شکل خمشی در تیر، تغییر شکل خمشی در ورق انتهایی، تغییر شکل منطقه چشمه اتصال ستون، گسیختگی برشی پیچ و مهره ورق انتهایی یا گسیختگی مفاصل مختلف جوش داده شده [۱].

ضوابط طراحی در مورد این نوع اتصالات به گونه‌ای مقرر شده است که این اطمینان حاصل گردد، اجزای مختلف اتصال قدرت کافی را دارند تا تغییر شکل غیرارتجاعی اتصال توسط جاری شدن تیر به دست آید از این نوع اتصالات در سیستم‌های قاب خمشی ویژه و قاب خمشی متوسط استفاده می‌شود [۱].

از این اتصالات در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان به عنوان اتصالات از پیش تایید شده یاد شده است، که از جمله این اتصالات می‌توان به: اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته، اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی، اتصال فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی، اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری، اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری و اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی اشاره کرد [۲].

اتصالات ورق انتهایی در دو نوع چهار پیچی با و بدون ورق سخت کننده و هشت پیچی با ورق سخت کننده در آیین نامه آورده شده است که در شکل (۱) مشاهده خواهید نمود [۱].

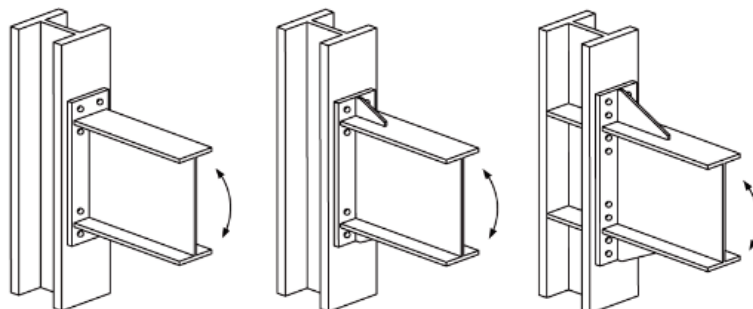
۲- پیشینه تحقیق

در گذشته تحقیقات بسیاری بر روی موضوع اتصالات تیر به

ستون انجام گرفته است که از آن جمله می‌توان به تحقیقات Hu و همکارانش پرداخت که موضوع عملکرد لرزه‌ای اتصالات فولادی پیش ساخته تیر به ستون را مورد بررسی قرار داده‌اند. به این صورت که سه نوع اتصال تیر به ستون فولادی پیش ساخته را در نظر گرفته‌اند. نمونه‌ها را در قیاس کامل آماده کردند. برای بررسی بیشتر عملکرد لرزه‌ای نمونه‌ها را تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار دادند و به نتایجی در مورد حالت شکست، ظرفیت نهایی و شکل پذیری دست یافتند و در نهایت برتری هر یک از این سه نوع اتصال را با توجه به اطلاعات به دست آمده مورد تحلیل قرار دادند [۳].

در همین راستا Saneei Nia و همکارانش بر روی موضوع عملکرد لرزه‌ای و مقایسه اتصال سه تیر مختلف به ستون جعبه‌ای تحقیقاتی را به انجام رسانده‌اند که در اینجا پارامترهای مورد بررسی عبارتند از: عملکرد لرزه‌ای اتصال تقویت نشده، تضعیف اتصال و ارتباط از طریق تقویت می‌باشد. مقایسه ارزیابی انعطاف پذیری و اتلاف انرژی در هر پیکربندی انجام شده است [۴].

سه آزمون در مقیاس کامل با اتصالات مورد نظر انجام شد. تمام نمونه‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. نتایج تجربی و تحلیلی نشان داد که عملکرد لرزه‌ای اتصالات تقویت شده با ورق انتهایی و صفحات برشی بهترین عملکرد را در اتصال تیر به ستون باکس دارد البته قابل ذکر است با توجه به نتایج به دست آمده نمونه‌های مختلف می‌توانند در رده اتصالات سخت قرار گیرند و همه آن‌ها مقررات AISC را رای یک قاب خمشی خاص برآورده کنند. علاوه بر قسمت ورق انتهایی همه قسمت‌های باقیمانده نمونه‌ها به طور کامل تحت بارگذاری چرخه‌ای الاستیک قرار گرفت و در نتیجه آن‌ها را می‌توان برای شکل پذیری قاب خمشی توصیه کرد [۴].



شکل ۱- اتصال ورق انتهایی چهار و هشت پیچی [۱]

از دیگر افرادی که بر روی موضوع گسترش اتصال با ورق انتهایی کار کرده‌اند، Van-Long و همکارانش هستند که بر روی موضوعی با نام گسترش اتصالات با ورق انتهایی به وسیله پیچ بلند به ستون مستطیلی پر شده از بتن کار کرده‌اند. این موضوع از دو جنبه حایز اهمیت است اول اینکه اتصال با ورق انتهایی است و دوم اینکه در این اتصال از پیچ‌های بلند استفاده شده است، این مقاله بر روی یک راه حل برای گسترش اتصال با ورق انتهایی که مورد استفاده برای اتصال تیرهای I شکل به ستون مستطیلی توخالی پر شده از بتن می‌باشد کار شده است. در اتصال از پیچ و مهره بلند استفاده شده است [5].

در همین زمینه Yang و Eatherton مدلی را طراحی کردند برای شبیه سازی لرزه‌ای رفتار اتصالات ورق انتهایی گسترش یافته با پیچ [6].

حالت فنری غیر خطی برای شبیه سازی رفتار هر یک از مولفه‌های کلیدی اتصال در نظر گرفته شد. منطقه پائل ستون با چهار میله صلب شبیه سازی شده است مفصل‌ها در گوشه و کنار با فنر چرخشی غیرخطی در نظر گرفته شده است که توسط کراوینکلر (Krawinkler) بسط داده شده است [7].

از دیگر تحقیقات Eatherton و همکارانش، بررسی تجربی رفتار لرزه‌ای اتصالات خمشی فولادی است. که دوازده آزمایش بر روی اتصالات خمشی در مقیاس کامل انجام گرفت که هدف کشف اثر اتصال دهنده‌های پودری در عملکرد لرزه‌ای اتصالات خمشی فولادی بود. و در نهایت نتایجی در مورد ظرفیت خمشی، اتلاف انرژی و قدرت تخریب قبل از شکست به دست آمد [8].

در ادامه Brunesi و همکارانش بر روی موضوع اتصال پیچی تیر به ستون تحقیقاتی را به انجام رسانده‌اند و پاسخ نیمه محدود این اتصالات را تحت بار چرخه‌ای مورد بررسی قرار داده‌اند. همانطور که می‌دانیم پاسخ سازه در قاب خمشی فولادی بستگی به رفتار اتصال تیر به ستون دارد، با توجه به اینکه اتصال تیر، پیچ و مهره، صفحات و ستون نیاز به یک زنجیره ساختاری دقیق با رعایت اصول طراحی دارد بنابراین یک روش مدل سازی برای اجزای پیچ‌های بالا و پایین اتصالات با پتانسیل استفاده در لرزه ارائه کردند. که در نهایت روشی برای پیش‌بینی رفتار اتصالات پیچ و روابط کلی قطعات از طریق مدل‌های یکپارچه مفاصل بدست آمد [9].

از دیگر موضوعاتی که مورد بررسی قرار گرفته است آزمایش استاتیک و لرزه‌ای برای پیچ و جوش در اجزای مختلف سازه‌های فولادی پیش ساخته است. Liu و همکارانش عملکرد

استاتیک، عملکرد لرزه‌ای، عملکرد انعطاف‌پذیر، ظرفیت اتلاف انرژی، ظرفیت چرخش و الگوهای سختی تخریب چهار مفصل که توسط آزمایش مدل بدست آمده و همچنین تجزیه و تحلیل المان محدود و اثر ضخامت جان بر عملکرد استاتیک و لرزه‌ای را مورد بررسی قرار داده‌اند و در نتیجه یک فرمول ساده برای محاسبه ظرفیت تحمل بارمفاصل پیشنهاد شده است و نتایج محاسبات در کنار نتایج تجربی قرار داده شده است [10].

در همین زمینه Kukreti و همکارانش [11] و Hong و همکارانش [12] بر روی اتصالات تیر به ستون تحقیقاتی را به انجام رسانده‌اند.

Abolmaali در سال ۱۹۸۷ رفتار لنگر-دوران را در اتصالات ورق انتهایی مورد بررسی قرار داد که در ادامه در سال ۲۰۰۵ به توسعه معادلات مدل لنگر-دوران برای قسمت اتصال ورق انتهایی پرداخت [13].

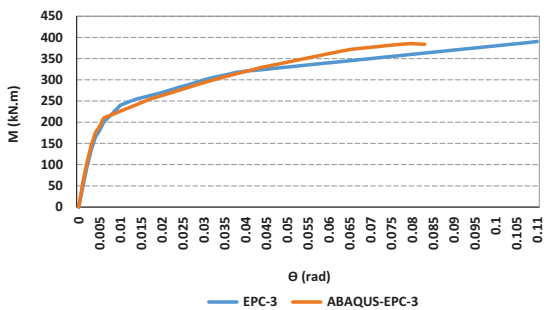
همچنین Shi و همکارانش برای بررسی رفتار لنگر-دوران در اتصالات ورق انتهایی، پنج نمونه اتصال با خصوصیات مختلف را در نظر گرفته است و آزمایشات بر روی این پنج نمونه انجام شده، سپس نمودارهای لنگر-دوران برای هر یک از این پنج نمونه ارائه شده است [14].

۳- صحت سنجی

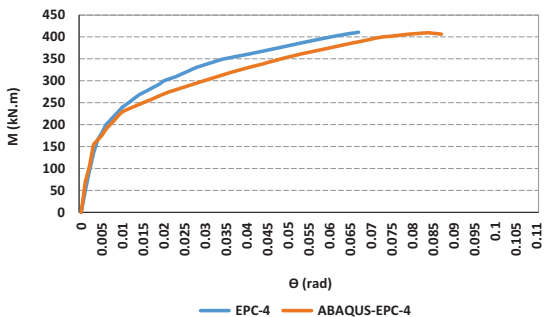
در این پژوهش برای رسیدن به هدف مورد نظر از برنامه تحلیل اجزا محدود ABAQUS استفاده شده است، در نتیجه با رجوع به یک مقاله آزمایشگاهی معتبر و مدل کردن نمونه‌های آزمایشگاهی آن و بررسی نتایج به دست آمده از نرم افزار و مقایسه نتایج آن با نتایج آزمایشگاهی موجود در مقاله از صحت عملکرد نرم افزار و نتایج حاصله از آن اطمینان حاصل شد و در حقیقت به نتایج موجود در این مقاله اعتبار بخشیده شده است.

مقاله‌ای که برای هدف صحت سنجی انتخاب شد مقاله Shi و همکارانش [14] است، که به دلیل وجود پنج نوع اتصال متفاوت و در نتیجه به دست آوردن پنج نمودار لنگر-دوران به صورت آزمایشگاهی می‌توانست محک خوبی برای صحت عملکرد و نتایج حاصله از نرم افزار باشد. نمونه مورد استفاده در تحقیق در شکل (۲) آورده شده است. جزئیات اتصال مورد بررسی در شکل (۳) آورده شده است.

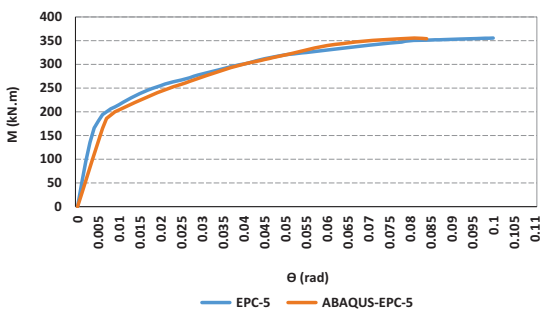
نمایش مجموعه مورد آزمایش در مقاله Shi و همکارانش [14] در شکل (۴) نشان داده شده است. جزئیات پنج نمونه مورد بررسی در تحقیق Shi در جدول (۱) ارائه شده است.



شکل ۹- مقایسه نمودار لنگر-دوران نمونه ۳



شکل ۱۰- مقایسه نمودار لنگر-دوران نمونه ۴



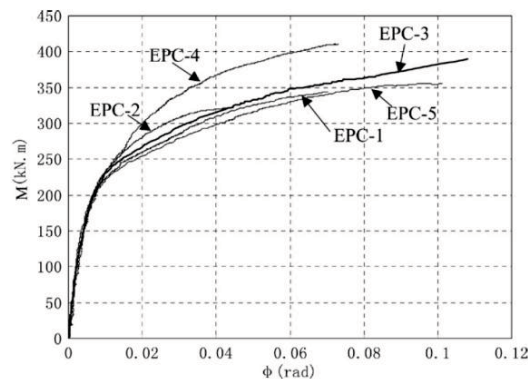
شکل ۱۱- مقایسه نمودار لنگر-دوران نمونه ۵

۴- طراحی اتصال

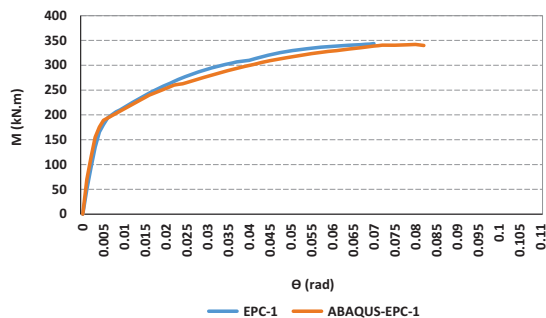
پس از آنکه صحت نتایج بدست آمده از نرم افزار به اثبات رسید، نمونه‌ای براساس آیین نامه فولاد آمریکا طراحی شد. جزئیات نمونه در شکل (۱۲) آورده شده است.

سپس برای نیل به اهداف این تحقیق و با توجه به اینکه در ستون‌های جعبه‌ای جوش دادن بعد چهارم ورق پیوستگی با توجه به نحوه اجرای این ستون‌ها به خوبی انجام نمی‌پذیرد، در نتیجه ورق پیوستگی از اتصال ورق انتهایی تیر به ستون طراحی شده حذف شد و مطالعه بر روی این اتصالات بدون ورق پیوستگی انجام شد. اتصالات مورد بررسی با پیچ‌های کوتاه و بلند در شکل (۱۳) آورده شده است.

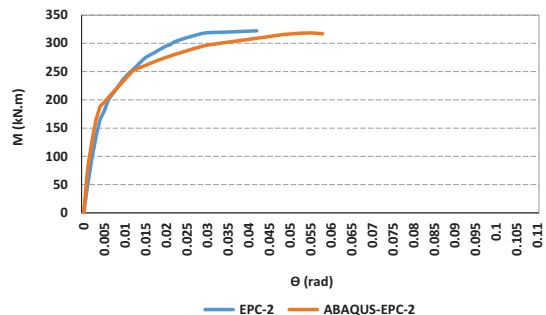
جهت صحت‌سنجی نتایج تحلیل عددی مقاله، پنج نمونه آزمایشگاهی نشان داده شده با نرم‌افزار ABAQUS مدل و تحلیل گردیده است که نمودارهای لنگر-دوران هر نمونه به صورت مجزا در شکل‌های (۷) تا (۱۱) ترسیم و با مدل آزمایشگاهی مقایسه شده است. با توجه به بررسی‌های انجام شده اختلاف تمامی نقاط در دو نمودار مرجع [۱۴] و تحلیل عددی کمتر از ۲۰ درصد است که این موضوع بیانگر درست مدل کردن نمونه‌ها در نرم افزار المان محدود ABAQUS و به دست آمدن نتایجی دقیق است.



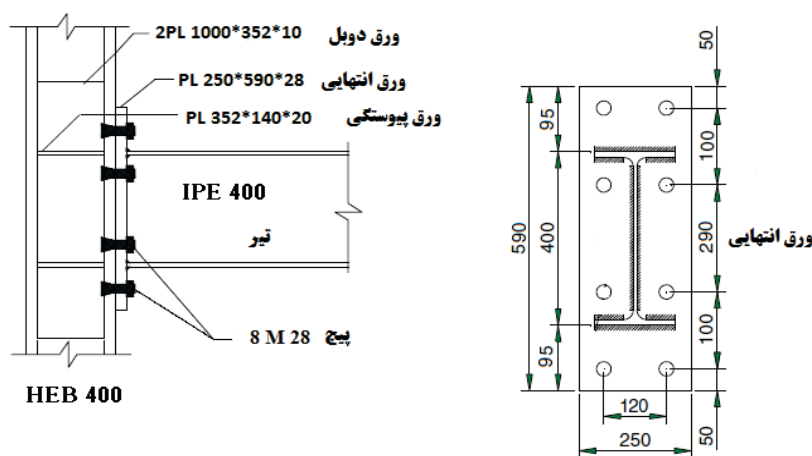
شکل ۶- نمودار لنگر-دوران حاصل از نمونه های پنجگانه [۱۴]



شکل ۷- مقایسه نمودار لنگر-دوران نمونه ۱



شکل ۸- مقایسه نمودار لنگر-دوران نمونه ۲

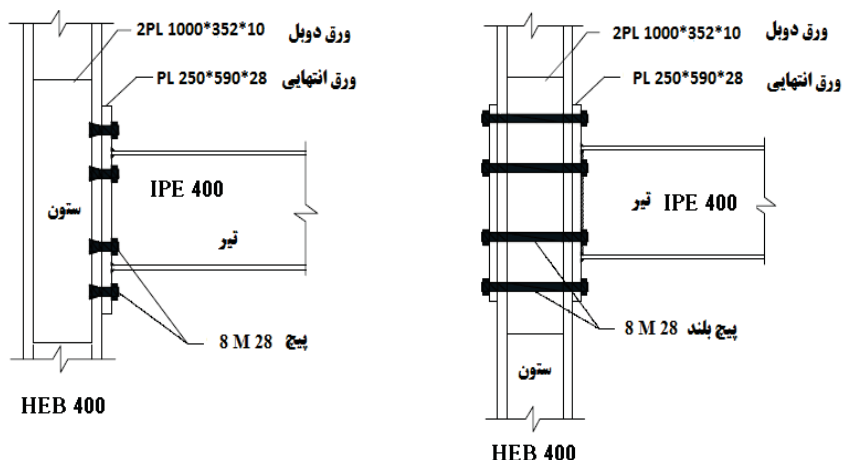


شکل ۱۲- جزئیات اتصال ورق انتهایی طراحی شده (واحدها برحسب میلی متر)

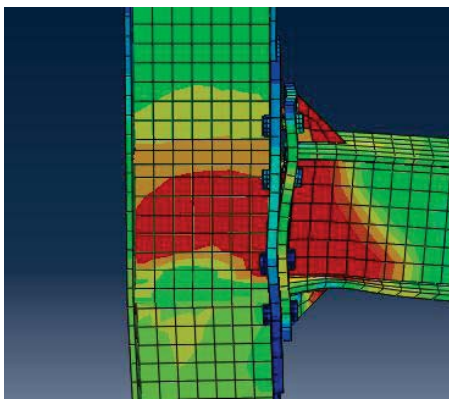
۵- مدل سازی

اینجا برابر با ۲۱۰۰۰ کیلوگرم بر میلی متر مربع است. یکی از قسمت‌های مهم در ABAQUS تعریف اندرکنش‌ها است، اندرکنش اول اندرکنش قفل کردن است که در قسمت‌های زیر از این اندرکنش استفاده شده است: بین ورق سخت کننده و تیر و یا ستون، بین ورق انتهایی و تیر، اتصال بال ضخیم‌تر به بال نازک‌تر ستون در ناحیه ورق انتهایی. دومین اندرکنش اندرکنش اصطکاکی است که فقط بین ورق انتهایی و ستون است. البته لازم به ذکر است که از یک نوع تماس دیگر نیز به نام تماس دار بدون اصطکاک در سایر قسمت‌ها نیز بهره برده شده است.

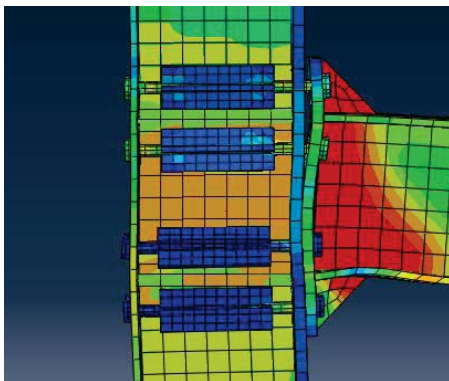
پس از اینکه طراحی نمونه‌ها برای دو اتصال با پیچ کوتاه و بلند انجام شد نوبت به مدل کردن نمونه‌ها توسط برنامه ABAQUS می‌رسد، بعد از اینکه هندسه قطعات شکل گرفت، به مرحله تعریف مشخصات مصالح می‌رسیم که در اینجا فولاد از نوع ST37 می‌باشد در نتیجه تنش تسلیم فولاد برابر با ۲۴ کیلوگرم بر میلی متر مربع می‌باشد و تنش نهایی آن برابر با ۳۷ کیلوگرم بر میلی متر مربع است. پیچ‌های مورد استفاده از نوع پرمقاوت می‌باشد، طبق استاندارد ایزو نوع پیچ در این مدل ۸.۸ است که تنش کششی نهایی آن برابر با ۸۰ کیلوگرم بر میلی متر مربع است. با توجه به نوع فولاد مدول الاستیسیته در



شکل ۱۳- جزئیات اتصالات با پیچ‌های کوتاه و بلند [۱۴]

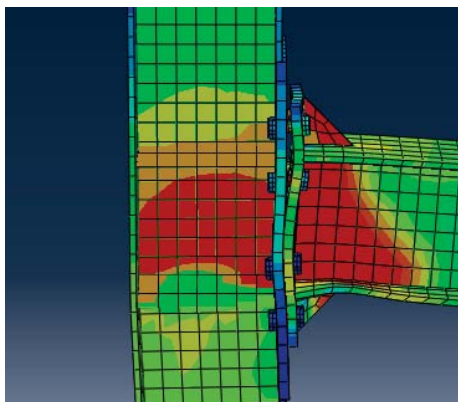


شکل ۱۵- تحلیل اتصال با پیچ کوتاه تحت اثر بار افزایشی



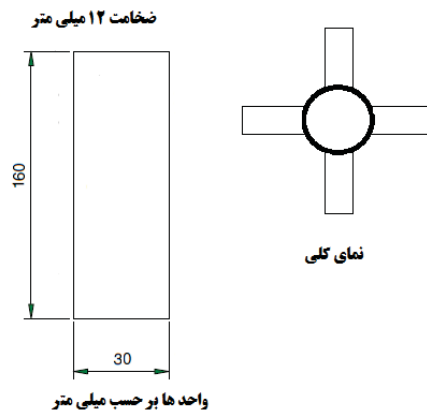
شکل ۱۶- تحلیل اتصال با پیچ بلند تحت اثر بارافزایشی

بعد از تحلیل مدل‌ها تحت بارافزایشی، به تحلیل مدل‌ها تحت بار چرخه‌ای پرداخته شده است. نتایج تحلیل در شکل (۱۷) و (۱۸) آورده شده است.



شکل ۱۷- تحلیل اتصال با پیچ کوتاه تحت اثر بار چرخه‌ای

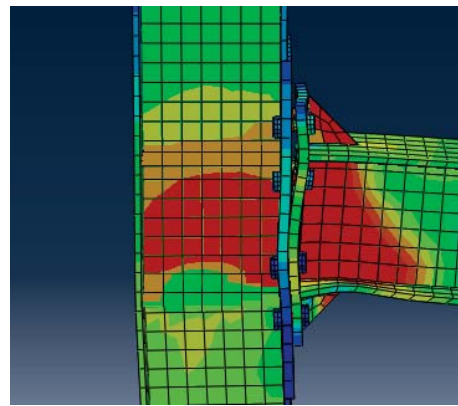
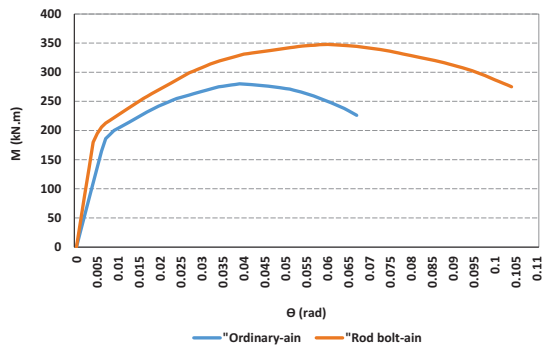
بارگذاری برای بار افزایشی همانند مقاله Shi و همکارانش [۱۴] و برای بار چرخه‌ای همانند پورتوکل بار چرخه‌ای "ای آی اس سی" انجام گرفت و در نهایت مدل به صورت عددی تحلیل شد در مورد اتصال با پیچ کوتاه مشکلی وجود نداشت اما در مورد اتصال با پیچ بلند، پیچ‌ها عمل نمی‌کردند در نتیجه برای رفع این مشکل باید کاری انجام می‌شد، به همین منظور در چهار طرف پیچ چهار ورق فولادی جوش شد. البته لازم به ذکر است که ورق‌ها نمی‌توانستند به بال ستون متصل شوند به این دلیل که کماتش ایجاد شده در بال ستون به این ورق‌ها و در نتیجه به پیچ منتقل می‌شد و در نهایت مشکل پیشین دوباره ایجاد می‌شد، پس طول ورق‌ها به گونه‌ای انتخاب شد که به بال ستون متصل نشود، در نهایت جزئیات این اتصال در شکل (۱۴) آورده شده است.



شکل ۱۴- ورق‌های جوش داده شده به پیچ بلند

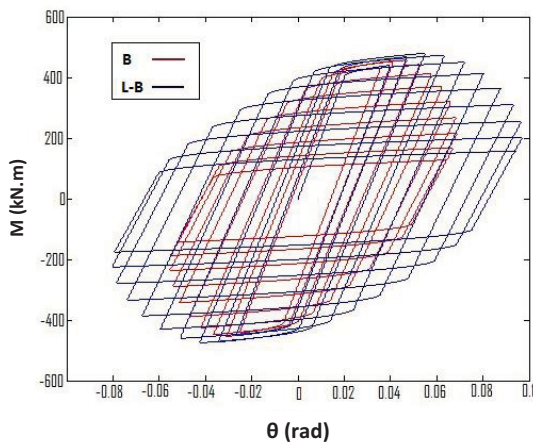
بعد از اینکه پیچ بلند به همراه ورق‌های جوش شده به چهار طرف آن مدل شد، دوباره به وسیله نرم افزار مدل‌ها برای هر دو بار فشاری و چرخه‌ای تحلیل شد، سپس خروجی‌های مورد نظر دریافت شد. در شکل (۱۵) و (۱۶) تنش‌های وارده به هر دو اتصال با پیچ‌های کوتاه و بلند به وسیله طیفی از رنگ‌ها که حاصل از حل عددی می‌باشد- برای بار افزایشی آورده شده است.

ورق‌های پیوستگی منجر به افزایش ۲۵ درصدی شکل پذیری اتصال می‌گردد.



شکل ۱۸- تحلیل اتصال با پیچ بلند تحت اثر بار چرخه‌ای

شکل ۱۹- نمودار لنگر-دوران برای اتصال با پیچ کوتاه و بلند تحت بار افزایشی



شکل ۲۰- نمودار هیستریزس برای دو پیچ کوتاه و بلند

بنابراین با حذف ورق پیوستگی در اتصالات ورق انتهایی با جایگزین نمودن پیچهای بلند به جای پیچهای کوتاه موارد ذیل را می‌توان بیان نمود:

- انتقال مفصل پلاستیک از داخل چشمه اتصال به بر ستون
- افزایش شکل‌پذیری
- افزایش باربری اتصال

۷- مراجع

- [1] ANSI/AISC 358-16, (2016), *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*.
- [2] دفتر مقررات ملی ساختمان. (۱۳۹۲)، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، نشر توسعه ایران، تهران.
- [3] Hu, F., Shi, G., Bai, Y. and Shi, Y. (2014), "Seismic Performance of Prefabricated Steel Beam-to-Column Connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 102, pp. 204-216.

۶- بحث و نتیجه‌گیری

همانگونه که در شکل‌های (۱۵) تا (۱۸) مشاهده می‌گردد، با مقایسه شکل‌های (۱۵) و (۱۶) در آنالیز بار افزایشی و مقایسه شکل‌های (۱۷) و (۱۸) در آنالیز بار چرخه‌ای، ملاحظه می‌گردد با توجه به حذف ورق‌های پیوستگی، در حالت پیچ کوتاه تنش‌های بیشینه در داخل چشمه اتصال و ورق جان تیر و ورق‌های لچکی اتصال قرار دارند در حالی که در حالت پیچ بلند تنش‌های بیشینه در ورق جان تیر و ورق‌های لچکی اتصال قرار دارند. بنابراین محل تنش‌های بیشینه و تشکیل مفصل پلاستیک با حذف ورق پیوستگی که به داخل چشمه اتصال انتقال می‌یابد با بهره‌گیری از پیچ‌های بلند، این ناحیه به صورت کامل از چشمه اتصال خارج شده و به بر ستون انتقال یافته است و عملکرد مطلوب لرزه‌ای را تامین نموده است.

مطابق شکل (۱۹) برای آنالیز بار افزایشی شکل پذیری افزایش چشم‌گیری داشته است به طوری که تغییر مکان نهایی در حالت با پیچ بلند ۱۱ سانتیمتر و در حالت با پیچ معمولی ۶ سانتیمتر است همچنین بار نهایی نیز افزایش داشته است به صورتی که بار نهایی در حالت با پیچ بلند ۱۲۵ کیلونیوتن و در حالت با پیچ معمولی ۱۱۰ کیلونیوتن می‌باشد.

در شکل (۲۰) بارگذاری چرخه‌ای مقایسه گردیده است. همانگونه که در مقایسه دو نمودار نیز مشاهده می‌گردد با محاسبه سطح زیر نمودارهای هیستریزس، در حالت پیچ بلند سطح زیر نمودار برابر ۴۳/۱۲۵ کیلو ژول و در حالت پیچ معمولی سطح زیر نمودار برابر با ۳۴/۵ کیلوژول است، که نشانگر افزایش ۲۵ درصدی سطح زیر نمودار اتصال با پیچ بلند به نسبت سطح زیر نمودار اتصال با پیچ کوتاه است، که بیانگر این موضوع است استفاده از پیچ‌های بلند در غیاب



- [4] Saneei Nia, Z., Mazroi, A., Ghassemieh, M. and Pezeshki, H. (2014), "Seismic Performance and Comparison of Three Different I Beam to Box Column Joints", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 13, No. 4, pp. 717-729.
- [5] Van-Long, H., Jean-Pierre, J. and Jean-François, J. (2015), "Extended End-Plate to Concrete-Filled Rectangular Column Joint Using Long Bolts", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 113, pp. 156-168.
- [6] Yang, P. and Eatherton, M.R. (2014), "A Phenomenological Component-Based Model to Simulate Seismic Behavior of Bolted Extended End-Plate Connections", Vol. 67, No. 10, pp. 1463-1474.
- [7] Krawinkler, H. (1978), "Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames", *Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Vol. 15, pp. 82-91.
- [8] Eatherton, M.R. (2015), "Experimental Investigation on the Seismic Behavior of Steel Moment Connections with Decking Attachments", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 105, pp. 174-185.
- [9] Brunesi, E., Nascimbene, R. and Rassati, G.A. (2014), "Response of Partially-Restrained Bolted Beam-to-Column Connections under Cyclic Loads", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 97, pp. 24-38.
- [10] Liu, X.C., Pu, S.H., Zhang, A.L., Xu, A.X., Ni, Z., Sun, Y. and Ma, L. (2015), "Static and Seismic Experiment for Bolted-Welded Joint in Modularized Prefabricated Steel Structure", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 115, pp. 417-433.
- [11] Kukreti, A.R., Murray, T.M. and Abolmaali, A. (1987), "End-Plate Connection Moment-Rotation Relationship", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 8, PP. 137-157.
- [12] Hong, K.Yang, J.G. and Lee, S.K. (2002), "Moment-Rotation Behavior of Double Angle Connections subjected to Shear Load", *Engineering Structures*, Vol. 24, No. 1, pp. 125-132.
- [13] Abolmaali, A., Matthys, J.H., Farooqi, M. and Choi, Y. (2005), "Development of Moment-Rotation Model Equations for Flush End-Plate Connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, No. 12, pp. 1595-1612.
- [14] Shi, Y., Shi, G. and Wang, Y. (2007), "Experimental and theoretical analysis of the moment-rotation behaviour of stiffened extended end-plate connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, No. 9, pp. 1279-1293.

۱- مقدمه

اتصالات ورق انتهایی به اتصالاتی گفته می‌شود که در آن تیر به ورق انتهایی جوش می‌شود و سپس ورق انتهایی به وسیله پیچ به بال ستون متصل می‌شود. رفتار این نوع اتصال را می‌توان با تعدادی از روش‌های مختلف حالت حدی کنترل کرد، از جمله تغییر شکل خمشی در تیر، تغییر شکل خمشی در ورق انتهایی، تغییر شکل منطقه چشمه اتصال ستون، گسیختگی برشی پیچ و مهره ورق انتهایی یا گسیختگی مفاصل مختلف جوش داده شده [۱].

ضوابط طراحی در مورد این نوع اتصالات به گونه‌ای مقرر شده است که این اطمینان حاصل گردد، اجزای مختلف اتصال قدرت کافی را دارند تا تغییر شکل غیرارتجاعی اتصال توسط جاری شدن تیر به دست آید از این نوع اتصالات در سیستم‌های قاب خمشی ویژه و قاب خمشی متوسط استفاده می‌شود [۱].

از این اتصالات در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان به عنوان اتصالات از پیش تایید شده یاد شده است، که از جمله این اتصالات می‌توان به: اتصال مستقیم تیر با مقطع کاهش یافته، اتصال فلنجی چهار پیچی بدون استفاده از ورق لچکی، اتصال فلنجی چهار یا هشت پیچی با استفاده از ورق لچکی، اتصال پیچی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری، اتصال جوشی به کمک ورق‌های روسری و زیرسری و اتصال مستقیم تقویت نشده جوشی اشاره کرد [۲].

اتصالات ورق انتهایی در دو نوع چهار پیچی با و بدون ورق سخت کننده و هشت پیچی با ورق سخت کننده در آیین نامه آورده شده است که در شکل (۱) مشاهده خواهید نمود [۱].

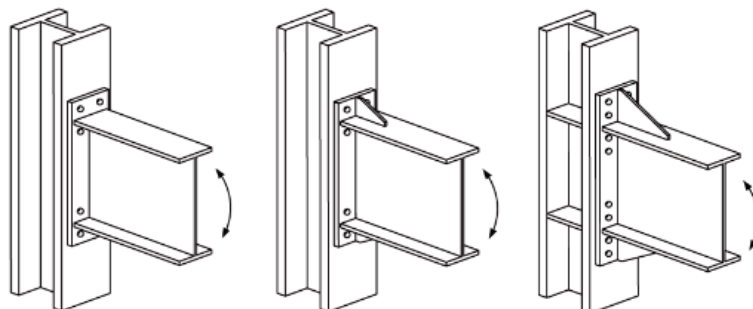
۲- پیشینه تحقیق

در گذشته تحقیقات بسیاری بر روی موضوع اتصالات تیر به

ستون انجام گرفته است که از آن جمله می‌توان به تحقیقات Hu و همکارانش پرداخت که موضوع عملکرد لرزه‌ای اتصالات فولادی پیش ساخته تیر به ستون را مورد بررسی قرار داده‌اند. به این صورت که سه نوع اتصال تیر به ستون فولادی پیش ساخته را در نظر گرفته‌اند. نمونه‌ها را در قیاس کامل آماده کردند. برای بررسی بیشتر عملکرد لرزه‌ای نمونه‌ها را تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار دادند و به نتایجی در مورد حالت شکست، ظرفیت نهایی و شکل پذیری دست یافتند و در نهایت برتری هر یک از این سه نوع اتصال را با توجه به اطلاعات به دست آمده مورد تحلیل قرار دادند [۳].

در همین راستا Saneei Nia و همکارانش بر روی موضوع عملکرد لرزه‌ای و مقایسه اتصال سه تیر مختلف به ستون جعبه‌ای تحقیقاتی را به انجام رسانده‌اند که در اینجا پارامترهای مورد بررسی عبارتند از: عملکرد لرزه‌ای اتصال تقویت نشده، تضعیف اتصال و ارتباط از طریق تقویت می‌باشد. مقایسه ارزیابی انعطاف پذیری و اتلاف انرژی در هر پیکربندی انجام شده است [۴].

سه آزمون در مقیاس کامل با اتصالات مورد نظر انجام شد. تمام نمونه‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. نتایج تجربی و تحلیلی نشان داد که عملکرد لرزه‌ای اتصالات تقویت شده با ورق انتهایی و صفحات برشی بهترین عملکرد را در اتصال تیر به ستون باکس دارد البته قابل ذکر است با توجه به نتایج به دست آمده نمونه‌های مختلف می‌توانند در رده اتصالات سخت قرار گیرند و همه آن‌ها مقررات AISC را رای یک قاب خمشی خاص برآورده کنند. علاوه بر قسمت ورق انتهایی همه قسمت‌های باقیمانده نمونه‌ها به طور کامل تحت بارگذاری چرخه‌ای الاستیک قرار گرفت و در نتیجه آن‌ها را می‌توان برای شکل پذیری قاب خمشی توصیه کرد [۴].



شکل ۱- اتصال ورق انتهایی چهار و هشت پیچی [۱]

از دیگر افرادی که بر روی موضوع گسترش اتصال با ورق انتهایی کار کرده‌اند، Van-Long و همکارانش هستند که بر روی موضوعی با نام گسترش اتصالات با ورق انتهایی به وسیله پیچ بلند به ستون مستطیلی پر شده از بتن کار کرده‌اند. این موضوع از دو جنبه حایز اهمیت است اول اینکه اتصال با ورق انتهایی است و دوم اینکه در این اتصال از پیچ‌های بلند استفاده شده است، این مقاله بر روی یک راه حل برای گسترش اتصال با ورق انتهایی که مورد استفاده برای اتصال تیرهای I شکل به ستون مستطیلی توخالی پر شده از بتن می‌باشد کار شده است. در اتصال از پیچ و مهره بلند استفاده شده است [5].

در همین زمینه Yang و Eatherton مدلی را طراحی کردند برای شبیه سازی لرزه‌ای رفتار اتصالات ورق انتهایی گسترش یافته با پیچ [6].

حالت فنری غیر خطی برای شبیه سازی رفتار هر یک از مولفه‌های کلیدی اتصال در نظر گرفته شد. منطقه پائل ستون با چهار میله صلب شبیه سازی شده است مفصل‌ها در گوشه و کنار با فنر چرخشی غیرخطی در نظر گرفته شده است که توسط کراوینکلر (Krawinkler) بسط داده شده است [7].

از دیگر تحقیقات Eatherton و همکارانش، بررسی تجربی رفتار لرزه‌ای اتصالات خمشی فولادی است. که دوازده آزمایش بر روی اتصالات خمشی در مقیاس کامل انجام گرفت که هدف کشف اثر اتصال دهنده‌های پودری در عملکرد لرزه‌ای اتصالات خمشی فولادی بود. و در نهایت نتایجی در مورد ظرفیت خمشی، اتلاف انرژی و قدرت تخریب قبل از شکست به دست آمد [8].

در ادامه Brunesi و همکارانش بر روی موضوع اتصال پیچی تیر به ستون تحقیقاتی را به انجام رسانده‌اند و پاسخ نیمه محدود این اتصالات را تحت بار چرخه‌ای مورد بررسی قرار داده‌اند. همانطور که می‌دانیم پاسخ سازه درقاب خمشی فولادی بستگی به رفتار اتصال تیر به ستون دارد، با توجه به اینکه اتصال تیر، پیچ و مهره، صفحات و ستون نیاز به یک زنجیره ساختاری دقیق با رعایت اصول طراحی دارد بنابراین یک روش مدل سازی برای اجزای پیچ‌های بالا و پایین اتصالات با پتانسیل استفاده در لرزه ارائه کردند. که در نهایت روشی برای پیش‌بینی رفتار اتصالات پیچ و روابط کلی قطعات از طریق مدل‌های یکپارچه مفاصل بدست آمد [9].

از دیگر موضوعاتی که مورد بررسی قرار گرفته است آزمایش استاتیک و لرزه‌ای برای پیچ و جوش در اجزای مختلف سازه‌های فولادی پیش ساخته است. Liu و همکارانش عملکرد

استاتیک، عملکرد لرزه‌ای، عملکرد انعطاف‌پذیر، ظرفیت اتلاف انرژی، ظرفیت چرخش و الگوهای سختی تخریب چهار مفصل که توسط آزمایش مدل بدست آمده و همچنین تجزیه و تحلیل المان محدود و اثر ضخامت جان بر عملکرد استاتیک و لرزه‌ای را مورد بررسی قرار داده‌اند و در نتیجه یک فرمول ساده برای محاسبه ظرفیت تحمل بارمفاصل پیشنهاد شده است و نتایج محاسبات در کنار نتایج تجربی قرار داده شده است [10].

در همین زمینه Kukreti و همکارانش [11] و Hong و همکارانش [12] بر روی اتصالات تیر به ستون تحقیقاتی را به انجام رسانده‌اند.

Abolmaali در سال ۱۹۸۷ رفتار لنگر-دوران را در اتصالات ورق انتهایی مورد بررسی قرار داد که در ادامه در سال ۲۰۰۵ به توسعه معادلات مدل لنگر-دوران برای قسمت اتصال ورق انتهایی پرداخت [13].

همچنین Shi و همکارانش برای بررسی رفتار لنگر-دوران در اتصالات ورق انتهایی، پنج نمونه اتصال با خصوصیات مختلف را در نظر گرفته است و آزمایشات بر روی این پنج نمونه انجام شده، سپس نمودارهای لنگر-دوران برای هر یک از این پنج نمونه ارائه شده است [14].

۳- صحت سنجی

در این پژوهش برای رسیدن به هدف مورد نظر از برنامه تحلیل اجزا محدود ABAQUS استفاده شده است، در نتیجه با رجوع به یک مقاله آزمایشگاهی معتبر و مدل کردن نمونه‌های آزمایشگاهی آن و بررسی نتایج به دست آمده از نرم افزار و مقایسه نتایج آن با نتایج آزمایشگاهی موجود در مقاله از صحت عملکرد نرم افزار و نتایج حاصله از آن اطمینان حاصل شد و در حقیقت به نتایج موجود در این مقاله اعتبار بخشیده شده است.

مقاله‌ای که برای هدف صحت سنجی انتخاب شد مقاله Shi و همکارانش [14] است، که به دلیل وجود پنج نوع اتصال متفاوت و در نتیجه به دست آوردن پنج نمودار لنگر-دوران به صورت آزمایشگاهی می‌توانست محک خوبی برای صحت عملکرد و نتایج حاصله از نرم افزار باشد. نمونه مورد استفاده در تحقیق در شکل (۲) آورده شده است. جزئیات اتصال مورد بررسی در شکل (۳) آورده شده است.

نمایش مجموعه مورد آزمایش در مقاله Shi و همکارانش [14] در شکل (۴) نشان داده شده است. جزئیات پنج نمونه مورد بررسی در تحقیق Shi در جدول (۱) ارائه شده است.

قسمت بال ستون و جوش دیگر جوش گوشه بین ورق انتهایی و جان تیر و بین بال و جان تیر و ستون به قطر ۸ میلی متر می باشد. نتایج به دست آمده از آزمایش مقاله [۱۴] در جدول (۲) آورده شده است.

جدول ۱- نوع و جزئیات نمونه ها [۱۴]

شماره مدل	ضخامت ورق انتهایی (mm)	قطر پیچ (mm)
۱	۲۰	۲۰
۲	۲۵	۲۰
۳	۲۰	۲۴
۴	۲۵	۲۴
۵	۱۶	۲۰

جدول ۲- نتایج به دست آمده از آزمایش [۱۴]

شماره مدل	بار (kN)	لنگر (kN.m)	حالت شکست
۱	۲۸۶/۴	۳۴۳/۷	شکست پیچ
۲	۲۶۸/۴	۳۲۲/۱	شکست پیچ
۳	۳۲۵/۳	۳۹۰/۳	کمانش بال و جان تیر در فشار
۴	۳۴۲/۳	۴۱۰/۸	کمانش بال و جان تیر در فشار
۵	۲۹۶/۱	۳۵۵/۴	شکست پیچ و کمانش ورق انتهایی در فشار

در شکل (۵) حالت شکست در هر پنج نمونه مورد بررسی در تحقیق [۱۴] به همراه پیچ های شکسته شده آورده شده است. نتایج نمودارهای لنگر-دوران در شکل (۶) آورده شده است [۱۴].

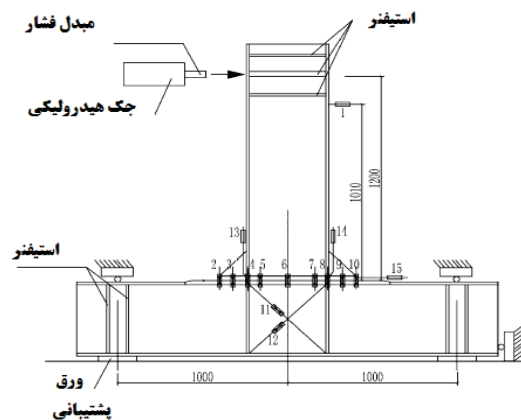


نمونه ۱ نمونه ۲ نمونه ۳

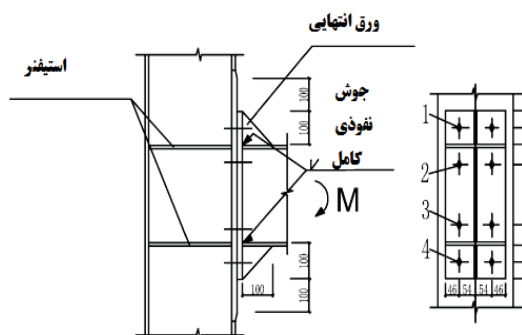


نمونه ۴ نمونه ۵ پیچ های شکسته شده

شکل ۵- حالت شکست در نمونه های پنجگانه [۱۴]



شکل ۲- نمونه مورد آزمون و آرایش بارگذاری [۱۴]

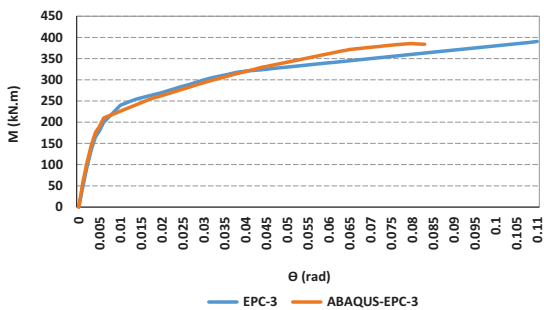


شکل ۳- جزئیات اتصال مورد آزمایش [۱۴]

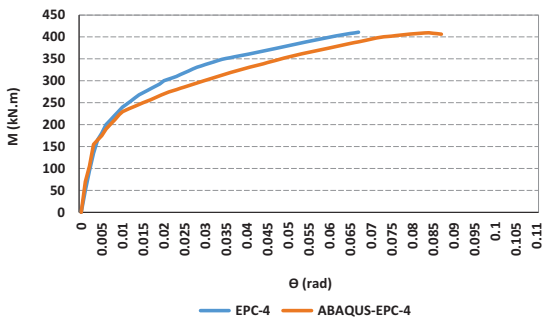


شکل ۴- مجموعه آزمایش [۱۴]

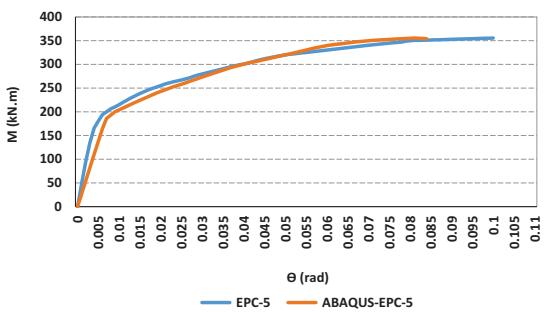
به جز موارد ذکر شده در جدول (۱)، سایر جزئیات در پنج نمونه یکسان است؛ از قبیل ضخامت جان و بال ستون و تیر که برابر ۳۰۰ میلی متر، ۸ میلی متر و ۲۰۰ میلی متر می باشد. نوع جوش بین قطعات در مرجع [۱۴] بدین صورت است که: جوش نفوذی کامل بین ورق انتهایی و بال تیر و همچنین



شکل ۹- مقایسه نمودار لنگر-دوران نمونه ۳



شکل ۱۰- مقایسه نمودار لنگر-دوران نمونه ۴



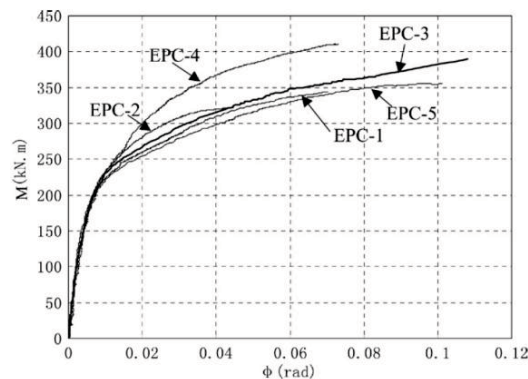
شکل ۱۱- مقایسه نمودار لنگر-دوران نمونه ۵

۴- طراحی اتصال

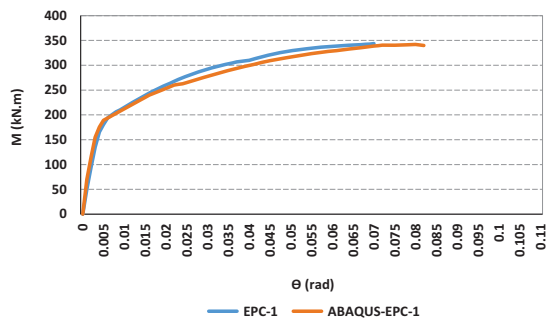
پس از آنکه صحت نتایج بدست آمده از نرم افزار به اثبات رسید، نمونه‌ای براساس آیین نامه فولاد آمریکا طراحی شد. جزئیات نمونه در شکل (۱۲) آورده شده است.

سپس برای نیل به اهداف این تحقیق و با توجه به اینکه در ستون‌های جعبه‌ای جوش دادن بعد چهارم ورق پیوستگی با توجه به نحوه اجرای این ستون‌ها به خوبی انجام نمی‌پذیرد، در نتیجه ورق پیوستگی از اتصال ورق انتهایی تیر به ستون طراحی شده حذف شد و مطالعه بر روی این اتصالات بدون ورق پیوستگی انجام شد. اتصالات مورد بررسی با پیچ‌های کوتاه و بلند در شکل (۱۳) آورده شده است.

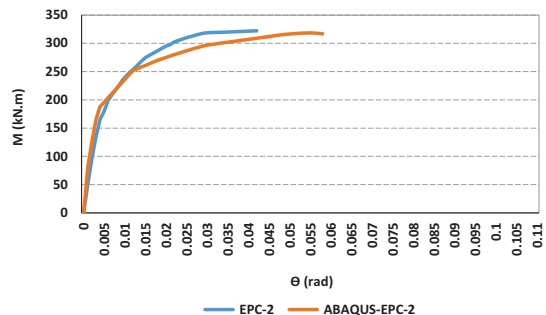
جهت صحت‌سنجی نتایج تحلیل عددی مقاله، پنج نمونه آزمایشگاهی نشان داده شده با نرم‌افزار ABAQUS مدل و تحلیل گردیده است که نمودارهای لنگر-دوران هر نمونه به صورت مجزا در شکل‌های (۷) تا (۱۱) ترسیم و با مدل آزمایشگاهی مقایسه شده است. با توجه به بررسی‌های انجام شده اختلاف تمامی نقاط در دو نمودار مرجع [۱۴] و تحلیل عددی کمتر از ۲۰ درصد است که این موضوع بیانگر درست مدل کردن نمونه‌ها در نرم افزار المان محدود ABAQUS و به دست آمدن نتایجی دقیق است.



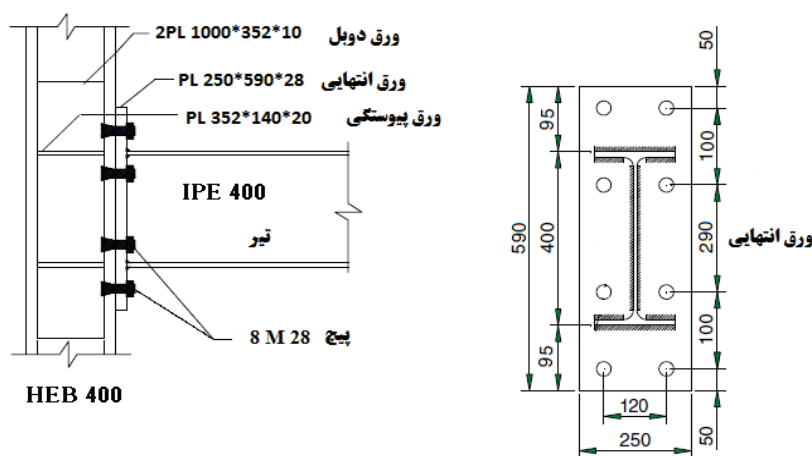
شکل ۶- نمودار لنگر-دوران حاصل از نمونه های پنجگانه [۱۴]



شکل ۷- مقایسه نمودار لنگر-دوران نمونه ۱



شکل ۸- مقایسه نمودار لنگر-دوران نمونه ۲

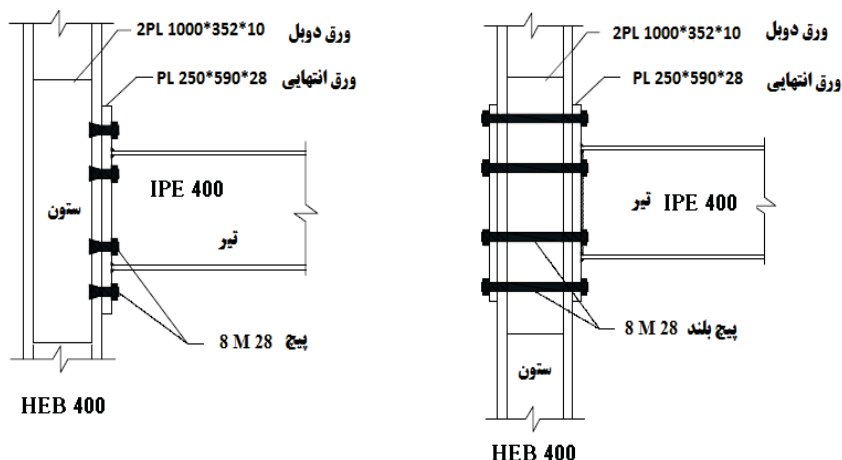


شکل ۱۲- جزئیات اتصال ورق انتهایی طراحی شده (واحدها برحسب میلی متر)

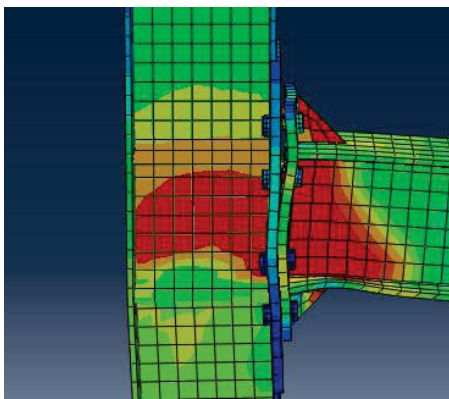
۵- مدل سازی

اینجا برابر با ۲۱۰۰۰ کیلوگرم بر میلی متر مربع است. یکی از قسمت‌های مهم در ABAQUS تعریف اندرکنش‌ها است، اندرکنش اول اندرکنش قفل کردن است که در قسمت‌های زیر از این اندرکنش استفاده شده است: بین ورق سخت کننده و تیر و یا ستون، بین ورق انتهایی و تیر، اتصال بال ضخیم‌تر به بال نازک‌تر ستون در ناحیه ورق انتهایی. دومین اندرکنش اصطکاکی است که فقط بین ورق انتهایی و ستون است. البته لازم به ذکر است که از یک نوع تماس دیگر نیز به نام تماس دار بدون اصطکاک در سایر قسمت‌ها نیز بهره برده شده است.

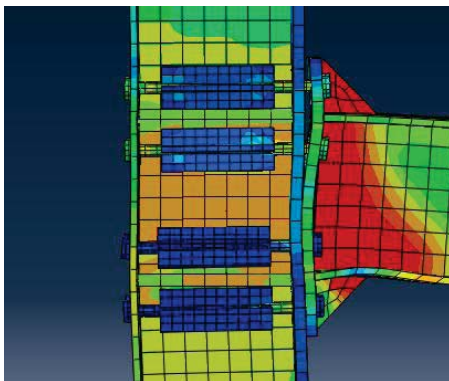
پس از اینکه طراحی نمونه‌ها برای دو اتصال با پیچ کوتاه و بلند انجام شد نوبت به مدل کردن نمونه‌ها توسط برنامه ABAQUS می‌رسد، بعد از اینکه هندسه قطعات شکل گرفت، به مرحله تعریف مشخصات مصالح می‌رسیم که در اینجا فولاد از نوع ST37 می‌باشد در نتیجه تنش تسلیم فولاد برابر با ۲۴ کیلوگرم بر میلی متر مربع می‌باشد و تنش نهایی آن برابر با ۳۷ کیلوگرم بر میلی متر مربع است. پیچ‌های مورد استفاده از نوع پرمقاوت می‌باشد، طبق استاندارد ایزو نوع پیچ در این مدل ۸.۸ است که تنش کششی نهایی آن برابر با ۸۰ کیلوگرم بر میلی متر مربع است. با توجه به نوع فولاد مدول الاستیسیته در



شکل ۱۳- جزئیات اتصالات با پیچ‌های کوتاه و بلند [۱۴]

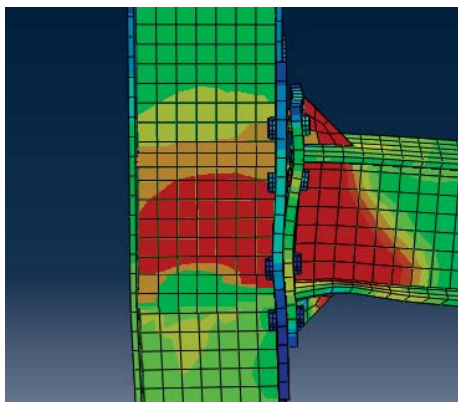


شکل ۱۵- تحلیل اتصال با پیچ کوتاه تحت اثر بار افزایشی



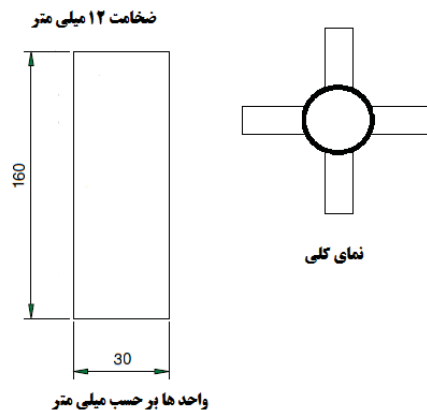
شکل ۱۶- تحلیل اتصال با پیچ بلند تحت اثر بارافزایشی

بعد از تحلیل مدل‌ها تحت بارافزایشی، به تحلیل مدل‌ها تحت بار چرخه‌ای پرداخته شده است. نتایج تحلیل در شکل (۱۷) و (۱۸) آورده شده است.



شکل ۱۷- تحلیل اتصال با پیچ کوتاه تحت اثر بار چرخه‌ای

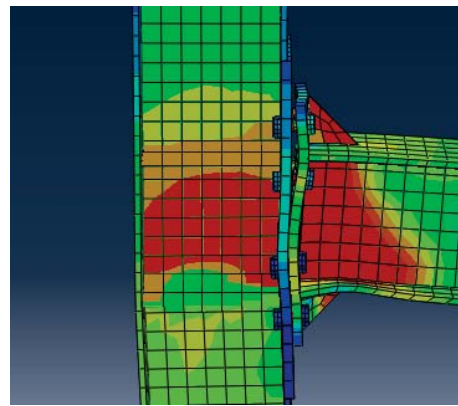
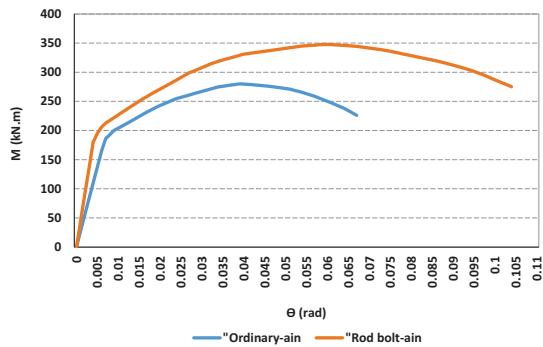
بارگذاری برای بار افزایشی همانند مقاله Shi و همکارانش [۱۴] و برای بار چرخه‌ای همانند پورتوکل بار چرخه‌ای "ای آی اس سی" انجام گرفت و در نهایت مدل به صورت عددی تحلیل شد در مورد اتصال با پیچ کوتاه مشکلی وجود نداشت اما در مورد اتصال با پیچ بلند، پیچ‌ها عمل نمی‌کردند در نتیجه برای رفع این مشکل باید کاری انجام می‌شد، به همین منظور در چهار طرف پیچ چهار ورق فولادی جوش شد. البته لازم به ذکر است که ورق‌ها نمی‌توانستند به بال ستون متصل شوند به این دلیل که کمانش ایجاد شده در بال ستون به این ورق‌ها و در نتیجه به پیچ منتقل می‌شد و در نهایت مشکل پیشین دوباره ایجاد می‌شد، پس طول ورق‌ها به گونه‌ای انتخاب شد که به بال ستون متصل نشود، در نهایت جزئیات این اتصال در شکل (۱۴) آورده شده است.



شکل ۱۴- ورق‌های جوش داده شده به پیچ بلند

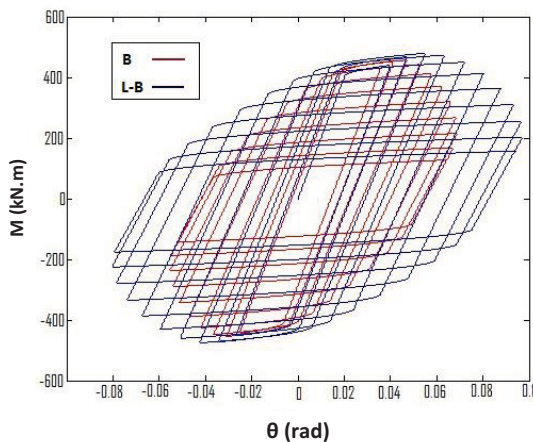
بعد از اینکه پیچ بلند به همراه ورق‌های جوش شده به چهار طرف آن مدل شد، دوباره به وسیله نرم افزار مدل‌ها برای هر دو بار فشاری و چرخه‌ای تحلیل شد، سپس خروجی‌های مورد نظر دریافت شد. در شکل (۱۵) و (۱۶) تنش‌های وارده به هر دو اتصال با پیچ‌های کوتاه و بلند به وسیله طیفی از رنگ‌ها که حاصل از حل عددی می‌باشد- برای بار افزایشی آورده شده است.

ورق‌های پیوستگی منجر به افزایش ۲۵ درصدی شکل پذیری اتصال می‌گردد.



شکل ۱۸- تحلیل اتصال با پیچ بلند تحت اثر بار چرخه‌ای

شکل ۱۹- نمودار لنگر-دوران برای اتصال با پیچ کوتاه و بلند تحت بار افزایشی



شکل ۲۰- نمودار هیستریزیس برای دو پیچ کوتاه و بلند

بنابراین با حذف ورق پیوستگی در اتصالات ورق انتهایی با جایگزین نمودن پیچهای بلند به جای پیچهای کوتاه موارد ذیل را می‌توان بیان نمود:

- انتقال مفصل پلاستیک از داخل چشمه اتصال به بر ستون
- افزایش شکل‌پذیری
- افزایش باربری اتصال

۷- مراجع

- [1] ANSI/AISC 358-16, (2016), *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*.
- [2] دفتر مقررات ملی ساختمان. (۱۳۹۲)، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، نشر توسعه ایران، تهران.
- [3] Hu, F., Shi, G., Bai, Y. and Shi, Y. (2014), "Seismic Performance of Prefabricated Steel Beam-to-Column Connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 102, pp. 204-216.

۶- بحث و نتیجه‌گیری

همانگونه که در شکل‌های (۱۵) تا (۱۸) مشاهده می‌گردد، با مقایسه شکل‌های (۱۵) و (۱۶) در آنالیز بار افزایشی و مقایسه شکل‌های (۱۷) و (۱۸) در آنالیز بار چرخه‌ای، ملاحظه می‌گردد با توجه به حذف ورق‌های پیوستگی، در حالت پیچ کوتاه تنش‌های بیشینه در داخل چشمه اتصال و ورق جان تیر و ورق‌های لچکی اتصال قرار دارند در حالی که در حالت پیچ بلند تنش‌های بیشینه در ورق جان تیر و ورق‌های لچکی اتصال قرار دارند. بنابراین محل تنش‌های بیشینه و تشکیل مفصل پلاستیک با حذف ورق پیوستگی که به داخل چشمه اتصال انتقال می‌یابد با بهره‌گیری از پیچ‌های بلند، این ناحیه به صورت کامل از چشمه اتصال خارج شده و به بر ستون انتقال یافته است و عملکرد مطلوب لرزه‌ای را تامین نموده است.

مطابق شکل (۱۹) برای آنالیز بار افزایشی شکل پذیری افزایش چشم‌گیری داشته است به طوری که تغییر مکان نهایی در حالت با پیچ بلند ۱۱ سانتیمتر و در حالت با پیچ معمولی ۶ سانتیمتر است همچنین بار نهایی نیز افزایش داشته است به صورتی که بار نهایی در حالت با پیچ بلند ۱۲۵ کیلونیوتن و در حالت با پیچ معمولی ۱۱۰ کیلونیوتن می‌باشد.

در شکل (۲۰) بارگذاری چرخه‌ای مقایسه گردیده است. همانگونه که در مقایسه دو نمودار نیز مشاهده می‌گردد با محاسبه سطح زیر نمودارهای هیستریزیس، در حالت پیچ بلند سطح زیر نمودار برابر ۴۳/۱۲۵ کیلو ژول و در حالت پیچ معمولی سطح زیر نمودار برابر با ۳۴/۵ کیلوژول است، که نشانگر افزایش ۲۵ درصدی سطح زیر نمودار اتصال با پیچ بلند به نسبت سطح زیر نمودار اتصال با پیچ کوتاه است، که بیانگر این موضوع است استفاده از پیچ‌های بلند در غیاب



- [4] Saneei Nia, Z., Mazroi, A., Ghassemieh, M. and Pezeshki, H. (2014), "Seismic Performance and Comparison of Three Different I Beam to Box Column Joints", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 13, No. 4, pp. 717-729.
- [5] Van-Long, H., Jean-Pierre, J. and Jean-François, J. (2015), "Extended End-Plate to Concrete-Filled Rectangular Column Joint Using Long Bolts", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 113, pp. 156-168.
- [6] Yang, P. and Eatherton, M.R. (2014), "A Phenomenological Component-Based Model to Simulate Seismic Behavior of Bolted Extended End-Plate Connections", Vol. 67, No. 10, pp. 1463-1474.
- [7] Krawinkler, H. (1978), "Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames", *Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Vol. 15, pp. 82-91.
- [8] Eatherton, M.R. (2015), "Experimental Investigation on the Seismic Behavior of Steel Moment Connections with Decking Attachments", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 105, pp. 174-185.
- [9] Brunesi, E., Nascimbene, R. and Rassati, G.A. (2014), "Response of Partially-Restrained Bolted Beam-to-Column Connections under Cyclic Loads", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 97, pp. 24-38.
- [10] Liu, X.C., Pu, S.H., Zhang, A.L., Xu, A.X., Ni, Z., Sun, Y. and Ma, L. (2015), "Static and Seismic Experiment for Bolted-Welded Joint in Modularized Prefabricated Steel Structure", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 115, pp. 417-433.
- [11] Kukreti, A.R., Murray, T.M. and Abolmaali, A. (1987), "End-Plate Connection Moment-Rotation Relationship", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 8, PP. 137-157.
- [12] Hong, K.Yang, J.G. and Lee, S.K. (2002), "Moment-Rotation Behavior of Double Angle Connections subjected to Shear Load", *Engineering Structures*, Vol. 24, No. 1, pp. 125-132.
- [13] Abolmaali, A., Matthys, J.H., Farooqi, M. and Choi, Y. (2005), "Development of Moment-Rotation Model Equations for Flush End-Plate Connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, No. 12, pp. 1595-1612.
- [14] Shi, Y., Shi, G. and Wang, Y. (2007), "Experimental and theoretical analysis of the moment-rotation behaviour of stiffened extended end-plate connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, No. 9, pp. 1279-1293.

شیوه نگارش و چگونگی تنظیم مقالات برای نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

- مقالات باید با نرم افزار Ms-Word 2003 تایپ و صفحه بندی شود و فایل مقاله به هر دو فرمت DOC و PDF. به دفتر نشریه ارسال گردد.

- ♦ نام و نام خانوادگی مولف اول^۱ نام و نام خانوادگی مولف دوم^۲
- ♦ اندازه صفحات باید برابر با A4 و حدود بالا، پایین، چپ و راست صفحات به ترتیب برابر با ۲- ۳/۵ - ۲/۵ - ۲/۵ سانتی متر تعیین شود.
- ♦ مقالات به صورت دو ستونی، هر یک با عرض ۷/۵ سانتی متر تهیه می شود.
- ♦ اندازه و نوع فونتهای فارسی مورد استفاده برای هر یک از موارد در (جدول ۱) آمده است.
- ♦ برای فونت لاتین همواره از Times New Roman استفاده شود که اندازه آن در هر موقعیت (به غیر از عنوان و چکیده) دو واحد کمتر از اندازه فونت فارسی خواهد بود.
- ♦ فاصله سطرها در عنوان، چکیده و در متن مقاله، معمولی (Single) است.
- ♦ عنوان مقاله در عین اختصار تمام ویژگی های کار انجام شده را مشخص می کند، با فونت «تیترا» به اندازه ۱۶ Bold نوشته شود.
- ♦ نشانی کامل نویسندگان در زیرنویس قرار می گیرد.
- ♦ عنوان معادل به زبان انگلیسی نیز باید با شیوه تعریف شده در این الگو مشخص و درج شود.
- ♦ تهیه و درج چکیده به زبان انگلیسی نیز ضروری است.
- ♦ فونت عنوان چکیده انگلیسی Bold-11 Times New Roman
- ♦ فونت متن چکیده انگلیسی Regular-10 Times New Roman

موقعیت استفاده	فونت	اندازه قلم
متن جداول و شکل ها و مراجع	لوتوس	۱۱
عناوین جداول و اشکال	Bold لوتوس	۱۱
متن	لوتوس	۱۲
چکیده و کلمات کلیدی	Bold لوتوس	۱۴
نام مولفان	Bold نازنین	۱۱
عناوین بخش ها	Bold لوتوس	۱۲
عنوان مقاله	تیترا Bold	۱۶

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها

۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

نام انجمن	موضوع	نوع عضویت	تاریخ عضویت
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

مدارک لازم جهت عضویت

۳ قطعه عکس ۴*۳- تصویر شناسنامه- تصویر آخرین مدرک تحصیلی (نماینده شرکت)- رسید پرداخت حق ورودیه- روزنامه رسمی و اساسنامه شرکت

حق عضویت:

- اعضای حقیقی پانصد هزار ریال
- اعضای دانشجویی دویست هزار ریال
- اعضای حقوقی سه میلیون و پانصد هزار ریال
- مجلات و موسسات علمی پژوهشی یک میلیون ریال

به حساب جاری شماره ۴۳۳۰۷۰۴۵۰۷ بانک تجارت شعبه مرکزی کد ۴۵۰ به نام انجمن سازه های فولادی ایران

درخواست عضویت در جلسه مورخ کمیته پذیرش انجمن سازه های فولادی ایران مطرح و با عضویت ایشان موافقت - مخالفت بعمل آمد .	کمیته پذیرش
در جلسه هیأت مدیره مورخ مورد تایید قرار گرفت.	هیأت مدیره

در این بخش پیروی ننویسید

لطفاً پس از تکمیل این برگه را به همراه مدارک به نشانی زیر، دبیرخانه انجمن سازه های فولادی ایران، ارسال فرمایید:

تهران - بزرگراه رسالت - انتهای پل سیدخندان - خ شهید کابلی (خ دبستان سابق) - پلاک ۱۰ - واحد ۱۰

تلفن: ۸۸۴۶۹۰۰۴ تلفکس: ۸۸۴۲۹۴۳۸

جهت اطلاعات بیشتر به نشانی www.iss.ir مراجعه نمایید.