



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	(دانشیار 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 دوازدهم - شماره‌ی نوزدهم

بهار و تابستان ۱۳۹۵

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

- ۲انجمن سازه‌های فولادی ایران
- ۵ بررسی تحلیلی و عددی عملکرد دیوارهای برشی فولادی با ستون‌های نابرابر
Theoretical and numerical study of steel plate shear walls with unequal columns
سعید صبوری قمی، پیمان موسوی قبه قشلاقی
- ۱۷ بررسی رفتار اتصال پیچی با ورزق انتهایی در قاب سه طبقه فولادی با روش اجزای محدود
Finite element model of a three story steel frame with bolted connections and end plates
سید محمدرضا مرتضوی، بهروز زعیمدار
- ۲۷ بهینه سازی وزن خرپای فولادی توسط الگوریتم بهینه سازی مبتنی بر آموزش-یادگیری
Weight optimization of steel truss with teaching-learning based optimization algorithm
سید مجتبی سیدزاده اطاقسرائی، مجتبی جعفری صمیمی، سید رضا سیدزاده اطاقسرائی
- ۴۱ تحلیل عددی اتصالات خمشی فولادی پس کشیده همراه با نبشی‌های فوقانی و تحتانی
Numerical analysis of post-tensioned steel moment connections with top and seat angles
حمید حجازی طلب، حسینعلی رحیمی بندرآبادی
- ۵۳ عملکرد لرزه‌ای اتصالات تیربه ستون با بال سوراخ شده برای قاب‌های فولادی شکل پذیر
Seismic performance of drilled flange beam to column connections for ductile steel frames
اردوان آتش زبان، محسن ایزدی نیا، روح الله احمدی جزنی، ایمان حاج رسولیها
- ۶۷ نقش میراگر اصطکاکی در بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی با اتصالات صلب و نیمه صلب
Impact of Friction Dampers on Improving Seismic Performance of Rigid and Semi-Rigid Steel Frames
محمد بیات، سید مهدی زهرایی
- ۷۵ مطالعه آزمایشگاهی رفتار شکست برش قالبی اتصال صفحات فولادی
Experimental Study on Block Shear Rupture of Bolted Steel Plates Connection
یحیی زینالی، مجتبی جعفری صمیمی، علی مزروعی، جعفر عسگری مارنانی، محمد صادق روحانی مش
- ۸۴ شیوه نگارش
- ۸۵ فرم عضویت

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 ترتیبی 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 مهندسين و پژوهشگران محترم دعوت می‌شود که با ارسال مقالات علمی پژوهشی خود ما را در تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران



بررسی تحلیلی و عددی عملکرد دیوارهای برشی فولادی با ستون‌های نابرابر

سعید صبوری قمی^{۱*}، سید پیمان موسوی قیه قشلاقی^۲

۱- استاد، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

۲- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۹۹۶۷۱۵۴۳۳، mousavi@dena.kntu.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۴/۱۹، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۵/۰۹/۳۰)

چکیده

دیوارهای برشی فولادی دارای بازشو، به دلیل عملکرد مناسب معماری، مورد اقبال چشمگیر بوده است. نوع خاصی از این سیستم‌ها، دیوارهای برشی دارای بازشوی درب شکل است که در آن بازشو همانند یک دروازه از کف تا تیر بالایی امتداد می‌یابد و المان‌های مرزی ضعیف‌تر نسبت به ستون‌های اصلی در طرفین بازشو تعبیه می‌شوند. با فرض رفتار برشی محض برای این سیستم می‌توان هر کدام از پانل‌های طرفین بازشو را به عنوان یک دیوار برشی با المان‌های مرزی قائم غیریکسان در نظر گرفت. رفتار این نوع دیوار برشی با استفاده از روابط متداول دیوارهای برشی فولادی قابل بیان نبوده و در ادبیات فنی تاکنون به دقت مورد بررسی قرار نگرفته است. در این مطالعه رفتار دیوار برشی فولادی با یک ستون قوی و یک ستون ضعیف به صورت تحلیلی و عددی بررسی شده است. روابط تحلیلی برای تعیین منحنی بار تغییر مکان سیستم با تفکیک عملکرد ورق، ستون قوی و ستون ضعیف ارائه شده است. به منظور بررسی صحت روابط تحلیلی، ۱۲ مدل عددی دیوار برشی با تغییر ابعاد کلی سیستم و مقاطع مختلف ستون‌ها به روش اجزای محدود مورد مطالعه قرار گرفته و میزان خطاهای بین نتایج نیز بررسی شده است. نتایج بدست آمده حاکی از انطباق مناسب روابط تحلیلی با رفتار واقعی این سیستم بوده و قابل استفاده بودن این روابط در طراحی این نوع دیوارهای برشی را بیان می‌دارد.

واژگان کلیدی

دیوار برشی فولادی، بازشوی دروازه‌ای، مدل اندرکنش ورق و قاب، میدان کششی قطری، المان‌های مرزی غیریکسان

Theoretical and Numerical Study of Steel Plate Shear Walls with Unequal Columns

S. Sabouri Ghomi, S.P. Mousavi Gieh Geshlagi

Abstract

Steel plate shear walls with openings are highly interested because of their architectural aspects. A particular type of these systems is the steel plate shear wall with door-shaped opening; the opening is continued from the base to top beam and surrounded by boundary elements relatively weaker to main columns. Assuming the pure shear behaviour for this system, each of the side panels can be considered a steel plate shear wall with unequal VBEs (vertical boundary elements). Behaviour of this type of steel shear walls cannot be predicted by the common relations of steel shear walls; therefore, it has not been covered in technical literatures until now. In this study the behaviour of steel plate shear wall with one strong and one weak column is theoretically and numerically investigated. Theoretical relations to define the load-displacement curve were proposed. In order to study the theoretical relations comprehensively, 12 numerical models with various overall dimensions and column cross sections were investigated by finite element method; the probable errors of the results were also analysed. The obtained results show good agreement between theoretical relations and real behaviour of steel plate shear walls with unequal columns and persists the applicability of the relations in design of these systems.

Keywords

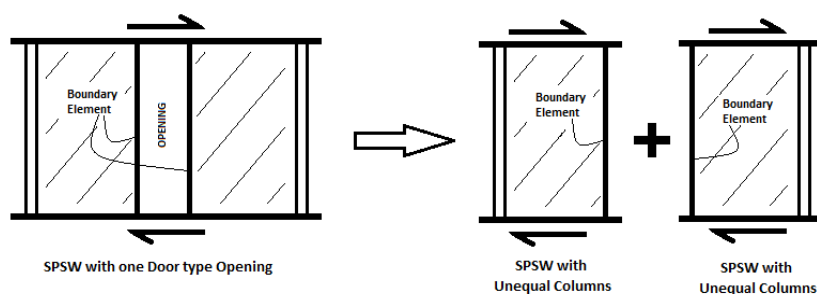
Steel plate shear walls, Door type opening, Unequal columns, Plate-frame interaction theory, Tension field action



سیستم‌هایی با رفتار دیوارهای برشی متداول متفاوت خواهد بود. بدین منظور مطالعه رفتار سیستم‌های دیوار برشی فولادی با ستون‌های غیریکسان ضروری و راهگشا خواهد بود.

اولین مطالعه تحلیلی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده توسط Thorburn و همکارانش [۴] صورت گرفت. آنها در این مطالعات با بیان تأثیر عمده عملکرد کششی ورق در ظرفیت برشی سیستم، مدلی موسوم به مدل نواری برای شبیه‌سازی عملکرد میدان کششی در ورق پیشنهاد نمودند. آنها همچنین با استفاده از اصل مینیمم بودن کار انجام شده توسط ورق و المان‌های مرزی آن رابطه‌ای را برای محاسبه زاویه میدان کششی پیشنهاد نمودند. [Timler و Kulak ۵]، به منظور بررسی صحت روابط تحلیلی پیشنهاد شده توسط توربورن، آزمایشی را بر روی یک نمونه دیوار برشی فولادی یک طبقه انجام دادند. بر پایه این مطالعات رابطه زاویه میدان کششی اصلاح گردید و سهم عملکرد خمشی ستون‌های سازه علاوه بر عوامل قبلی در روابط تعیین زاویه میدان کششی در نظر گرفته شد. در سال ۱۹۹۱ Roberts و Sabouri Ghomi [۶] روشی موسوم به تئوری اندرکنش ورق و قاب برای تحلیل دیوارهای برشی فولادی در حالت‌های مختلف با سخت کننده، بدون سخت کننده، با بازشو و بدون بازشو با ورق نازک و ضخیم ارائه دادند. در این روش، رفتار یک دیوار برشی فولادی با تجمیع رفتار هر کدام از المان‌های ورق و قاب به تنهایی بیان می‌گردد [۷ و ۸].

دیوارهای برشی فولادی به عنوان سیستم‌های موثر و کارآمد جهت مقابله با بارهای جانبی شناخته شده‌اند. در چند دهه گذشته اقبال زیادی برای توسعه استفاده از دیوارهای برشی فولادی به عنوان سیستم مقاوم در برابر بار جانبی در ساختمان‌ها ایجاد شده است [۱]. به دلیل جذب انرژی زیاد، این سیستم‌ها قابلیت استفاده در نواحی با خطر لرزه خیزی بالا را دارا می‌باشند [۲]. یکی از ویژگی‌های مناسب این سیستم‌ها امکان تعبیه بازشو در دیوار برشی است که در برخی مواقع به دلیل الزامات معماری اجتناب ناپذیر می‌باشد [۳]. این بازشوها در ابعاد و اشکال متنوع در نقاط مختلف دیوار می‌توانند تعبیه شوند. گونه خاصی از بازشوها، بازشو سرتاسری درب شکل است که در تمام ارتفاع دیوار امتداد می‌یابد. در این حالت المان مرزی کناری بازشو چه از دید اقتصادی و چه از دید معماری می‌تواند ابعادی کوچکتر از ستون اصلی قاب داشته باشد. در این صورت هر کدام از پانل‌های طرفین بازشو را می‌توان به صورت یک دیوار برشی فولادی با ستون‌های نابرابر در نظر گرفت. شکل شماتیک دیوارهای برشی با ستون‌های غیریکسان که در اصل پانل‌های طرفین یک دیوار برشی با بازشو درب شکل می‌باشند در شکل (۱) نشان داده شده است. از آنجایی که عملکرد سیستم‌های دیوار برشی فولادی بسیار متأثر از المان‌های مرزی دیوار علی‌الخصوص المان‌های مرزی قائم می‌باشند به دلیل تفاوت المان‌های مرزی قائم در این سیستم، رفتار چنین



شکل ۱- بازشو درب شکل در یک دیوار برشی فولادی و معادل سازی هر یک از پانل‌های طرفین بازشو با یک دیوار برشی فولادی با ستون‌های غیریکسان

که به عنوان یک دیوار برشی همبند معرفی شده بود انجام دادند. در مطالعات ایشان مفهوم میدان کششی مؤثر که بیانگر ناحیه مشارکت ورق در میدان کششی می‌باشد نیز معرفی گردید. همچنین روابطی برای تعیین زاویه میدان کششی و ظرفیت برشی در دیوار برشی با اتصال جزئی به المان‌های محیطی ارائه

Choi و Park در سال ۲۰۰۹ [۹]، مطالعات آزمایشگاهی بر روی دیوارهای برشی فولادی با مشخصات مختلف ورق پر کننده داخلی از جمله دیوار برشی بدون اتصال ورق به المان‌های مرزی قائم طرفین موسوم به دیوار با اتصال جزئی به المان‌های محیطی و همچنین دیوار برشی با بازشو درب شکل

گردید. Sabouri-Ghomi و Sajjadi [۱۰ و ۱۱] در سال ۲۰۰۹ مطالعات آزمایشگاهی بر روی دیوارهای برشی فولادی با و بدون سخت کننده انجام دادند. همچنین در مطالعات آنها تأثیر وجود بازشو در مرکز دیوار و کاهش سختی اولیه و مقاومت برشی نهایی سیستم به نسبت افزایش عرض بازشو مورد توجه قرار گرفت. در سال ۲۰۱۵ Wang و همکارانش [۱۲] مجموعه‌ای از بررسی‌های عددی بر روی مشخصات مختلف ورق برشی شامل ورق سخت نشده، ورق سخت شده صلیبی، ورق با برش های منظم عمودی، ورق سوراخدار منظم، ورق با مقاومت پائین، ورق با سخت کننده قطری، ورق بدون اتصال به المان‌های مرزی قائم طرفین و دیوار برشی با بازشو در شکل در یک سمت را مورد مطالعه و ارزیابی قرار دادند. در سال ۲۰۱۵ Sabouri-Ghomi و Mousavi [۱۵] با انجام مجموعه‌ای از مطالعات عددی به بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی با ستون های غیریکسان پرداختند. در این مطالعات تأثیر ضعیف بودن یکی از ستون‌ها نسبت به ستون دیگر در عملکرد دیوار برشی فولادی و همچنین مفهوم ناحیه مشارکت و عدم مشارکت میدان کششی و همچنین تفاوت محل تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون ضعیف نسبت به حالت‌های متداول دیوار برشی مورد بررسی قرار گرفت.

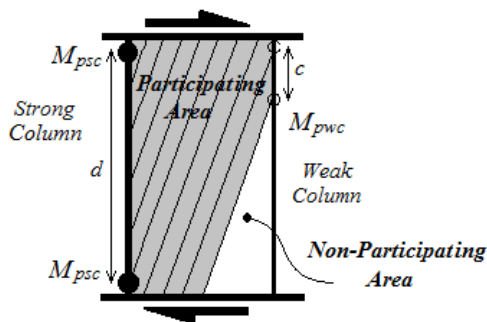
در مطالعه تحقیقی حاضر رفتار دیوار برشی فولادی با یک ستون قوی و یک ستون ضعیف به صورت تحلیلی و عددی بررسی شده و روابط تحلیلی برای تعیین منحنی بار تغییر مکان سیستم با تفکیک عملکرد ورق، ستون قوی و ستون ضعیف ارائه شده است. به منظور بررسی صحت روابط تحلیلی، ۱۲ مدل عددی صحت سنجی شده دیوار برشی با ابعاد و مقاطع مختلف ستون به روش اجزای محدود مورد مطالعه قرار گرفته و میزان خطاهای احتمالی بین نتایج نیز تحلیل شده است. نتایج بدست آمده حاکی از انطباق مناسب روابط تحلیلی با رفتار واقعی این سیستم بوده و قابل استفاده بودن این روابط در طراحی این نوع دیوارهای برشی را بیان می‌دارد.

۲- روابط تحلیلی

۲-۱ مفاهیم پایه

با اعمال نیروی جانبی به یک پانل برشی، میدان کششی قطری در ورق برشی پس از وقوع کمانش شکل می‌گیرد. نیروهایی که تحت اثر میدان کششی قطری در ورق توسعه می‌یابند بایستی توسط سختی خمشی المان‌های مرزی تحمل گردند [۱۳].

المان‌های مرزی به خصوص المان‌های مرزی قائم بایستی دارای مقاومت و سختی کافی باشند تا بتوانند در برابر نیروهای گسترده ایجاد شده در ورق برشی تا محدوده تسلیم شدگی کامل ورق مقاومت نمایند [۱۳]. در صورتی که یکی از المان‌های مرزی قائم دارای مقاومت و سختی کافی نباشد، توان ایستادگی در برابر نیروهای وارده از میدان کششی را نداشته و بنابراین بخش‌هایی از ورق در مجاورت المان مرزی ضعیف به مرحله تسلیم شدگی کامل نخواهند رسید و بنابراین در این حالت گفته می‌شود که میدان کششی به طور جزئی شکل گرفته است به این مفهوم در مطالعات Choi و Park [۹] به صورت ضمنی اشاره شده و همچنین در مطالعه مشابه مولفین [۱۵] نیز این مفاهیم تحت عنوان ناحیه مشارکت و عدم مشارکت ورق در میدان کششی مورد ارزیابی و صحت سنجی قرار گرفته است. در این حالت نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در المان مرزی ضعیف با حالت معمول دیوار برشی متفاوت خواهد بود. به طوریکه با افزایش تغییر مکان جانبی سیستم ابتدا دو مفصل پلاستیک در بالا و پائین ستون قوی و سپس دو مفصل پلاستیک در ابتدا و انتهای محدوده مشارکت ستون ضعیف در عملکرد میدان کششی تشکیل می‌شود. در شکل (۲) نحوه شکل‌گیری میدان کششی قطری و مفاصل پلاستیک در المان‌های مرزی قوی و ضعیف و همچنین نواحی مشارکت و عدم مشارکت میدان کششی در یک سیستم دیوار برشی با ستون‌های غیریکسان نشان داده شده است.



شکل ۲- نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و میدان کششی قطری در یک پانل برشی با ستون‌های غیر یکسان

۲-۲ ظرفیت سازه‌ای

مبنای استخراج روابط تحلیلی پیشنهادی، مطالعات Roberts [۶] و Sabouri-Ghomi [۷] بر مبنای تئوری اندرکنش ورق و قاب است. در استخراج روابط، رفتار کلی پانل برشی بر مبنای رفتار

ورق، ستون قوی و ستون ضعیف به طور جداگانه بررسی شده است. در توسعه روابط فرضیات زیر به کار رفته است:

- المان‌های مرزی فوقانی و تحتانی کاملاً صلب می‌باشند.
- رفتار بار-تغییر مکان هر یک از اجزای سیستم الاستیک-پلاستیک کامل می‌باشد.
- اتصال ورق به قاب توان تأمین مقاومت کششی ورق را دارد.
- نسبت دهانه به ارتفاع طوری در نظر گرفته شده تا رفتار پانل به صورت برشی محض باشد.

با توجه به مفاهیم ارائه شده در روش PFI [V] مبنی بر محاسبه ظرفیت تک تک اعضای قاب و تجمیع آنها، ظرفیت برشی کل سیستم، V ، برابر با مجموع ظرفیت برشی ورق V_p و ظرفیت برشی ستون قوی V_{sc} و ظرفیت برشی ستون ضعیف V_{wc} می‌باشد.

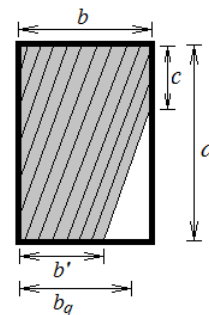
$$V = V_p + V_{sc} + V_{wc} \quad (1)$$

ظرفیت برشی ورق فولادی با فرض توزیع غیریکنواخت میدان کششی از رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$V_p = \frac{1}{2} \sigma_{ty} \cdot t \cdot b_q \sin(2\alpha) \quad (2)$$

که در آن σ_{ty} تنش تسلیم کششی ورق برشی، t ضخامت ورق، α زاویه میدان کششی و b_q دهانه موثر برای عملکرد برشی پانل می‌باشد. رابطه فوق مشابه رابطه پیشنهادی Sabouri-Ghomi [V] می‌باشد که به جای پارامتر b پارامتر b_q جایگزین شده است. دهانه موثر ورق بخشی از دهانه ورق است که تأثیر ناحیه عدم مشارکت ورق در آن لحاظ شده است.

با توجه به عدم برقراری میدان کششی در کل ورق نه می‌توان کل دهانه یعنی مقدار b را به عنوان دهانه موثر در نظر گرفت و نه می‌توان تنها عرض ناحیه مشارکت b' را در نظر گرفت. یعنی b_q مقداری ما بین b و b' می‌باشد. در شکل (۳) مفهوم پارامتر b_q و b' به طور شماتیک توضیح داده شده است.

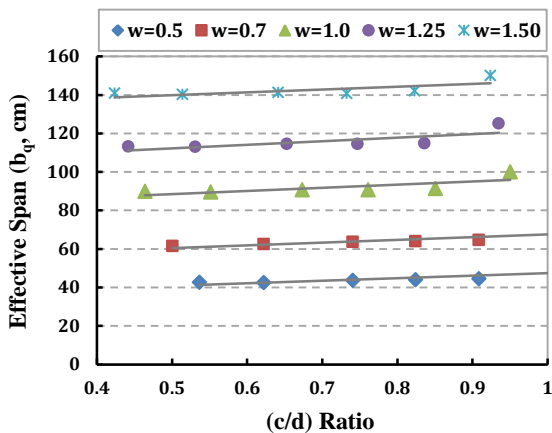


شکل ۳- پارامترهای میدان کششی با توزیع جزئی

با توجه به پیچیدگی رفتار ورق در شکل تسلیم نامتقارن خود ارائه یک رابطه هندسی ممکن است اندکی غیر دقیق و گمراه کننده باشد. از این رو بهتر است رابطه‌ای بر مبنای مطالعات عددی پیشنهاد گردد. بنابراین یک مجموعه مطالعه عددی با نرم افزار ABAQUS و با فرض المان shell برای ورق و المان beam برای تیرها و ستون‌ها برای تخمین رابطه‌ای برای b_q انجام می‌گیرد. این مدل‌های عددی محدوده‌ای از تغییرات w یعنی نسبت دهانه به ارتفاع ($w=b/d$) و نسبت اساس مقطع پلاستیک ستون ضعیف به قوی که در نهایت منجر به استخراج پارامتر (c/d) می‌شود را در بر می‌گیرد. در نهایت رابطه عددی پیشنهادی برای b_q به شرح زیر می‌باشد.

$$b_q = \left[-15.26 \left(\frac{b}{d} \right)^2 + 32.26 \left(\frac{b}{d} \right) \right] \left(\frac{c}{d} \right) + 96.61 \left(\frac{b}{d} \right) - 14.92 \quad (3)$$

در این رابطه b دهانه پانل برشی، d ارتفاع پانل برشی و c طول مشارکت ستون ضعیف در عملکرد میدان کششی می‌باشد. شکل (۴) نمودار تغییرات b_q در مقابل نسبت (c/d) و برای نسبت‌های مختلف $(w=b/d)$ را نشان می‌دهد که رابطه (۳) از آن استخراج شده است.



شکل ۴- نمودارهای تغییرات b_q در مقابل نسبت (c/d) برای مقادیر مختلف نسبت $(w=b/d)$

تغییر مکان ورق فولادی را می‌توان با مساوی قرار دادن کار انجام شده توسط نیروی برشی ناشی از تنش‌های مذکور در میدان کششی موثر ورق با انرژی کرنشی میدان کششی موثر ورق فولادی محاسبه نمود.

$$\frac{1}{2} \sigma_{ty} \cdot t \cdot b_q \cdot \sin(2\alpha) \times U_p = \frac{\sigma_{ty}^2}{2E_s} t \cdot b_q \cdot d \quad (4)$$

$$U_p = \frac{2\sigma_{ty}}{E \sin(2\alpha)} d \quad (5)$$



$$V_{sc} = \frac{2M_{psc}}{d} \quad (7)$$

$$V_{wc} = \frac{2M_{pwc}}{c} \quad (8)$$

که M_{psc} لنگر پلاستیک ستون قوی می‌باشد.

تغییر مکان جانبی نقطه بالایی قاب در اثر ایجاد مفصل پلاستیک در ستون قوی را می‌توان از رابطه (۹) تعیین نمود.

$$U_{sc} = \frac{M_{psc} \cdot d^2}{6EI_{sc}} \quad (9)$$

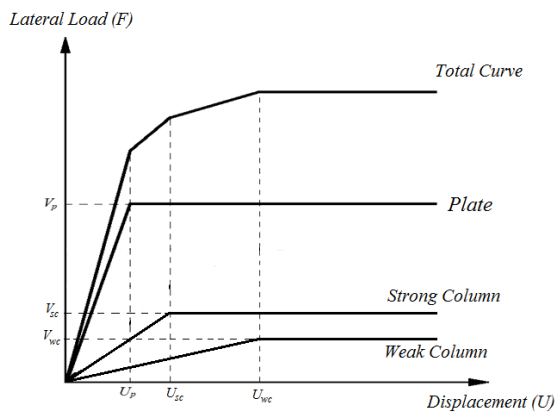
که در آن I_{sc} ممان اینرسی ستون قوی می‌باشد.

تغییر مکان جانبی قاب در اثر ایجاد مفصل پلاستیک در ستون ضعیف که شامل تغییر مکان الاستیک و پلاستیک است به صورت زیر می‌باشد:

$$U_{wc} = \frac{M_{pwc} \cdot c^2}{6EI_{wc}} + \frac{M_{pwc} \cdot (d - c) \cdot c}{EI_{wc}} \quad (10)$$

که در آن I_{wc} ممان اینرسی ستون ضعیف می‌باشد.

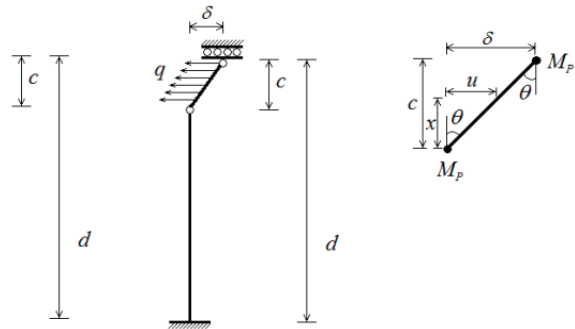
با توجه به روابط شماره (۲)، (۷) و (۸) می‌توان به ترتیب ظرفیت ورق، ستون قوی و ستون ضعیف را محاسبه کرد. همچنین با استفاده از روابط شماره (۵)، (۹) و (۱۰) به ترتیب تغییر مکان سه مؤلفه مذکور محاسبه می‌گردد. با تجمیع این روابط، منحنی اندرکنش ورق و قاب برای سیستم مذکور به صورت شکل (۶) قابل نمایش است.



شکل ۶- نمودار نیرو-تغییر مکان ورق، ستون قوی و ستون ضعیف و نمودار برآیند سیستم

حالت خاصی از روابط فوق حالتی است که مشخصات ستون ضعیف برابر با مشخصات ستون قوی باشد که در این حالت با جاگذاری مقدار d به جای پارامتر c روابط پیشنهاد شده توسط Sabouri-Ghomi و Roberts [۶] بدست می‌آیند که صحت عملکرد روابط پیشنهاد شده برای حالت خاص $c=d$ را نشان می‌دهد.

که در این رابطه E مدول ارتجاعی مقطع و d ارتفاع پانل برشی می‌باشد. رابطه (۵) کاملاً مشابه رابطه پیشنهاد شده توسط Roberts و Sabouri-Ghomi [۶ و ۷] می‌باشد. لازم به ذکر است در محاسبه انرژی کرنشی ورق فولادی، جهت سادگی از در نظر گرفتن ناحیه دوزنقه‌ای بالای ناحیه عدم مشارکت صرف نظر شده است.



شکل ۵- دیاگرام نیروها در ستون ضعیف و نحوه محاسبه پارامتر c

برای محاسبه پارامتر c یعنی طول مشارکت المان مرزی ضعیف در باربری نیروهای میدان کششی، مطابق شکل (۵)، با فرض رفتار تیر یک سرگیردار و یک سر غلطکی برای ستون ضعیف و با برابر قرار دادن کار خارجی انجام شده توسط سیستم با کار داخلی سیستم، به صورت زیر خواهیم داشت [۹]:

$$c = \frac{4M_{pwc}}{\sigma_{ty}t \sin^2(\alpha)} = \frac{2}{\sin(\alpha)} \sqrt{\frac{M_{pwc}}{\sigma_{ty}t}} \quad (6)$$

که در آن M_{pwc} ممان پلاستیک ستون ضعیف می‌باشد. در شکل (۵) مقدار q برابر با مؤلفه افقی بار گسترده اعمال شده از سمت ورق به ستون ضعیف، δ برابر با تغییر مکان جانبی ستون ضعیف، θ زاویه دوران محل مفصل پلاستیک در ستون ضعیف می‌باشد که برای محاسبه مقدار c در رابطه (۶) مورد استفاده قرار می‌گیرند که به منظور خلاصه‌سازی از بیان تفصیلی نحوه محاسبه اجتناب شده است. با استناد به تئوری PFI و مطالعات انجام شده Sabouri-Ghomi و Roberts [۶]، Sabouri-Ghomi و [۷] و Sabouri-Ghomi و Ventura [۸]، برای سیستم‌های متداول دیوار برشی در نظر گرفتن مقدار $\alpha = 45^\circ$ برای زاویه امتداد میدان کششی فرض قابل قبول می‌باشد. در این مطالعه نیز برای ساده‌سازی محاسبات مقدار 45° درجه برای زاویه میدان کششی فرض می‌گردد. ظرفیت برشی ستون قوی و ستون ضعیف قاب را می‌توان به ترتیب از روابط (۷) و (۸) تعیین نمود که محاسبات آن در روش PFI و در مطالعات Roberts و Sabouri-Ghomi [۶] ارائه شده است.

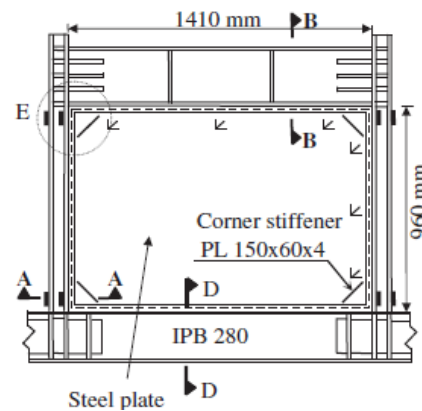


۳- بررسی‌های عددی اجزای محدود

در این مطالعه برای نمایش صحت فرضیات به کار گرفته شده در توسعه روابط تحلیلی از مدلسازی عددی بهره گرفته می‌شود. در ابتدا به منظور اطمینان از صحت مدلسازی عددی، رفتار یک دیوار برشی با ستون‌های یکسان بر مبنای مطالعه آزمایشگاهی Sajjadi و Sabouri-Ghomi در سال ۲۰۱۲ [۱۰] به روش عددی انجام شده و نتایج با یکدیگر مقایسه می‌گردد. پس از اطمینان از صحت نتایج، رفتار نمونه‌های مختلف دیوار برشی فولادی با ستون‌های غیریکسان بررسی می‌شود. برای انجام مدلسازی عددی از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS استفاده شده است [۱۴]. از آنجائیکه هدف از این مدلسازی استخراج نیروها و تغییرشکل‌های کلی سیستم بوده و ضرورتی جهت بررسی مشخصات تنش‌ها و کرنش‌ها در نقاط جزئی سیستم وجود نداشته بنابراین جهت کاستن از حجم مدلسازی عددی از المان‌های خطی B31 برای مدلسازی ستون‌ها و تیرها استفاده شده است. جهت مدلسازی ورق برشی نیز از المان صفحه‌ای S4 استفاده شده است.

۳-۱ صحت سنجی روش عددی با یک مدل آزمایشگاهی

مدل آزمایشگاهی انتخاب شده برای صحت سنجی روش عددی، مربوط به نتایج یک آزمایش بر روی یک سیستم دیوار برشی فولادی با ستون‌های یکسان در طرفین می‌باشد. مدل مورد آزمایش در مقیاس ۱/۳ بوده و تحت بارگذاری چرخه‌ای تحت پروتکل بارگذاری ATC-24 قرار گرفته است. شکل ۷ نمای کلی از نمونه مورد آزمایش را نشان می‌دهد. برای تیرها و ستون‌ها از فولاد با تنش تسلیم ۴۱۴/۹ MPa و تنش نهایی ۵۵۱/۸ MPa و برای ورق برشی از فولاد با تنش تسلیم ۱۹۲/۴ MPa و تنش نهایی ۲۷۷/۲ MPa استفاده شده است.



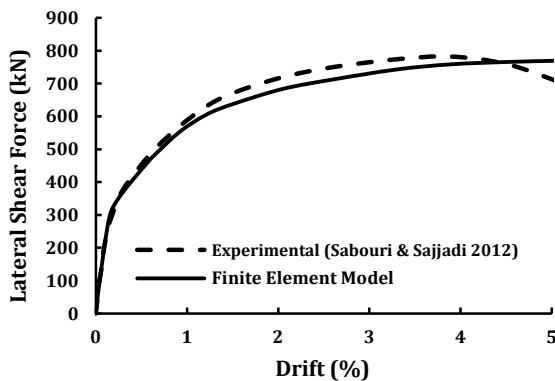
شکل ۷- شمای کلی نمونه آزمایشگاهی صحت سنجی شده [۱۰]

در جدول (۱) مشخصات هندسی مقاطع استفاده شده در مدل آزمایشگاهی بیان شده است. همچنین در شکل (۹-الف) مدل عددی اجزای محدود به همراه شرایط تکیه‌گاهی و بارهای وارده ارائه شده است. در مدلسازی عددی استفاده شده برای صحت سنجی روش عددی سعی شده تا رفتار مصالح در محدوده ناحیه پلاستیک در رفتار مصالح در نظر گرفته شود.

جدول ۱- مشخصات هندسی مقاطع مدل آزمایشگاهی

اعضا	بال		جان	
	عرض (mm)	ضخامت (mm)	عرض (mm)	ضخامت (mm)
تیر	۱۴۰	۲۰	۲۵۰	۲۰
ستون	۱۴۰	۱۵	۶۰	۲۰

همانطور که در شکل (۸) ملاحظه می‌شود، انطباق قابل قبولی در منحنی بار تغییرمکان مدلسازی عددی با نمونه آزمایش شده مشاهده می‌گردد. لازم به ذکر است منحنی بار تغییرمکان آزمایشگاهی شکل (۸) پوشش منحنی‌های بار تغییرمکان حاصل از آزمایش سایکلک نمونه بوده است. شکل (۹-ب) کانتور تغییرشکل مدل عددی و شکل (۹-ج) فرم تغییرشکل واقعی نمونه در انتهای آزمایش را نشان می‌دهد که بیانگر انطباق مناسب مدل عددی و نمونه آزمایش از نظر فرم تغییرشکلی و کماتشی ورق نیز می‌باشد.

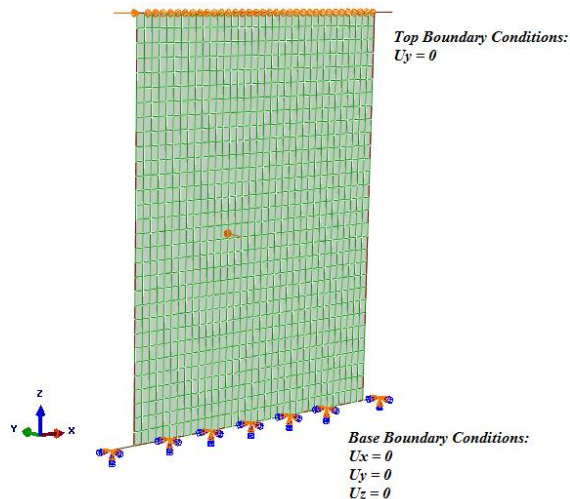


شکل ۸- مقایسه نتایج حاصل از آزمایش و شبیه سازی اجزای محدود

۳-۲ صحت سنجی روابط تحلیلی با روش عددی

پس از اطمینان از دقت مدل اجزای محدود در محدوده الاستیک و ناحیه سخت شونده پلاستیک، مجموعه‌ای از مدلسازی‌های عددی برای بررسی صحت روابط پیشنهاد شده انجام می‌گیرد. لازم به ذکر است با توجه به اینکه یکی از فرضیات

دیگری بر مبنای تغییر مشخصات هندسی ستون ضعیف از ضعیف به قوی بر روی سیستم انجام می‌گیرد. مصالح انتخاب شده برای هر دو دسته مدل یکسان در نظر گرفته شده است. مدول ارتجاعی در نظر گرفته شده برای فولاد برابر $E=2/1e6$ و مقدار ضریب پواسون برابر با $0/3$ در نظر گرفته شده است. تنش تسلیم مصالح برای ستون قوی و ضعیف برابر با 289 MPa ، برای ورق برشی برابر با 323 MPa و برای تیر برابر با 328 MPa منظور شده است.



شکل ۱۰- شرایط مرزی در نظر گرفته شده برای مدل های عددی

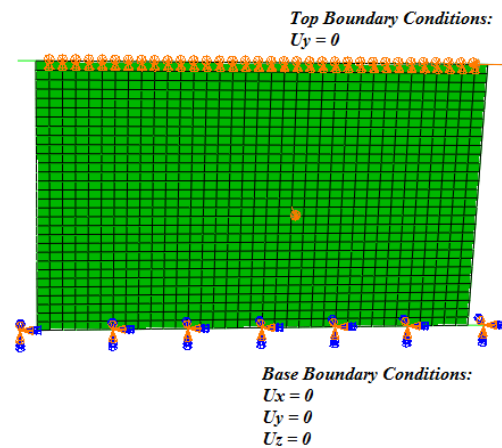
۳-۲-۱ سناریو اول : مدل های عددی با تغییر نسبت دهانه به ارتفاع

بدین منظور پارامتر $\omega = b/d$ به عنوان نسبت دهانه به ارتفاع سیستم انتخاب می‌شود. از آنجائیکه یکی از اصلی ترین فرض های حاکم بر توسعه روابط تحلیلی فرض عملکرد برشی محض سیستم بوده است بنابراین محدوده ω به گونه ای انتخاب می‌گردد تا از مقدار $0/5$ که رفتار پانل از حالت برش محض دورتر است به مقدار $1/7$ که رفتار پانل به حالت برش محض نزدیک تر است تغییر یابد. تا میزان انطباق و پوشش روابط در محدوده رفتار خمشی و برشی مشخص گردد. در جدول (۲) محدوده انتخاب شده برای ω نشان داده شده است.

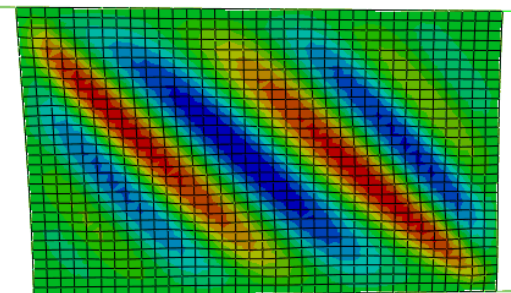
جدول ۲- مشخصات نسبت دهانه به ارتفاع نمونه های مورد بررسی

Case 6	Case 5	Case 4	Case 3	Case 2	Case 1	ω
1/70	1/50	1/25	1/10	0/70	0/50	

برای سهولت در تغییر پارامترها ارتفاع مقطع به صورت ثابت و برابر با 1000 mm در نظر گرفته شده و سعی شده تا



الف) مدل عددی صحت سنجی شده به همراه شرایط مرزی



ب) شکل تغییر شکل یافته نمونه در مدل سازی



ج) شکل تغییر شکل یافته نمونه مورد آزمایش و همخوانی فرم تغییر شکلی نمونه آزمایش با مدل عددی

شکل ۹- نمایش مدل سازی عددی و همخوانی تغییر شکل نمونه عددی و واقعی

اصولی روابط تحلیلی رفتار الاستیک-پلاستیک کامل مصالح بوده است بنابراین در مدل سازی عددی نیز سعی شده تا رفتار مصالح به صورت الاستیک-پلاستیک کامل در نظر گرفته شود. شکل (۱۰) شرایط مرزی در نظر گرفته شده برای مدل های عددی مورد مطالعه را بیان می‌نماید. برای انجام مطالعات عددی دو سناریو یکی بر مبنای تغییر نسبت دهانه به ارتفاع دیوار و

و تحلیلی بوده و بیانگر جامعیت روابط تحلیلی پیشنهاد شده برای سناریو اول یعنی تغییرات نسبت دهانه به ارتفاع می‌باشد.

۲-۲-۳ سناریو دوم: مدل‌های عددی با تغییر مشخصات مقطع ستون ضعیف

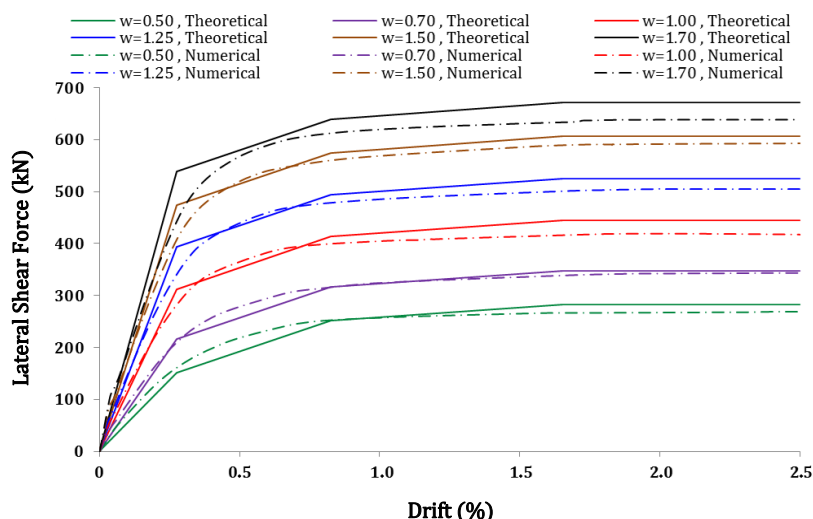
در یک بررسی دیگر ۶ مدل عددی با تغییرات مشخصات سطح مقطع ستون ضعیف مورد مطالعه قرار می‌گیرد. در این بررسی برای ثابت نگاه داشتن سایر پارامترها مقدار دهانه و ارتفاع نمونه در تمامی مدل‌ها ثابت و به ترتیب برابر با ۷۰۰ mm و ۱۰۰۰ mm در نظر گرفته می‌شود. نسبت $\gamma = S_{wc}/S_{sc}$ به عنوان نسبت اساس مقطع پلاستیک ستون ضعیف به ستون قوی، به عنوان پارامتر γ تعریف می‌شود. مقدار γ از مقداری ناچیز و نزدیک به صفر تا مقداری نزدیک به یک برابر با مشخصات ستون قوی انتخاب می‌شود. البته لازم به ذکر است جهت حفظ تناسب در تغییر مکان پلاستیک ستون ضعیف سعی شده تا نسبت ممان اینرسی ستون ضعیف به ستون قوی نیز به این مقدار نزدیک باشد.

تغییرات مدل‌ها با تغییر عرض دهانه محقق گردد. در این سناریو مشخصات هندسی نمونه‌ها مانند مشخصات ستون قوی، مشخصات ستون ضعیف، مشخصات ورق و ویژگی‌های مصالح برای تمام نمونه‌ها ثابت در نظر گرفته شده است. مشخصات هندسی مقاطع استفاده شده در مدل‌های عددی در جدول (۳) نشان داده شده است.

جدول ۳- مشخصات هندسی مقاطع استفاده شده در مدل‌های عددی

اعضا	بال		جان	
	عرض (mm)	ضخامت (mm)	عرض (mm)	ضخامت (mm)
تیر	۲۰۰	۲۰	۲۳۰	۲۰
ستون قوی	۱۸۰	۱۸	۴۴	۱۰
ستون ضعیف	۸۰	۱۰	۶۰	۵

در شکل (۱۱) نمودار منحنی بار-تغییر مکان حاصل از روابط تحلیلی و مدل‌های عددی برای سناریو اول نشان داده شده است. نتایج حاکی از انطباق مناسب بین نمودارهای عددی



شکل ۱۱- منحنی بار-تغییر مکان تحلیلی و عددی برای مدل‌های سناریو اول

نظر گرفته شده است و فقط مشخصات هندسی مقطع ستون ضعیف در مدل‌ها تغییر می‌یابد. مشخصات هندسی مقاطع استفاده شده در مدل‌های عددی در جدول (۵) آورده شده است. در شکل (۱۲) نمودار منحنی‌های بار-تغییر مکان تحلیلی و عددی برای مدل‌های دسته دوم نشان داده شده است. همانگونه که از شکل قابل مشاهده است انطباق مناسبی بین نمودارهای روابط تحلیلی و مدل‌سازی عددی مشاهده می‌شود. در نسبت‌های ۰/۱ و ۰/۲ مقدار ناچیزی اختلاف در سختی اولیه

در جدول شماره (۴) محدوده انتخاب شده برای γ نشان داده شده است.

جدول ۴- نسبت مشخصات هندسی مقطع ستون قوی به ضعیف

Case 12	Case 11	Case 10	Case 9	Case 8	Case 7	γ
۱/۷۰	۱/۵۰	۱/۲۵	۱/۱۰۰	۰/۷۰	۰/۵۰	

مشخصات هندسی نمونه‌ها مانند مشخصات ستون قوی، مشخصات ورق و ویژگی‌های مصالح برای تمام مدل‌ها ثابت در



جدول ۵- مشخصات هندسی مقاطع در مدل‌های عددی

اعضا	بال		جان	
	عرض (mm)	ضخامت (mm)	عرض (mm)	ضخامت (mm)
$\gamma=0/1$	۵۰	۸	۴۴	۵
$\gamma=0/2$	۸۰	۱۰	۴۰	۵
$\gamma=0/4$	۱۱۰	۱۲	۵۰	۴
$\gamma=0/6$	۱۳۵	۱۴	۴۹	۵
$\gamma=0/8$	۱۶۰	۱۶	۴۶	۵
$\gamma=1/00$	۱۸۰	۱۸	۴۴	۱۰

مشاهده می‌شود اما در مابقی مدل‌ها هم در سختی اولیه و هم در مقاومت نهایی انطباق مناسبی مشاهده می‌شود.

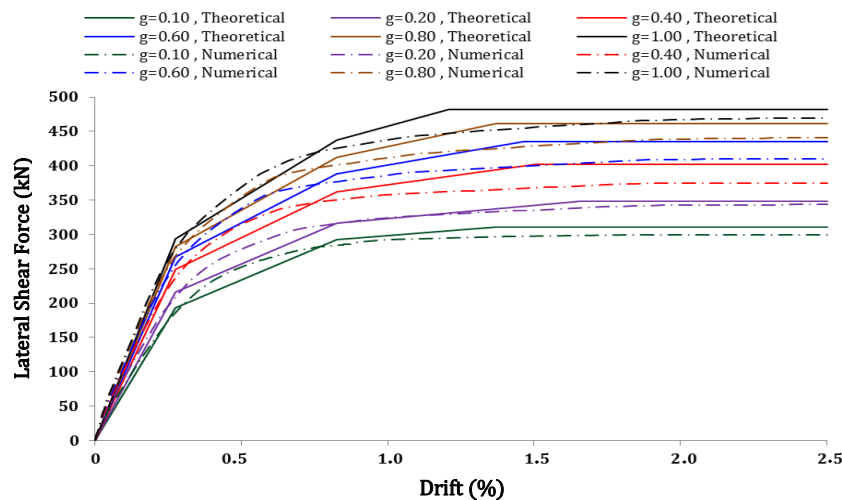
۴- محاسبه و مقایسه خطا

برای ارزیابی میزان خطا و اختلاف مابین نتایج حاصل از روابط تحلیلی و نتایج عددی چهار معیار سختی اولیه، مقاومت تسلیم، مقاومت نهایی و مقدار جذب انرژی تا دریافت ۲/۵ درصد در نظر گرفته می‌شود. در ادامه چهار پارامتر معرفی شده فوق برای دو سناریو بیان شده در شکل‌های (۱۳) و (۱۴) مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

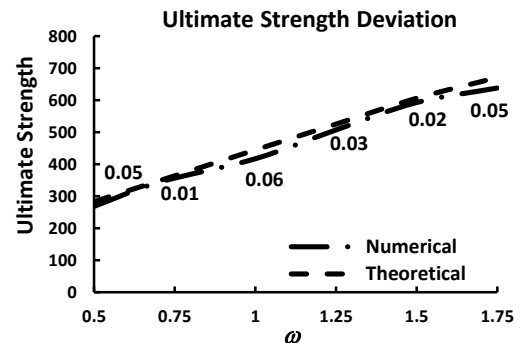
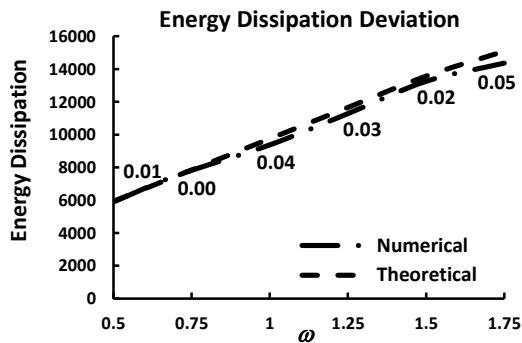
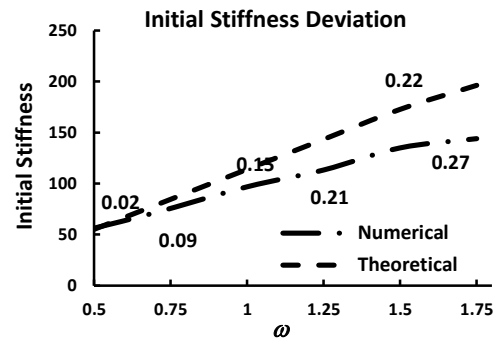
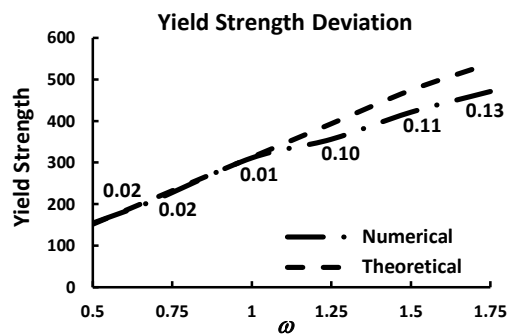
با توجه به شکل (۱۳) مشاهده می‌شود که اختلاف در سختی اولیه در حالت عددی و تحلیلی برای نسبت‌های w برابر با ۰/۵ و ۰/۷ ناچیز بوده و برای نسبت‌های بیشتر از ۱ افزایش

چشمگیر می‌باشد. اختلاف بین مقاومت‌های تسلیم در روش عددی و تحلیلی برای نسبت‌های کم ناچیز می‌باشد و برای نسبت بالاتر از ۱ اختلاف قابل توجه می‌باشد. مقدار اختلاف بین مقاومت نهایی در محدوده ۱ الی ۶ درصد می‌باشد. اختلاف بین مقادیر جذب انرژی در حالت عددی و تحلیلی در محدوده بین ۰ الی ۵ درصد می‌باشد. نتایج حاصل از انطباق مناسب نتایج عددی و تحلیلی برای نسبت‌های مختلف دهانه به ارتفاع بوده و تنها سختی اولیه برای نسبت‌های بیش از ۱ اختلاف قابل توجه دارد. همچنین نمودارهای خطای ۴ پارامتر مذکور برای مدل‌های سناریو دوم به صورت شکل (۱۴) می‌باشد.

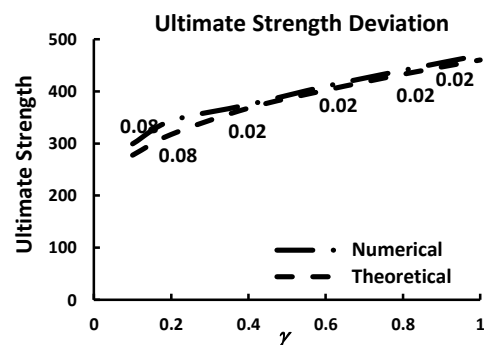
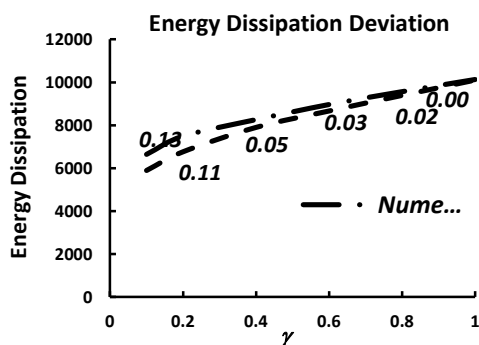
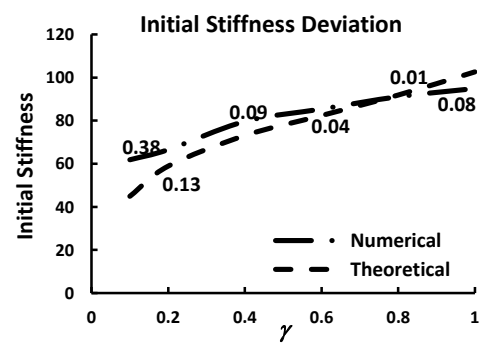
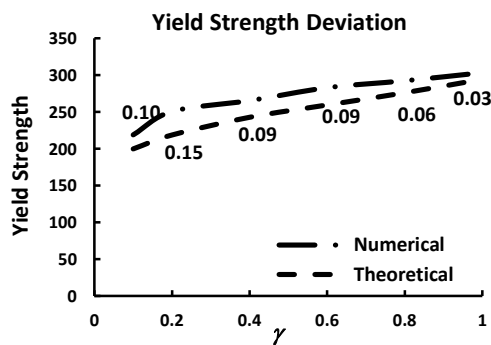
همانگونه که در شکل (۱۴) مشاهده می‌شود مقادیر سختی اولیه که در حالت عددی و تحلیلی ابتدا اختلاف نسبتاً چشمگیر داشته و برای پارامتر γ بزرگتر از ۰/۴ این مقدار کمتر می‌گردد. اختلاف بین مقاومت تسلیم در روش عددی و تحلیلی از محدوده ۱۰ درصد آغاز و در نهایت به ۳ درصد ختم می‌شود. مقدار اختلاف بین مقاومت نهایی در ابتدا در حدود ۸ درصد و پس از $\gamma=0/4$ به حدود ۲ درصد می‌رسد که مقدار بسیار ناچیز و کاملاً قابل قبول می‌باشد. اختلاف بین مقادیر جذب انرژی در حالت عددی و تحلیلی برای دو نسبت ۰/۱ و ۰/۲ کم و در حدود ۱۳ درصد و برای نسبت ۰/۴ و بیشتر برابر بسیار ناچیز بوده و برای نسبت ۱ در حدود صفر درصد می‌باشد. در کل می‌توان مشاهده نمود که مقدار اختلاف بین منحنی‌های عددی و تحلیلی بسیار ناچیز می‌باشد.



شکل ۱۲- منحنی بار-تغییر مکان تحلیلی و عددی برای مدل‌های سناریو دوم



شکل ۱۳- مقایسه نمودار بار تغییر مکان حاصل از روابط تحلیلی و مدل سازی عددی برای مدل های سناریو اول



شکل ۱۴- مقایسه نمودار بار تغییر مکان حاصل از روابط تحلیلی و مدل سازی عددی برای مدل های دسته دوم



۵- نتیجه گیری

در این مطالعه روابط تحلیلی برای پیش‌بینی رفتار دیوار برشی فولادی با ستون‌های غیریکسان پیشنهاد شده است. مبنای توسعه روابط تحلیلی بر مبنای روش PFI می‌باشد. مقایسه نتایج مدل‌های عددی صحت سنجی شده با نمونه آزمایشگاهی و روابط تحلیلی پیشنهادی بیانگر انطباق قابل قبول نتایج می‌باشند. برای تغییرات نسبت دهانه به ارتفاع پارامترهای مقاومت نهایی و جذب انرژی انطباق کامل برقرار است. برای پارامتر مقاومت تسلیم انطباق مناسب در حدود ۱۰ درصد اختلاف برقرار بوده و برای پارامتر سختی اولیه اختلاف بیش از ۱۰ درصد می‌باشد. دلیل این مغایرت را می‌توان در فرض ثابت گرفتن و غیردقیق بودن زاویه میدان کششی برای دهانه‌های متفاوت دیوار دانست و پیشنهاد می‌گردد روابطی برای محاسبه دقیق زاویه میدان کششی به عنوان مطالعات تکمیلی توسعه یابد. برای مدل‌های عددی با تغییرات نسبت سختی ستون ضعیف به قوی نیز در پارامترهای جذب انرژی و مقاومت نهایی انطباق نتایج مناسب و زیر ۱۰ درصد و برای پارامترهای مقاومت تسلیم و سختی اولیه در حدود ۱۰ درصد می‌باشد که انطباق مناسب و معقولی می‌باشد. در کل انطباق مناسب نتایج عددی و آزمایشگاهی نشانگر جامعیت روابط تحلیلی پیشنهادی می‌باشد.

۶- مراجع

- Walls", *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, Vol. 131, No. 6, pp. 878-889.
- [9] Choi, I.R. and Park, H. (2009), "Steel Plate Shear Walls with Various Infill Plate Designs", *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, Vol. 135, No. 7, pp. 785-796.
- [10] Sabouri-Ghomi, S. and Sajjadi, S.R.A. (2012), "Experimental and Theoretical Studies of Steel Shear Walls with and without Stiffeners", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 75, pp. 152-159.
- [11] Sajjadi, S.R.A. (2009), Behavior of Steel plate Shear Walls Opening, PhD Thesis, Khajeh Nasir Toosi University of Technology, Tehran, Iran.
- [12] Wang, M., Yang, W., Shi, Y. and Xu, J. (2015), "Seismic Behaviors of Steel Plate Shear Wall Structures with Construction Details and Materials", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 107, pp. 194-210.
- [13] Kurata, M., Leon, R.T., Desroches, R. and Nakashima, M. (2012), "Steel Plate Shear Wall with Tension-Bracing for Seismic Rehabilitation of Steel Frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 71, pp. 92-103.
- [14] Abaqus finite element software, Dassault Systems Simulia Corp., Providence, RI, USA
- [۱۵] صبوری قمی، س.، موسوی قیه قشلاقی، س.پ. (۲۰۱۵)، "بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی با ستون‌های غیریکسان"، هفتمین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.
- [1] Timler, P., Ventura, C., Prion, H. and Anjan, R. (1998), "Experimental and Analytical Studies of Steel Plate Shear Walls as Applied to the Design of Tall Buildings", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 7, Vol. 3, pp. 233-249.
- [2] Valizadeh, H., Sheidaii, M. and Showkati, H. (2012), "Experimental Investigation on Cyclic Behavior of Perforated Steel Plate Shear Walls", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 70, PP. 308-316.
- [3] Sabouri-Ghomi, S. and Mamazizi, S. (2015), "Experimental investigation on stiffened steel plate shear walls with two rectangular openings", *Thin-Walled Structures*, Vol. 86, pp. 56-66.
- [4] Thorburn, L.J., Kulak, G.L. and Montgomery, C.J. (1983), "Analysis and Design of Steel Shear Wall System", *Structural Engineering Report 107*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Canada.
- [5] Timler, P.A. and Kulak, G.L. (1983), "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls", *Structural Engineering Report 114*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Canada.
- [6] Roberts, T.M. and Sabouri-Ghomi, S. (1991), "Hysteretic Characteristics of Unstiffened Plate Shear Panels", *Thin Walled Structure*, Vol. 12, No. 7, pp. 145-162.
- [7] Sabouri-Ghomi, S. (2002), "Lateral Load Resisting an Introduction to Steel Plate Shear Walls", 1st ed. Anghizeh Publishing Co.; 2002. Tehran, Iran.
- [8] Sabouri-Ghomi, S., Ventura, C.E. and Kharrazi, M.H.K. (2005), "Shear Analysis and Design of Ductile Steel Plate





بررسی رفتار اتصال پیچی با ورق انتهایی در قاب سه طبقه فولادی با روش اجزای محدود

سید محمدرضا مرتضوی^{۱*}، بهروز زعیم‌دار^۲

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۶۷۸۱۵۸۱۱، mortazavi@srttu.edu

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۱۰/۱۳، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۵/۰۴/۲۳)

چکیده

به دلیل عدم قطعیت‌های متعدد در زمان ساخت، نصب اتصالات فلنجی و پیچیدگی‌های رفتار نیمه‌گیرداری آنها، رفتار این اتصالات در سازه با رفتار آنها وقتی بصورت جداگانه مورد مطالعه قرار می‌گیرند، متفاوت است. در تحقیق حاضر، رفتار یک نمونه سیستم اتصالات فلنجی در شرایط واقعی در یک قاب سه طبقه فولادی سه بعدی به روش حل مسئله معکوس تعیین شده است. برای شبیه‌سازی رفتار اتصال در مدل اجزای محدود قاب سه طبقه فولادی سه بعدی، از شش المان خطی در میان دو صفحه اتصال که با فاصله کوچکی از یکدیگر قرار دارند استفاده شد. فرکانس‌های شش مود اول سازه به ازای مدول یانگ‌های مختلف برای المان تیر با استفاده از آنالیز مودال به دست آمد. با انجام فرایند بهنگام‌سازی برای مدل اجزای محدود قاب سه طبقه فولادی سه بعدی از طریق کاهش تفاوت فرکانس‌های طبیعی تجربی و تحلیلی آن، المان تیر با مدول یانگ مشخص جایگزین سیستم اتصال فلنجی تعیین گردید. مدل بهنگام شده، ضمن ارائه تقریب بسیار خوب از فرکانس‌های طبیعی قاب سه طبقه فولادی سه بعدی، یک رفتار انعطاف‌پذیر را در درجات آزادی مختلف برای اتصال به دست می‌دهد و می‌تواند رفتار نیمه‌گیرداری اتصال را در سازه به خوبی نشان دهد. تعیین فرکانس طبیعی به عنوان یکی از پارامترهای مهم تحلیل دینامیکی یک سازه از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد. کارهای انجام شده در زمینه تعیین فرکانس‌های طبیعی یک سازه نشان می‌دهد که تفاوت قابل توجهی بین نتایج تجربی و تحلیلی متعارف سازه‌ها وجود دارد که یکی از دلایل این تفاوت به نحوه ساده‌سازی مدل مسئله برمی‌گردد.

واژگان کلیدی

اتصالات پیچی با ورق انتهایی، قاب سه طبقه فولادی سه بعدی، بهنگام‌سازی، روش معکوس، فرکانس طبیعی

Finite Element Model of a Three Story Steel Frame with Bolted Connections and End Plates

S.M.R. Mortazavi, B. Zaeimdar

Abstract

Due to uncertainties manufacture of flange connections and complexity of their semi-rigid behavior, the behavior of such joints in the structure and the behavior of them when they are studied separately is different. In the present study, the behavior of a flanged joint system in real condition in a three story steel frame, three dimensional inverse problem solving method has been determined. To simulate the behavior of such a joint (beam elements and two plates with small gap from each other), a three story steel frame was modeled using finite element method. Frequencies vibration modes of structure for different modulus of elasticities were obtained using modal analysis. For the updating process for the three story steel frame, three dimensional finite element model by reducing the differences between experimental and analytical natural frequencies, the element beam flange connection system was replaced with specified Young's modulus. Updated model, while providing a good approximation of natural frequencies in three story steel frame, a flexible behavior in different degrees of freedom could be attained to demonstrate the semi-rigid behavior in the structure.

Keywords

Bolted connections with end plate, Three story model, Updating method, Inverse method, Natural frequencies



به منظور طراحی ایمن و اقتصادی سازه‌ها در مهندسی عمران، پیش‌بینی رفتار آن‌ها تحت بارهای وارده ضروری است. این پیش‌بینی عمدتاً از طریق مطالعه مدل‌های تحلیلی که مدل فیزیکی مورد نظر را به صورت ریاضی شبیه‌سازی می‌کنند، انجام می‌شود. در این ارتباط به جرأت می‌توان گفت روش اجزای محدود به عنوان بهترین روش برای حصول مدل‌های تحلیلی در مهندسی سازه بکار برده می‌شود. در برخی از مدل‌سازی اجزای محدود سازه‌ها نیز وجود عدم قطعیت‌ها و پارامترهای مختلف منجر به عدم همخوانی رفتار مدل‌های اجزای محدود و سازه واقعی می‌گردد که می‌تواند سرمنشا تخمین‌های اشتباه در مورد سازه باشد. بنابراین همواره محققین برای پیش‌بینی بهتر رفتار سازه در شرایط مختلف نیاز به مدلی دارند که بتواند به خوبی توصیف‌کننده سازه‌ی مد نظر باشد. از طرفی اتصالات فلنجی بکار رفته در این نوع قاب نه یک اتصال صلب کامل و نه یک اتصال مفصلی کامل است؛ به عبارت دیگر سختی اتصال یکی از عدم قطعیت‌های موجود در رفتار اتصالات در جزء و کل سازه در مقیاس بزرگ‌تر هست که یکی از دلایل به وجود آمدن تفاوت‌ها میان نتایج مدل اجزای محدود و مدل تجربی می‌باشد. در نتیجه اقدام به بهبود رفتار سازه با بهنگام‌سازی مدل اجزای محدود با توجه به رفتار اتصالات شده است. برای تحلیل دینامیکی یک سازه لازم است پاسخ آن را تحت بارهای دینامیکی مختلف به صورت مناسب به دست آورد. بهنگام‌سازی روشی است که با استفاده از آن مدل تحلیلی توأم با خطا، عیب‌یابی و اصلاح می‌گردد. یک مدل اجزای محدود بهنگام‌سازی شده، پاسخ‌هایی به دست می‌دهد که در مقایسه با پاسخ‌های مدل اولیه، با تقریب بسیار بهتری رفتار واقعی سازه را مدل می‌کند. تهیه چنین مدلی، با وجود اینکه تنها پس از مرحله طراحی و ساخته‌شدن یک سازه مهندسی عمران می‌تواند انجام شود، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. این مسئله به طور خاص در مورد قاب‌های ساخته‌شده از سیستم اتصال فلنجی که شامل عدم قطعیت‌های زیادی بوده و تفاوت قابل‌ملاحظه‌ای بین نتایج تحلیلی و تجربی آن‌ها وجود دارد، نمود بیشتری می‌یابد. از سوی دیگر از نقطه نظر دینامیکی، دانستن مشخصات اصلی دینامیکی یک سازه به صورت دقیق می‌تواند به پیش‌بینی دقیق رفتار آن سازه تحت بارهای وارده دینامیکی منجر گردد. یکی از مهمترین پارامترهای دینامیکی سازه فرکانس طبیعی می‌باشد که هم در بحث طراحی و هم در بحث پیش‌بینی رفتار

و کنترل سازه کاربرد فراوان و اهمیت ویژه‌ای دارد. در روش‌های تحلیل دینامیکی متعارف سازه سعی می‌شود از روش‌های تحلیل طیفی و استاتیکی معادل بدلیل سهولت که نسبت به روش تاریخچه زمانی دارند استفاده شود [۱]. تعیین هرچه دقیق‌تر فرکانس طبیعی در دقت این روش‌ها نقش بسزایی دارد. برای بدست آوردن فرکانس طبیعی روش‌های تجربی و تحلیلی مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرد. از جمله روش‌های تحلیلی استفاده از مدل‌سازی اجزای محدود به عنوان یک روش مدل‌سازی کامپیوتری فراگیر و انجام آنالیز مودال تحلیلی بر روی آن است [۲]. پژوهش‌های پیشین انجام شده در این زمینه نشان می‌دهد که نتایج بدست آمده از روش‌های تجربی با نتایج حاصل از مدل‌های روش‌های تحلیلی متعارف تفاوت قابل توجه دارند. برای حل یک مسئله تحلیلی به روش عددی ابتدا یک مدل ریاضی از مدل واقعی تحت عنوان مرحله‌ی ایده‌آل‌سازی ایجاد می‌شود، سپس مدل ریاضی بر اساس یک روش عددی مثلاً اجزای محدود گسسته‌سازی شده و در مرحله‌ی آخر یعنی حل کردن، با حل مدل اجزای محدود نتایج بدست خواهند آمد. در حین این مراحل خطاهایی به وجود می‌آید که اجتناب‌ناپذیر می‌باشند. یکی از این خطاها، خطای گسسته‌سازی می‌باشد که به نحوه ساده‌سازی مدل مسئله برمی‌گردد. در پژوهش حاضر به بررسی چگونگی کاهش این خطا می‌پردازیم. Türker و Bayraktar (۲۰۱۰) [۳] یک قاب سه طبقه سه بعدی را به دو صورت تجربی و اجزای محدود با روش آنالیز مودال مورد بررسی قرار دادند. مدل اجزای محدود متعارف برای هر کدام از مدل‌های باندندی خطایی قابل توجه در حدود ۴۰٪ را نشان داد. Trombetti و همکارانش (۲۰۰۴) [۴] یک قاب سه طبقه فولادی با جرم متمرکز در سقف را نیز به صورت تجربی و اجزای محدود مورد بررسی قرار دادند که تفاوت قابل ملاحظه‌ای بین نتایج تحلیلی و تجربی مشاهده گردید. Loh و همکارانش (۲۰۰۹) [۵] نیز بر روی مدل واقعی و مدل اجزای محدود یک قاب شش طبقه، مطالعات گسترده‌ای انجام و تفاوت قابل توجهی را برای سه مود اول گزارش کرده است. در سازه‌هایی که از اتصالات نیمه صلب و پیچیده استفاده شده این تفاوت به طور قابل‌ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد. در این زمینه انجمن مهندسی عمران آمریکا با انجمن سازه‌های فولادی آمریکا و کادر علمی دانشگاه بریتیش کلمبیای کانادا (۲۰۰۳) یک سازه قابی فولادی سه طبقه دو دهانه در دو جهت با اتصالات نیمه صلب را مورد بررسی قرار داده و فرکانس‌های طبیعی آن را در دو حالت تجربی و اجزای محدود با استفاده از روش آنالیز مودال به

جفت در یک جهت در هر طبقه مهار شده‌اند. قاب مورد نظر از ستون‌هایی با مقطع IPE 140 تیرهایی با مقطع IPE 120 ساخته شده است. بادبندهای سقف و بادبندهای جانبی قاب در دهانه‌ی بزرگتر (۲ متری) با استفاده از میل‌گردهایی به قطر ۱۰ میلی‌متر و به صورت جفت اجرا شده‌اند. اتصالات مورد استفاده در این سازه از نوع فلنجی و به صورت تیر به تیر می‌باشند که دارای رفتار پیچیده، غیرخطی و متفاوت تحت بارهای رفت و برگشتی می‌باشد. اتصالات به علت مسائل اجرایی و آچارخور بودن پیچ و مهره‌ها و محدودیت بال ستون‌ها و از سویی دیگر به دلیل قرارگیری ورق اتصال بادبندها کمی جلوتر از محل اتصال تیر به ستون و به صورت تیر به تیر اجرا گردیدند. صفحات زیر ستون اجرا شده در قاب مورد بررسی با استفاده از سیستم رول بولت به کف آزمایشگاه سازه متصل شده و پس از اتصال سازه به کف آزمایشگاه زیر تمامی صفحه ستون‌ها با استفاده از گروت پر شده است.



شکل ۱- قاب سه طبقه فولادی [۹]

۳- نحوه مدل‌سازی در ANSYS Workbench

۳-۱- نرم افزار مورد استفاده

برای مدل‌سازی هرچه دقیق‌تر مدل از ANSYS Workbench نسخه ۱۲/۱ استفاده شده است. این نرم افزار شکل پیشرفته‌تر و بروزتر نرم افزار ANSYS Classic است که دارای محیطی با ویژگی بهتر نمایشی است و امکان استفاده‌ی نسبتاً ساده تر را فراهم می‌آورد [۱۰].

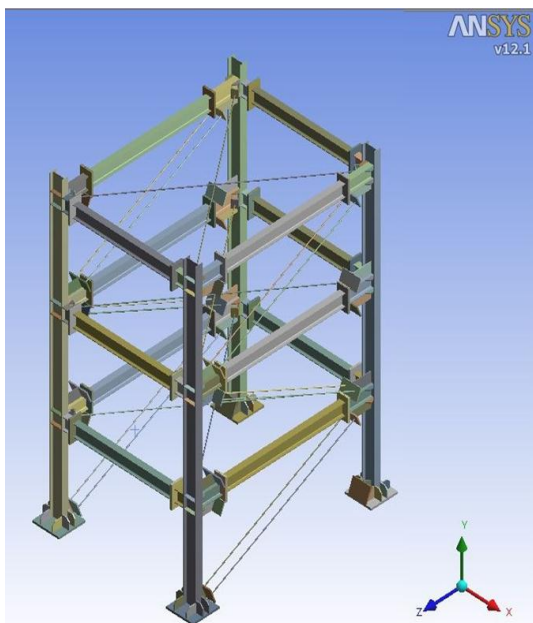
دست آوردند. نتایج مدل اجزای محدود خطایی حدود ۹۵٪ را نشان داد [۶]. Mahdavi و همکارانش (۲۰۱۲) [۷] یک قاب سه طبقه سه بعدی فولادی با اتصالات فلنجی تیر به تیر را مورد مطالعه قرار دادند که بررسی‌های انجام‌شده بر روی این قاب نشان می‌دهد که نتایج آنالیز مودال تجربی و اجزای محدود متعارف تفاوت قابل توجه‌ای دارند.

بررسی انجام شده بر روی یک قاب سه طبقه فولادی سه بعدی در مقیاس یک به سه واقعی در دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل توسط Davoodi و همکارانش (۲۰۱۲) [۸ و ۹] نشان داد که نتایج آنالیز مودال تجربی و آنالیز مودال تحلیلی مدل متعارف اجزای محدود در نرم افزار ANSYS Classic تفاوت قابل توجهی دارند. بدلیل این تفاوت قابل توجه در پژوهش حاضر برای کاهش خطای مدل‌سازی، مدل اجزای محدود با جزئیات و دقت بیشتر در نرم افزار ANSYS Workbench مدل شد. با توجه به ویژگی و پیچیدگی‌های اتصالات فلنجی و رفتار نیمه صلب و غیرخطی آنها و از آنجایی که برای تعیین فرکانس طبیعی از روش آنالیز مودال استفاده شده و آنالیز مودال در محدوده خطی قابل استفاده می‌باشد به همین دلایل این اتصالات را به دو شکل خطی مدل‌سازی کردیم. در مدل اول رفتار اتصالات فلنجی یکبار به صورت جوش و کاملاً گیردار در نظر گرفته شده و در مدل دوم این رفتار با تعریف شش المان خطی بین دو صفحه فلنج اتصال شبیه سازی شد. با روش آنالیز مودال شش فرکانس طبیعی مدل در دو حالت ذکر شده بدست آمد و نتایج حاصله با نتایج تجربی و تحلیلی مدل متعارف مورد مقایسه و بررسی قرار گرفت. این بررسی‌ها تطابق بسیار خوبی بین نتایج تجربی و نتایج حاصل از این دو مدل به خصوص در حالت استفاده از المان تیر برای بیان رفتار اتصالات فلنجی بکار برده شده در سازه را نشان می‌دهند.

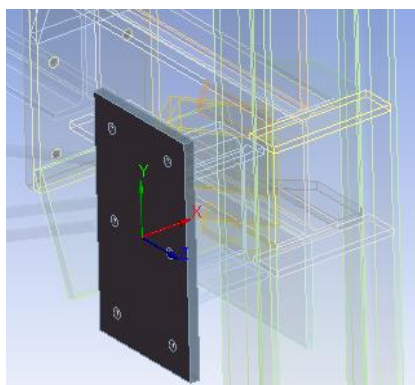
۲- تشریح مدل آزمایشگاهی

۲-۱- قاب سه طبقه فولادی سه بعدی

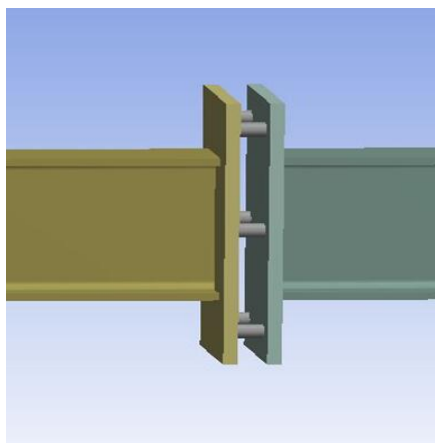
قاب مورد استفاده در پژوهش حاضر همانطور که در شکل (۱) نشان داده شده است، یک قاب سه طبقه فولادی است. این قاب در هر دو جهت دارای یک دهانه و سیستم سازه‌ای آن در هر دو جهت قاب خمشی است. طبقات این سازه به ارتفاع ۹۵ سانتی متر و در پلان یک مستطیل به ابعاد ۲ در ۱/۵ متر می‌باشند. هر سقف قاب با استفاده از بادبندهای ضربدری مهار شده است و دهانه‌ی بزرگتر قاب نیز با استفاده از بادبندهای



شکل ۲- مدل سازه در ANSYS Workbench



الف) المان‌های تیری در اتصالات فلنجی



ب) مدل جایگزین اتصال فلنجی با المان‌های تیری با بزرگ‌نمایی در ابعاد المان

شکل ۳- نمایش مدل‌سازی اتصالات فلنجی

۳-۲- مصالح مصرفی

برای این مدل سه نوع مصالح استفاده شده است. مصالح نوع اول فولاد ST37 می‌باشد که مشخصات مکانیکی این نوع فولاد در جدول (۱) بیان شده که برای ستون‌ها و ورق‌های اتصال مورد استفاده قرار گرفته است. مصالح نوع دوم برای بادبندها مورد استفاده قرار گرفته که به جهت ناچیز فرض کردن وزن بادبندها چگالی آن با نوع اول و سوم متفاوت است. مصالح نوع سوم نیز مشابه با نوع اول برای المان‌های تیر مورد استفاده قرار گرفته است.

جدول ۱- مصالح مورد استفاده در مدل

نوع سوم	نوع دوم	نوع اول	پارامترهای مصالح
۷۸۵۰	1×10^{-20}	۷۸۵۰	چگالی (kg/m^3)
$2/1 \times 10^{11}$	$2/1 \times 10^{11}$	$2/1 \times 10^{11}$	مدول الاستیسیته (N/m^2)
۰/۳	۰/۳	۰/۳	ضریب پواسون
$2/4 \times 10^8$	$2/4 \times 10^8$	$2/4 \times 10^8$	تنش تسلیم (N/m^2)
$3/7 \times 10^8$	$3/7 \times 10^8$	$3/7 \times 10^8$	تنش نهایی (N/m^2)

۳-۳- هندسه مدل

هندسه سازه مدل‌سازی شده در نرم افزار ANSYS Workbench در شکل (۲) نشان داده شده است. همانگونه که در شکل ملاحظه می‌شود مدل با جزئیات کامل می‌باشد. تمام سخت کننده‌های کف ستون و سخت کننده‌های اتصالات تیر و ستون و همه‌ی اعضا با ابعاد واقعی مدل شده و محل قرارگیری بادبندهای کف و جانبی کاملاً دقیق و منطبق با سازه واقعی می‌باشد.

۳-۴- مدل‌سازی اتصالات فلنجی

با توجه به ویژگی و پیچیدگی‌های بیان شده در مورد اتصالات فلنجی به ویژه در بارهای رفت و برگشتی و از آنجایی که برای تعیین فرکانس طبیعی از روش آنالیز مودال استفاده شده که آنالیز مودال در محدوده خطی قابل استفاده می‌باشد به همین دلایل برای مدل اتصالات فلنجی از ۶ المان تیر در میان دو صفحه فلنج برای معادل‌سازی مکانیزم انتقال نیرو توسط صفحات فلنج و پیچ، مطابق شکل (۳) استفاده شده است. درجات آزادی دو صفحه در دو جهت Y و Z مقید شده‌اند.

۳-۵- معرفی المان‌های مورد استفاده

در مدل‌سازی قاب از المان Solid 186 استفاده شده است. این المان دارای ۲۰ گره بوده و هر گره دارای ۳ درجه آزادی انتقالی می‌باشد. در مدلی که بین صفحات اتصال فلنجی از المان تیر استفاده شده است، در صفحات اتصال علاوه بر المان Solid 186 از المان Solid 187 نیز استفاده شده است. این المان دارای ۱۰ گره بوده و هر گره دارای ۳ درجه آزادی انتقالی می‌باشد [۱۰].

۳-۶- بادبندها

با توجه به اینکه در آنالیز مودال این مدل، مدهای محلی اضافی به خاطر وجود بادبندها بوجود می‌آید، برای کاهش محاسبات و زمان انجام تحلیل توسط نرم افزار یکبار به جای جرم بادبندها از جرم متمرکز در دو انتهای بادبند استفاده شده و فقط سختی بادبند مورد استفاده قرار گرفت و در حالت بعدی از جرم بادبندها که کمتر از سه درصد جرم کل سازه را شامل می‌شود صرف نظر شد. با توجه به نتایج نزدیک بهم در دو حالت بیان شده و اجتناب از حجم بالای محاسبات و زمان زیاد، از جرم بادبندها در مدل اصلی صرفه‌نظر شده است که برای این منظور همانگونه که در جدول (۱) نشان داده شده، چگالی مواد مصرفی برای بادبندها مقدار ناچیزی برابر $\rho = 1 \times 10^{-20} \text{ kg/m}^3$ در نظر گرفته شده است.

۳-۷- تعیین شرایط مرزی

اتصال تمام قطعات به یکدیگر اعم از تیر و ستون و سخت کننده‌ها با توجه به جوش شدن درسازه آزمایشگاهی به صورت کاملاً گیردار در نظر گرفته شده است. همچنین تمام درجات آزادی پای ستون به صورت کامل بسته شده است.

۴- بهنگام‌سازی مدل

برای مسئله بهنگام‌سازی مدل، تعاریف مختلفی در ادبیات فنی وجود داشته و از جنبه‌های متفاوتی به آن نگریسته شده است. بهنگام‌سازی مدل اجزای محدود به صورت فرآیند کمی سازی تفاوت بین نتایج تحلیل مدل و یکسری داده‌های مرجع، و سپس اصلاح مقادیر عددی پارامترهای ورودی مدل یا خود مدل، برای کاهش این تفاوت و حصول یک مدل صحیح تعریف می‌شود (Dascotte, ۲۰۰۷) [۱۱]. مسئله بهنگام‌سازی مدل از جمله مسائل معکوس در مهندسی دانسته شده است (۲۰۰۷) Dascotte، در مسائل معکوس، با داشتن مجموعه‌ای از ورودی و خروجی‌های اندازه‌گیری شده، باید یک مدل برای سیستم ساخته‌شده یا اصلاح گردد. این خصوصیات دینامیکی سازه که

در فرآیند بهنگام‌سازی مدل در دو حالت تجربی و تحلیلی مورد مقایسه قرار گرفته و تفاوت آن‌ها به حداقل رسانده می‌شود، فرکانس‌های طبیعی سازه مورد نظر هستند. نیاز به انجام بهنگام‌سازی مدل، ریشه در عدم قطعیت یا تردیدهایی دارد که در هر گونه تلاشی برای مدل‌سازی ریاضی یک رفتار واقعی نهفته است. عدم قطعیت اساساً به دلیل نقصان معلومات ایجادشده و می‌تواند در همه جنبه‌های فرآیند مدل‌سازی وجود داشته باشد. در سازه مورد بررسی یکی از ویژگی‌های خاص این سازه که می‌تواند در بررسی نتایج موثر باشد، رفتار اتصالات و عدم قطعیت‌های موجود در رفتار آن‌ها تحت بار دینامیکی هست. از طرفی این اتصالات به علت پیچی بودن و اتصال دو سر تیر با استفاده از صفحات فلنج به یکدیگر دچار ناپیوستگی‌هایی است و از طرف دیگر نه یک اتصال صلب کامل است و نه یک اتصال مفصلی کامل؛ به عبارت دیگر سختی اتصال یکی از عدم قطعیت‌های موجود در رفتار اتصالات در جزء و کل سازه در مقیاس بزرگ‌تر هست. در بهنگام‌سازی این سازه همین رفتار اتصالات و سختی آن‌ها به عنوان یک پارامتر مورد بررسی قرار گرفته است.

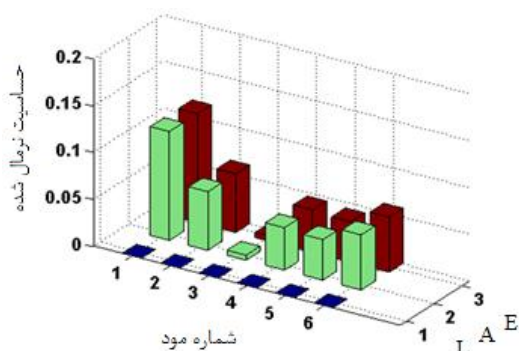
۴-۱- تحلیل حساسیت و انتخاب پارامترها

بطوریکه ملاحظه گردید، در مدل اجزای محدود تهیه شده برای قاب، در اتصال فلنجی هر پیچ اتصال توسط یک المان تیری بین صفحات فلنج جایگزین شد. با توجه به اینکه عمده عدم قطعیت‌های ایجادشده در رفتار شبکه ناشی از سیستم اتصالاتی آن است، لذا خصوصیات تعیین‌کننده سختی این المان، یعنی سطح مقطع (A)، طول المان (فاصله دو صفحه فلنج) (L) و مدول یانگ (E) گزینه‌های کاندید برای استفاده به عنوان پارامتر در فرآیند بهنگام‌سازی مدل بودند. انتخاب قطعی این خصوصیات به عنوان پارامترهای بهنگام‌سازی منوط به وجود حساسیت کافی پاسخ‌های انتخاب شده (فرکانس‌های طبیعی شبکه) نسبت به آن‌ها است. در این بهنگام‌سازی از روش تفاوت محدود برای هر ترکیبی از پاسخ‌ها و پارامترها استفاده شده است. حساسیت نرمال شده به روش تقریب تفاوت محدود مرکزی از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$Sn_{ij} = \frac{\partial R_i P_j}{\partial P_j R_i} \quad (1)$$
$$\approx \frac{R_i(P_j + \Delta P_j) - R_i(P_j - \Delta P_j)}{2\Delta P_j} \frac{P_j}{R_i(P_j)}$$

که در آن P_j پارامتر i ام، $R_i(P_j)$ پاسخ i ام به ازای مقدار پارامتر P_j ، $R_i(P_j + \Delta P_j)$ پاسخ i ام به ازای مقدار پارامتر $P_j + \Delta P_j$ ،





شکل ۴- مقادیر حساسیت نرمال شده فرکانس‌های طبیعی شش مود اول قاب نسبت به تغییرات مدول یانگ (E)، سطح مقطع (A) و طول المان (L)

به عبارت دیگر، فرض شده است که خصوصیات مدول یانگ المان تیری جایگزین در اتصالات فلنجی، حداکثر می‌تواند برابر خصوصیات حالت کامل صلب اتصال باشد، که در مدل اولیه این فرض در نظر گرفته شده بود، که یک فرض منطقی است. پس از بررسی انجام شده و تأثیر اندک این متغیر در بهنگام‌سازی حد بالای آن برابر $E=2/1 \times 10^{11}$ (N/m²) در فرآیند بهینه‌سازی در نظر گرفته شده است. حد پایین این متغیرها با توجه به عملکرد انعطاف‌پذیر اتصال برابر یک دهم مقدار فوق در نظر گرفته شد.

۴-۳- پیاده‌سازی نرم‌افزاری مراحل بهنگام‌سازی مدل

فرآیند بهنگام‌سازی مدل اجزای محدود خود شامل دو زیر فرآیند اصلی تحلیل مدل اجزای محدود و بهینه‌سازی است. تحلیل مدل اجزای محدود لازم است بارها انجام شده تا با استفاده از نتایج آن، در هر بار مقادیر مناسب‌تری برای پارامترهای بهنگام‌سازی جستجو شده و تابع هدف رفته‌رفته کمینه گردد. بنابراین، برای پیاده‌سازی نرم‌افزاری این فرآیند بهنگام‌سازی مدل باید ارتباط کاملی به صورت خودکار بین دو زیر فرآیند مذکور وجود داشته باشد. در حالت کلی، روش‌های ممکن برای پیاده‌سازی بهنگام‌سازی مدل را می‌توان به سه دسته تقسیم کرد:

- استفاده از نرم‌افزارهای مخصوص بهنگام‌سازی مدل.
- به‌کارگیری دو محیط نرم‌افزاری مستقل برای انجام دو زیر فرآیند تحلیل مدل و بهینه‌سازی.
- انجام هر دو زیر فرآیند تحلیل مدل و بهینه‌سازی در یک محیط نرم‌افزاری واحد.

در روش دوم، دو نرم‌افزار مستقل تحلیل مدل و بهینه‌سازی باید از طریق به اشتراک‌گذاری پردازشگر و حافظه کامپیوتر بین آن‌ها با یکدیگر پیوند داده شوند. بطوریکه هر نرم‌افزار قادر به

$R_i(P_j - \Delta P_j)$ پاسخ ΔP_j به ازای مقدار پارامتر $P_j - \Delta P_j$ و ΔP_j مقدار انحراف پارامتر است. این پاسخ‌ها با استفاده از تحلیل مدل اجزای محدود به دست می‌آیند.

با استفاده از رابطه بالا حساسیت شش فرکانس طبیعی اول شبکه نسبت به پارامترهای کاندید شده برای بهنگام‌سازی مورد مطالعه قرار گرفت. در این رابطه P_j (j برابر ۱ تا ۳) طول و مدول یانگ المان تیری قرار داده شده میان دو صفحه فلنج اتصال در مدل اجزای محدود، R_i (i برابر ۱ تا ۶) فرکانس‌های طبیعی اول تا ششم حاصل از تحلیل مودال مدل اجزای محدود قاب و $\Delta P_j = 0.01P_j$ می‌باشند.

شکل (۴) مقادیر حساسیت نرمال شده فرکانس ارتعاش شش مود اول قاب را نسبت به پارامترهای المان تیری قرار داده شده میان دو صفحه فلنج اتصال را نشان می‌دهد. مقادیر حساسیت بر حسب درصد بوده و به عنوان نمونه، در صورتی که سطح مقطع (A) کلیه المان‌های تیری جایگزین اتصال ۱٪ افزایش یابد، فرکانس مود ارتعاشی اول شبکه ۰/۱۱٪ افزایش خواهد یافت. این مقدار افزایش اگرچه چشمگیر نیست ولی از آن جا که مقادیر حساسیت نشان می‌دهد، فرکانس‌های قاب فولادی نسبت به پارامتر طول المان حساسیتی نداشته لذا پارامتر طول در فرآیند بهنگام‌سازی ثابت در نظر گرفته شده است. با توجه به مدل هندسی اتصال و محدودیت نرم‌افزار مقدار انتخاب شده برای پارامتر طول کمترین مقدار قابل استفاده برابر ۰/۰۱ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. دو پارامتر دیگر کاندید شده از نظر حساسیت کاملاً یکسان می‌باشند. به نحوی که تغییرات یکی از این پارامترها با یک نسبت مشخص می‌تواند تغییرات این دو پارامتر به طور همزمان را پوشش دهد. با توجه به این نکته که تغییرات مدول یانگ برخلاف سطح مقطع نیاز به تغییرات کمتر در مدل اجزای محدود دارد و باعث کاهش زمان و حجم محاسبات بهنگام‌سازی می‌شود، در نتیجه مدول یانگ به عنوان پارامتر بهنگام‌سازی مورد استفاده قرار گرفت. مشخصات هندسی سطح مقطع المان برابر مشخصات پیچ بکار برده شده در اتصال قرار داده شده است.

۴-۲- متغیرهای بهینه‌سازی و حدود آن‌ها

برای اینکه مقدار به دست آمده از حل مسئله بهینه‌سازی برای متغیرها منطقی و از نظر فیزیکی امکان‌پذیر باشد، لازم است حد بالا و پایین مناسبی برای آن‌ها در نظر گرفته شود. برای تعیین حد بالای متغیر بهینه‌سازی در بهنگام‌سازی مدل دینامیکی، صلبیت و گیرداری کامل اتصالات ملاک قرار داده شد

دریافت اطلاعات از نرم‌افزار دیگر و نیز ارسال اطلاعات به آن باشد. به عنوان مثال از دو نرم‌افزار ANSYS و MATLAB می‌توان به ترتیب برای تحلیل مدل و بهینه‌سازی استفاده کرد. در این پژوهش از این روش بهره گرفته شده است.

۴-۴- تابع هدف

تابع هدف در بهنگام‌سازی مدل دینامیکی به صورت یک مسئله حداقل مربعات معمولی فرمول‌بندی شده و شامل مجموع مربعات تفاوت نسبی بین فرکانس‌های طبیعی تجربی و مدل اجزای محدود قاب فولادی است. در حالت بهنگام‌سازی مدل دینامیکی به صورت زیر در خواهد آمد:

$$h_d(P_d) = \sum_{n=1}^6 \left(\frac{R_{d_n}^{exp} - R_{d_n}^{ana}(P_d)}{R_{d_n}^{exp}} \right)^2 \quad (2)$$

در رابطه فوق $h_d(P_d)$ تابع هدف در بهنگام‌سازی مدل دینامیکی، $R_{d_n}^{exp}(P_d)$ مؤلفه n م بردار پاسخ‌های تجربی، $R_{d_n}^{ana}(P_d)$ مؤلفه n م بردار پاسخ‌های تحلیلی و P_d پارامتر بهنگام‌سازی است. بدین ترتیب تابع هدف متشکل از شش جمله خواهد بود که جمله اول نشان‌دهنده مربع تفاوت نسبی اولین فرکانس طبیعی تجربی شبکه و اولین فرکانس طبیعی تحلیلی آن است و به همین ترتیب تا جمله هشتم. بطوریکه این رابطه نشان می‌دهد، بین مودهای تجربی و تحلیلی شبکه به ترتیب رابطه یک به یک برقرار شده است و یا به عبارت دیگر مودها به ترتیب زوج شده‌اند. عمل زوج کردن معمولاً با مقایسه شکل مودهای تجربی و تحلیلی صورت می‌گیرد.

۴-۵- فرآیند بهنگام‌سازی

ابتدا چندین تحلیل در نرم‌افزار ANSYS Workbench در بازه مشخص که در بخش قبل بیان شد، انجام گرفته است و نتایج به دست آمده به نرم‌افزار MATLAB انتقال داده شد. این فرآیند بهنگام‌سازی در شکل (۵) نشان داده شده است. داده‌های شش مود اول فرکانسی بر حسب پارامتر بهنگام‌سازی (مدول یانگ) رسم شده است و سپس هر یک از نمودارها به طور جداگانه با استفاده از یک تابع درجه سه با دقت بسیار بالایی برازش شد که در هر یک از این برازش‌ها خطای برازش کمتر از ۱٪ می‌باشد. برای تعیین m_i که بیانگر ضریب تأثیر مود نام بر روی پارامتر بهنگام‌سازی هست، از شیب خطی که از برازش داده‌های فرکانسی به دست آمده، استفاده شده است. مقدار m_i در طول فرآیند بهنگام‌سازی برای شش مود اول مورد بررسی ثابت می‌باشد. برای تعیین مقدار مدول یانگ بهینه، در گام اول از فرکانس‌های تجربی برای ورودی اولیه استفاده شده و برای هر

فرکانس یک E بر اساس تابع درجه سه که در مرحله اولیه برازش شده است، تعیین می‌شود. سپس E^* با توجه به رابطه مشخص می‌شود.

$$E^* = \frac{\sum_{i=1}^6 m_i E_i}{\sum_{i=1}^6 m_i} \quad (3)$$

با قرار دادن E^* به دست آمده از این مرحله در هر یک از شش توابع برازش شده، شش فرکانس جدید حاصل خواهد شد و میزان خطا بین هر فرکانس جدید بهینه‌شده و فرکانس تجربی متناظر محاسبه می‌شود. در گام بعدی میانگین اختلاف فرکانس تجربی و فرکانس بهینه‌شده به دست آمده از مرحله قبل به عنوان ورودی برای تعیین E_i ها و E^* در نظر گرفته می‌شود. این فرآیند تا زمانی که تابع هدف همگرا شود ادامه پیدا می‌کند. در این تحقیق معیار همگرایی اختلاف مقدار بدست آمده در دو مرحله متوالی کمتر از ۰/۰۱ اختیار شده است.

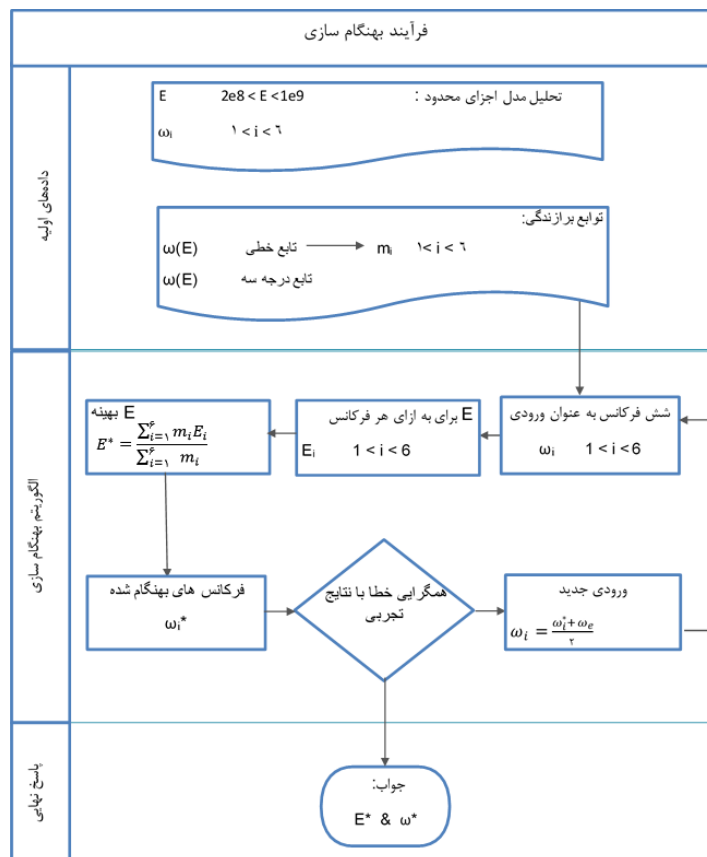
نمودار برازش درجه سه و خطی به عنوان نمونه برای فرکانس طبیعی متناظر با فرکانس اول در شکل (۶) نشان داده شده است.

پس از انجام بهنگام‌سازی و فرآیند همگرایی، شش فرکانس طبیعی و مقدار مدول یانگ بهینه مطابق جدول (۲) مشخص شد.

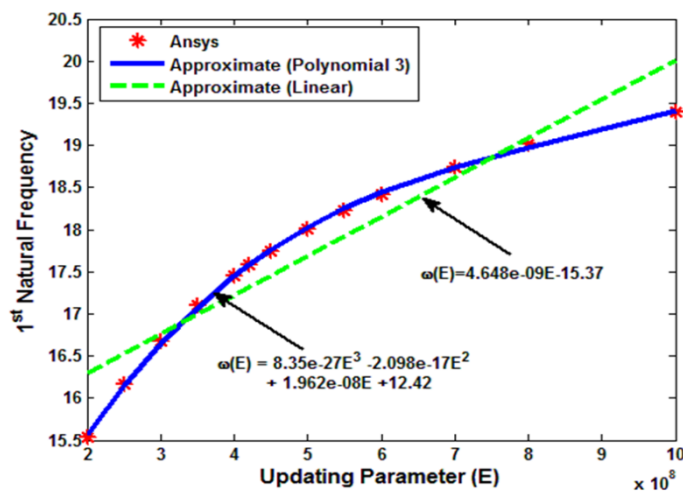
۵- پاسخ‌های مدل بهنگام شده

جدول (۳) فرکانس‌های هشت مود اول ارتعاشی حاصل از مدل اجزای محدود بهنگام شده شبکه را به همراه خطای آن‌ها نسبت به مقدار تجربی نشان می‌دهد. به علاوه، در این جدول فرکانس‌های حاصل از مدل اجزای محدود اولیه که در بخش‌های قبل ارائه شده، آمده است. همان طور که ملاحظه می‌گردد، مدل اجزای محدود اولیه دارای خطای متوسط ۱۳٪ می‌باشد که در فرآیند بهنگام‌سازی سعی در کاهش این خطا شده است. همان طور که مشاهده می‌شود، مدل تحلیلی بهنگام شده با متوسط خطای تقریباً ۳/۸٪ قادر به حصول تمامی شش فرکانس طبیعی تجربی شبکه در محدوده فرکانسی صفر تا ۲۰۰ Hz قرار دارد. لازم به ذکر است که تنها هشت فرکانس طبیعی اول به عنوان پاسخ در فرآیند بهنگام‌سازی مدل مورد استفاده قرار گرفته است و لذا انطباق مطلوب چهار فرکانس بعدی تأیید بیشتری بر صحت مدل بهنگام شده است. همچنین با توجه به مطالب گفته شده از جرم بادبندها صرف نظر شده است. نکته‌ی دیگر ترتیب وقوع مودهای مختلف در مدل واقعی و مدل بهنگام شده هست. ترتیب رخداد مودهای ارتعاشی قاب مورد بررسی در جدول (۴) ارائه شده است.





شکل ۵- الگوریتم مورد استفاده در فرآیند بهنگام سازی



شکل ۶- نمودار برازش درجه سه و خطی فرکانس طبیعی اول

جدول ۲- خصوصیات هندسی المان جایگزین اتصال در مدل بهنگام شده

مدول الاستیسیته E ($\times 10^8 \text{ N/m}^2$)	طول ($\times 10^{-2} \text{ m}$)	سطح مقطع کل ($\times 10^{-4} \text{ m}^2$)	المان
۷۸۵۰	1×10^{-2}	۷۸۵۰	خصوصیات المان جایگزین اتصال (BEAM4)

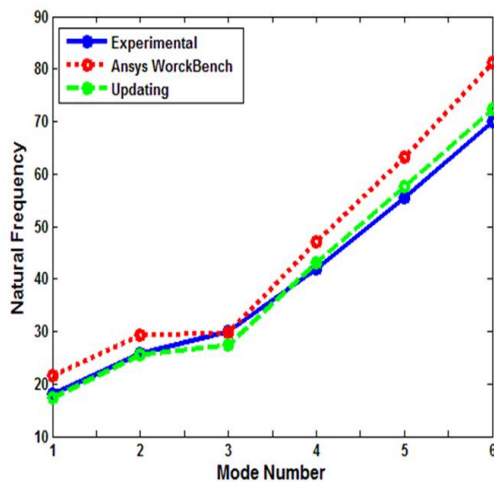


جدول ۳- فرکانس های طبیعی مدل اولیه و بهنگام شده قاب و خطا نسبت به مقدار تجربی

شماره مود	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	
مدل بهنگام شده	فرکانس (Hz)	۱۷/۴۱	۲۵/۵۵	۲۷/۴	۴۳/۰۲	۵۷/۵۲	۷۲/۴۱	۱۵۰/۷۲	۱۸۷/۱۳
	خطا (%)	۳/۸	۱/۱	۸/۱	۲/۸	۳/۵	۳/۳	۴/۷	۳/۴
مدل اولیه	فرکانس (Hz)	۲۱/۶۸	۲۹/۷۶	۲۹/۳	۴۷/۱	۶۳/۲	۸۱/۳	۱۶۹/۸	۲۰۱/۷
	خطا (%)	۱۹/۸	۱۵/۲	۱/۸۴	۱۲/۵	۱۳/۷	۱۵/۹	۷/۳	۵/۹۸

جدول ۴- ترتیب وقوع موده های ارتعاشی در مدل های واقعی و بهنگام شده

ردیف	مدل بهنگام شده	مدل واقعی
۱	مود اول خمشی - جهت X	مود اول خمشی - جهت X
۲	مود اول پیچشی	مود اول پیچشی
۳	مود اول خمشی - جهت Z	مود اول خمشی - جهت Z
۴	مود دوم خمشی - جهت X	مود دوم خمشی - جهت X
۵	مود دوم خمشی - جهت Z	مود دوم خمشی - جهت Z
۶	مود دوم پیچشی	مود دوم پیچشی
۷	مود سوم خمشی - جهت Z	مود سوم خمشی - جهت Z
۸	مود سوم خمشی - جهت X	مود سوم خمشی - جهت X



شکل ۷- فرکانس های طبیعی شش مود بهنگام شده

با توجه به اینکه روش آنالیز مودال در محدوده خطی قابل استفاده می باشد و رفتار اتصالات فلنجی موجود در سازه ی مورد بررسی دارای رفتار پیچیده و غیرخطی می باشد، رفتار این اتصالات به دو صورت خطی مدل سازی شد. در مدل اول صفحات فلنج اتصال به یکدیگر جوش شده و رفتار اتصال کاملاً گیردار در نظر گرفته شد. در مدل دوم اتصالات فلنجی با شش المان تیر در بین دو صفحه فلنج مدل سازی شد. در ادامه شش

همان طور که در جدول (۴) دیده می شود برای هر دو مدل مورد استفاده، موده های مختلف در مراتب کلی به صورت متوالی اتفاق می افتند. به عبارت دیگر در هر دو مدل، ابتدا همه ی موده های اول اتفاق افتاده و مجموعه ی موده های دوم پس از آن ها و موده های سوم در گام آخر شکل می گیرند. همچنین نتایج نشان دهنده ی آن است که ترتیب وقوع مودها نیز همچون فرکانس طبیعی متناظر آن ها به رفتار اتصال وابسته است و این پدیده می تواند باعث جابجایی در مودها در هر سطح گردد.

مقایسه فرکانس های طبیعی حاصل از نتایج تجربی و مدل اولیه و مدل بهنگام شده که در شکل (۷) نشان داده شده بیانگر این موضوع است که مقادیر فرکانس های طبیعی در نتایج بهنگام شده (رنگ سبز) به صورت مناسبی به نتایج تجربی (رنگ آبی) نزدیک است. لذا فرآیند بهنگام سازی مدل اولیه (قرمز) را به واقعیت نزدیک تر می گرداند.

۶- نتیجه گیری

در مقاله حاضر یک قاب سه طبقه فولادی سه بعدی با استفاده از نرم افزار Ansys Workbench با دقت و جزئیات کامل و با استفاده از المان های سه بعدی Solid مدل سازی و شش فرکانس طبیعی اول با استفاده از روش آنالیز مودال بدست آورده شد.



Proceedings of the 1st International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC).

- [7] Mahdavi, M., Davoodi, M. and Mostafavian, A. (2012), "Determination of Joint Stiffness of a Three Story Steel Frame by Finite Element Model Updating", In Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE), Lisbon, Portugal.
- [8] Davoodi, M.R., Mahdavi, M. and Mostafavian, A. (2012), "Dynamic Identification of a Three Story Steel Frame with Bolted Flange Joints", 9th International Congress on Civil Engineering, Isfahan.
- [9] Davoodi, M.R., Mahdavi, M. and Mostafavian, A. (2012), "Determination of Joint Stiffness of a Three Story Steel Frame by Finite Element Model Updating", 15th International Conference on Earthquake Engineering.
- [10] ANSYS Workbench User's manual version 12.1, 2009.
- [11] Dascotte, E. (2007), "Model Updating for Structural Dynamics: Past, Present, and Future Outlook", International Conference on Engineering Dynamics (ICED), Carvoeiro, Algarve, Portugal.

فرکانس طبیعی بدست آمده با نتایج تجربی و تحلیلی متعارف مورد بررسی و مقایسه قرار گرفت. مدل تحلیلی متعارف که در آن همه اتصالات کاملاً گیردار در نظر گرفته شده و خطای قابل توجهی در حدود ۹۲٪ را بطور متوسط برای شش فرکانس طبیعی با نتایج تجربی نشان می‌دهد. در مدل اول ایجاد شده این خطا به حدود ۱۲/۵٪ رسیده است. با توجه به اینکه در مدل اول نیز اتصالات فلنجی به مانند مدل تحلیلی متعارف کاملاً گیردار در نظر گرفته شده‌اند، نتایج اهمیت مدل‌سازی همه اعضای قاب اعم از سخت کننده‌ها و غیره را نشان می‌دهد که این اهمیت در مود اول کمتر و در مودهای بالاتر بطور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد. در مدل دوم بررسی نتایج با نتایج تجربی خطایی به مراتب کمتر در حدود ۳/۹٪ را نشان می‌دهد. همانگونه که نتایج نشان می‌دهند نحوه مدل‌سازی اتصالات فلنجی در رفتار سازه برای تعیین فرکانس‌های طبیعی بصورت قابل ملاحظه‌ای اهمیت دارد.

جرم بادبندها در تعیین فرکانس طبیعی تاثیر قابل توجه‌ای نداشته و می‌توان برای جلوگیری از ایجاد مودهای محلی ناشی از بادبندها در آنالیز مودال از این جرم‌ها صرفه نظر کرده و تنها سختی آنها را مدنظر قرار داد.

میزان گیرداری اتصالات فلنجی در مدل‌سازی در دهانه‌هایی که بادبند وجود دارد به دلیل وجود بادبند تاثیر کمی دارند و نقش بادبندها در تعیین فرکانس طبیعی در این جهت پررنگ‌تر می‌باشد.

۷- مراجع

- [۱] پورزینلی، س.، فصیحی، ع. و قویدل، ر. (۱۳۸۷)، "مقایسه نتایج حاصل از روش‌های تحلیل تاریخچه زمانی، طیفی و استاتیکی ساختمان‌ها و بررسی تاثیر متغیرهای مختلف بر آن"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، تهران.
- [2] He, J., Fu, Z.-F. (2001), "Modal Analysis," Publisher: Butterworth-Heinemann, Oxford, UK.
- [3] Türker, T. and Bayraktar, A. (2011), "Experimental and Numerical Investigation of Brace Configuration Effects on Steel Structures", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, pp. 854-865.
- [4] Trombetti, T., Barrasso, P., Crewe, A. and De Stefano, M. (2004), "Shaking Table Testing of Symmetric and Asymmetric three-Storey Steel Frame Structures", 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada. pp. 1-6.
- [5] Loh, C.-H., Weng, J.-H. and Yang, J.N. (2009), "Finite Element-Based Damage Detection from Experimental Modal Analysis Results", Materilas Foru, Vol. 33.
- [6] Tureker, M. and Ventura, C. (2005), "Finite Element Model Updating of a Scale-Model Steel Frame Building", In





بهینه سازی وزن خرپای فولادی توسط الگوریتم بهینه سازی مبتنی بر آموزش-یادگیری

سید مجتبی سیدزاده اطاقسرائی^{۱*}، مجتبی جعفری صمیمی^۲، سید رضا سیدزاده اطاقسرائی^۳

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی عمران-سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکز، تهران

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکز، تهران

۳- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران-سازه، دانشگاه شمال آمل، آمل

* تهران، صندوق پستی ۱۴۶۹۶۶۹۱۹۱، smso.civil@gmail.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۳/۲۲، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۵/۰۵/۱۰)

چکیده

مرور اجمالی ضوابط طراحی‌های مهندسی نشانگر این مهم است که موضوع اقتصاد و هزینه ساخت سازه‌ها از محورهای اصلی این ضوابط است. در دهه‌های اخیر استفاده از الگوریتم‌های بهینه سازی برای دستیابی به محاسبات بهینه به علوم مهندسی ورود کرده است. الگوریتم‌های بهینه سازی و در راس آنها الگوریتم‌های مبتنی بر پدیده‌های بر گرفته از طبیعت، کارایی خوبی در محاسبه بهینه سازه‌ها از خود نشان داده‌اند. خرپاها از جمله سازه‌های پر کاربرد در عمران هستند. در این پژوهش الگوریتم مبتنی بر آموزش - یادگیری جهت بهینه سازی خرپاهای فولادی استفاده شده است. الگوریتم مبتنی بر آموزش - یادگیری به دلیل دارا بودن پارامترهای کنترلی محدود چون محاسبه مقدار میانگین داده‌ها در هر تکرار دارای قدرت بالایی در دستیابی به جواب بهینه است. بررسی‌های انجام شده بر روی چهار نمونه خرپای فولادی متفاوت، نشان داد که این روش بهینه سازی با حجم محاسباتی کمتر نسبت به سایر روش‌ها، با کارایی خوبی پاسخ بهینه را ارائه می‌کند.

واژگان کلیدی

بهینه سازی سازه‌ها، الگوریتم آموزش-یادگیری، بهینه سازی وزن، خرپای فولادی، خرپای دو بعدی، خرپای فضایی

Weight Optimization of Steel Truss with Teaching-Learning Based Optimization Algorithm

S.M. Seyedzadeh Otaghsaraei, M. Jafari Samimi, S.R. Seyedzadeh Otaghsaraei

Abstract

Making inexpensive and efficient is one of the main requirements in the structural design process. In recent decades, the optimization algorithms have been developed for use in the engineering sciences. Optimization algorithms based on the natural phenomena are most useful criteria in structural design. In engineering, truss is commonly used in steel structures. In this paper, Teaching-Learning-Based Optimization (TLBO) algorithm has been used to optimize the steel truss. TLBO can calculate accurate and optimum value of a functions, using only the common controlling parameters such as the mean value in each iteration. Four steel trusses have been analyzed to investigate how TLBO improves designing process of the steel trusses. The results shown that TLBO algorithm has satisfactory performance with less calculation than other optimization algorithms.

Keywords

Optimization of structures, Teaching-learning based algorithm, Optimization of weight, Steel truss, Tow dimensional truss, Space truss



شد. به طور مثال می‌توان به الگوریتم انفجار بزرگ^۵ اشاره نمود [۷] که با بهره‌گیری از مقدار میانگین داده‌ها، ارائه شده است. یکی از جدیدترین روش‌های مبتنی بر استفاده از مقادیر میانگین در روند بهینه‌سازی، الگوریتم بهینه‌سازی مبتنی بر آموزش-یادگیری^۶ است [۸]. این روش بر اساس تاثیر آموزش معلم بر یادگیری دانش آموزان کلاس و همچنین اصل تعامل دانش آموزان با یکدیگر در مورد موضوع درسی و نهایتاً افزایش سطح علم آنها است. در این روش معلم در هر تکرار درسی تلاش می‌کند با آموزش دانش آموزان سطح درسی آنها را بالا برده و به سطح خود سوق دهد. روش مبتنی بر آموزش و یادگیری در دو فاز فرایند آموزش را تکمیل می‌کند. در فاز اول معلم به دانش آموزان درس را ارائه نموده و لذا تاثیر آموزش بر دانش آموز اعمال می‌شود. در فاز بعدی، یعنی فاز دانش آموز، دانش آموزان پس از درس گرفتن از معلم با یکدیگر در مورد درس تعامل کرده و لذا این تعامل باعث بهبود وضعیت آنها می‌شود.

۲- تعریف مسئله بهینه‌سازی

یک مسئله بهینه‌سازی ابعاد بر یافتن مقطعی که وزن خریا را کمینه کند و در عین حال قيود طراحی چون محدودیت‌های تنش و جابجایی را ارضاء نماید، تمرکز دارد. لذا مسئله جهت بهینه‌سازی خریا به شکل رابطه (۱) مطرح می‌شود:

$$\text{Minimize } w = \sum_{i=1}^{N_V} \gamma_i L_i A_i, \quad (1)$$

$$\text{Subject to: } \sigma^L \leq \sigma_i \leq \sigma^U,$$

$$A^L \leq A_i \leq A^U,$$

$$\delta^L \leq \delta_i \leq \delta^U$$

که N_V تعداد المان، i شماره المان از ۱ تا N_V ، γ_i وزن واحد مصالح خریا (kg/cm^3) ، L_i طول المان (m) ، A_i سطح مقطع هر المان (cm^2) ، A^L و A^U به ترتیب محدودیت سطح مقطع‌های حد پایین و بالای المان (cm^2) ، σ_i تنش هر المان (kg/cm^2) ، σ^L و σ^U به ترتیب محدودیت تنش‌های حد پایین و بالای المان (kg/cm^2) ، δ_i محدودیت جابجایی المان (cm) ، δ^L و δ^U به ترتیب محدودیت جابجایی‌های حد پایین و بالا (cm) است.

در این مسئله برای محاسبه تابع شبه هدف جهت اعمال محدودیت‌ها، از تابع جریمه ای طبق پیشنهاد Camp [۹] استفاده شده است که برای تنش‌های در محدوده محدودیت‌ها مقدار

با مروری بر سیر طراحی‌های مهندسی در طول دهه‌های اخیر تاثیر موضوع اقتصاد و هزینه ساخت سازه‌ها پوشیده نیست. در یک طرح مهندسی ابعاد عضوهای سازه‌ای و در نتیجه آن وزن کل مصالح مصرفی سازه از پارامترهای مهم منتج از آن بوده و از طرفی تعیین کننده هزینه ساخت سازه می‌باشند، لذا استفاده از یک طرح مهندسی که در حین رعایت ضوابط موجود جهت طراحی، هزینه تمام شده بهینه‌ای هم داشته باشد، حائز اهمیت است.

به جهت پیشرفت روز افزون علم بهینه‌سازی استفاده از روش‌های بهینه‌سازی به منظور بهینه‌ساختن سازه‌ها مورد توجه قرار می‌گیرد. روش‌های جدید بهینه‌سازی الهام گرفته شده از طبیعت زنده یا طبیعت بی جان به جهت دقت بالا در یافتن پاسخ بهینه مسئله بهینه‌سازی در این پژوهش مورد توجه است. از جمله روش‌های بهینه‌سازی محبوب عبارتند از: الگوریتم بهینه‌سازی تجمع ذرات^۱ که مبتنی بر الگوی شکار گروهی پرندگان و تعامل اعضای گروه جهت یافتن منبع غذایی است [۱]، الگوریتم بهینه‌سازی ژنتیک^۲ که مبتنی بر تکنیک‌های زیست‌شناسی مانند وراثت و جهش بوده و برای اولین بار در سال ۱۹۷۵ در دانشگاه میشیگان معرفی شد [۲]، الگوریتم بهینه‌سازی مورچه‌ها^۳ که این روش مبتنی بر الگوی یافتن غذا توسط گروه مورچه‌ها بوده و بر اساس یک سری الگوهای رفتاری مورچه‌ها توسعه یافته است [۳].

برخی محققین جهت بهبود کارایی یک الگوریتم و نیز پوشش ضعف‌های آن (به عبارتی هوشمند سازی الگوریتم و تسریع روند بهینه‌سازی)، دو روش بهینه‌سازی را با یکدیگر ترکیب نمودند، به عنوان مثال می‌توان به ترکیب روش‌های بهینه‌سازی تجمع ذرات و الگوریتم تجمع پرستو^۴ اشاره نمود [۴]. برخی روش‌های بهینه‌سازی مبتنی بر استفاده از مقادیر میانگین اطلاعات یک جامعه آماری یا اعضای مدل جهت استخراج پاسخ بهینه می‌باشد که اولین بار استفاده از مقادیر میانگین توسط Gellatly و همکارانش [۵] پیشنهاد گردید که توسط Hirschberg [۶] توسعه داده شد. در نهایت این پژوهش‌ها، منجر به ارائه روش‌های بهینه‌سازی مبتنی بر محاسبه مقادیر میانگین

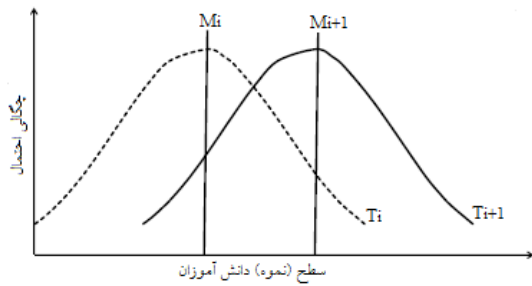
¹ Particle Swarm Optimization Algorithm (PSO)

² Genetic Algorithm (GA)

³ Ant Colony Optimization (ACO)

⁴ Swallow Swarm Optimization (SSO)





شکل ۱- توزیع نمرات دانش آموزان در دو تکرار متوالی [۸]

در مسئله حاضر مراحل بهینه سازی با استفاده از این روش بدین صورت است که، ابتدا یک جمعیت اولیه با تعداد جمعیت N_p و تعداد متغیر طراحی N_v برابر تعداد المانهای سازه تعیین می‌شود. اگر این جمعیت به صورت ماتریسی در نظر گرفته شود، جمعیت کلاس، ماتریسی با N_p سطر و N_v ستون است [۸]، که در آن بیانگر تعداد دانش آموز و N_v تعداد متغیر طراحی همان تعداد موضوعات درسی است طبق رابطه (۶) این جمعیت تعریف می‌شود:

$$\text{Population} = \begin{bmatrix} X_{1,1} & X_{1,2} & \dots & X_{1,N_v-1} & X_{1,N_v} \\ X_{2,1} & X_{2,2} & \dots & X_{2,N_v-1} & X_{2,N_v} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ X_{N_p-1,1} & X_{N_p-1,2} & \dots & X_{N_p-1,N_v-1} & X_{N_p-1,N_v} \\ X_{N_p,1} & X_{N_p,2} & \dots & X_{N_p,N_v-1} & X_{N_p,N_v} \end{bmatrix} \quad (6)$$

۳-۱- فاز معلم (آموزش)

در این فاز از بین جمعیت ساخته شده عضوی که بهترین مقدار (کمترین مقدار پاسخ برای وزن) را می‌دهد به عنوان معلم انتخاب شده و سپس فرمول معلم، رابطه (۷) به هر یک از اعضا اعمال می‌شود:

$$X_{new,N_v} = X_{old,N_v} + \text{Difference_mean}_{N_v} \quad (7)$$

$$\text{Difference_mean}_{N_v} = r * (M_{new,N_v} - T_F * M_{i,N_v}) \quad (8)$$

$$M_{new,N_v} = X_{Teacher} \quad (9)$$

$$M_{N_v} = [m_1 \ m_2 \ \dots \ m_{N_v-1} \ m_{N_v}] \quad (10)$$

روابط (۸) تا (۱۰) نحوه محاسبه پارامترهای مورد نیاز رابطه (۷) را شرح می‌دهد. که X_{new,N_v} مقدار متغیر طراحی جدید (سطح مقطع المان) برای دانش آموز N_v ، X_{old,N_v} مقدار متغیر طراحی برای دانش آموز N_v از تکرار قبل، M_{new,N_v} مقدار میانگین جدید که برابر با مقدار معلم است (این بدان معناست که معلم تلاش می‌کند مقدار میانگین کلاس را به مقدار خود سوق دهد)، M_{i,N_v} مقدار میانگین هر موضوع درسی (میانگین

تابع جریمه صفر شده و مقادیر توابع هدف و شبه هدف برابر می‌شوند و برای تنش‌های خارج از محدوده محدودیت‌ها مقدار آن برابر مقادیر رابطه (۲) می‌شود:

$$\phi_i, \sigma = \frac{\sigma_i - \sigma^L}{\sigma^L} \leftrightarrow \sigma_i < \sigma^L, \quad (2)$$

$$\phi_i, \sigma = \frac{\sigma_i - \sigma^U}{\sigma^U} \leftrightarrow \sigma_i < \sigma^U$$

همچنین برای جابجایی‌های در جهات x ، y و z که در محدوده محدودیت‌ها هستند مقدار تابع جریمه ϕ_i برابر صفر می‌شود لذا تابع شبه هدف با تابع هدف برابر می‌شود و برای جابجایی‌های در جهات x ، y و z که خارج از محدوده محدودیت‌ها هستند مقادیر رابطه (۳) اعمال می‌شود:

$$\phi_i, \delta_{i,x} = \frac{\delta_{i,x} - \delta^L}{\delta^L} \leftrightarrow \delta_{i,x} < \delta^L, \quad (3)$$

$$\phi_i, \sigma = \frac{\delta_{i,x} - \delta^U}{\delta^U} \leftrightarrow \delta_{i,x} > \delta^U$$

که $\delta_{i,x}$ محدودیت جابجایی المان شماره i در جهت محور x است. و به همین صورت برای $\delta_{i,y}$ و $\delta_{i,z}$ ، ϕ_i ، $\delta_{i,z}$ و $\delta_{i,y}$ جمع تمام مقادیر جریمه (ϕ_i) طبق رابطه (۴) بدست می‌آید:

$$\phi_i = \sum_{i=1}^{N_v} (1 + \phi_i, \sigma + \phi_i, \delta_{i,x} + \phi_i, \delta_{i,y} + \phi_i, \delta_{i,z})^E \quad (4)$$

که E مقدار مثبتی برای جریمه می‌باشد. لذا تابع شبه هدف ϕ_i با مقادیر تابع شبه هدف ϕ_i برابر رابطه (۵) می‌شود:

$$\phi_i = w * \phi_i \quad (5)$$

۳-۲- مراحل روش مبتنی بر آموزش-یادگیری

روش یادگیری و آموزش با نام اختصاری TLBO بر پایه دو فاز است: (۱) فاز معلم و (۲) فاز دانش آموز. با توجه به شکل (۱)، در یک تکرار i معلم (T_i) تلاش می‌کند سطح دانش دانش آموزان را افزایش دهد و به سطح خود سوق دهد، که این تلاش را می‌توان با بهبود میانگین دانش آموزان از مقدار (M_i) به مقدار (M_{i+1}) در تکرار بعد نشان داد. از آنجا که دانش آموزان در تکرار اول سطح شان با آموزش معلم افزایش یافت لذا در این روش برای تکرار بعدی معلم جدیدی گزینش می‌شود تا آموزش‌های بعدی را به دانش آموزان جهت پیشبرد روند آموزش ارائه دهد. این معلم جدید در تکرار جدید $(i+1)$ از بین دانش آموزان در تکرار حاضر (جدید) به صورت گزینش بین بهترین عضو انتخاب می‌شود (T_{i+1}).



حاصل برای هر ستون از جمعیت رابطه (۶) و r عدد تصادفی بین ۰ و ۱ است. در این بخش بعد از تشکیل مقادیر متغیرهای طراحی (تعیین سطح مقطع المان‌ها)، تابع هدف و تابع شبه هدف به اعضای سازه اعمال می‌شود.

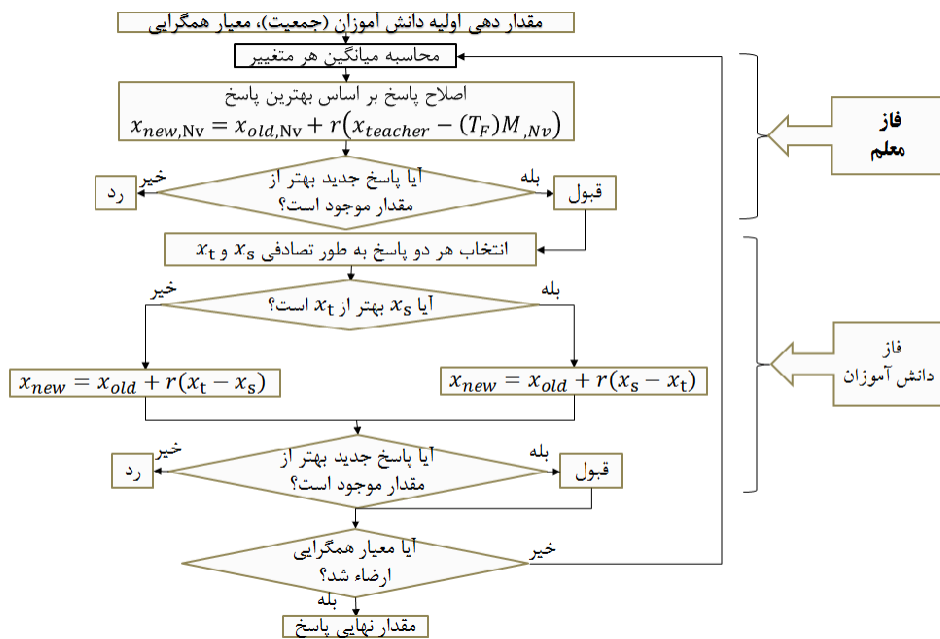
۳-۲- فاز دانش آموز (یادگیری)

در این فاز دانش‌آموزان با هم تعامل درسی داشته و لذا سطح یادگیری را بین خود افزایش می‌دهند. این تاثیر در افزایش سطح یادگیری به طریق زیر برای آنها اعمال می‌شود:
از هر دو دانش آموز s و t انتخاب شده به طور تصادفی (طوریکه مقادیر s و t با هم برابر نباشند)، مقدار تابع هدف و

شبه هدف آنها مقایسه شده و دانش آموزی که مقدار تابع هدف یا شبه هدف بهتری دارد (وزن سازه کمتر باشد) مشخص می‌شود و طبق رابطه (۱۱) تاثیر تعامل درسی در آموزش اعمال می‌شود:

$$\begin{aligned} & \text{If } w(X_{s,t}) < w(X_{t,t}) ; \\ & X_{new,Nv} = X_{old,Nv} + r * (X_{s,t} - X_{t,t}) \\ & \text{If } w(X_{s,t}) > w(X_{t,t}) ; \\ & X_{new,Nv} = X_{old,Nv} + r * (X_{t,t} - X_{s,t}) \end{aligned} \quad (11)$$

اگر در این بخش مقدار جدید $X_{new,Nv}$ بهتر از مقدار قبل نظیر $(X_{old,Nv})$ باشد، لذا مقدار جدید انتخاب می‌شود. می‌توان مراحل کلی الگوریتم را به صورت شکل (۲) نشان داد.



شکل ۲- چارت کلی الگوریتم TLBO [۸]

۴- بررسی عددی

جهت ارزیابی کارایی الگوریتم، چند مثال کاربردی مهندسی با استفاده از الگوریتم مورد تحلیل قرار گرفته و نتایج آن با روش‌های دیگر بهینه سازی مقایسه می‌شود. در این بررسی چند بار از الگوریتم پاسخ گرفته شد تا کارایی الگوریتم ارزیابی شود. مسائل تحت بررسی در این بخش شامل ۴ نمونه خرپا که عبارتند از خرپا با ۱۰ المان، خرپا با ۱۵ المان، خرپا با ۲۲ المان و نهایتاً نمونه خرپا دارای ۲۵ المان است. برای هر سازه ابتدا تعدادی بررسی عددی انجام شد تا کارایی الگوریتم مشخص شده و از سویی مقادیر بهترین پاسخ‌ها مشخص شود. تعداد جمعیت (N_p) برای تمام سازه‌ها در این مطالعه برابر ۷۵ در نظر

گرفته شده است. تعداد تکرار الگوریتم برای هر سازه به طور مجزا در زیر بخش‌های بخش بررسی عددی ذکر شده است. تعداد متغیر طراحی (N_v) برای هر مورد سازه برابر تعداد المان همان سازه است.

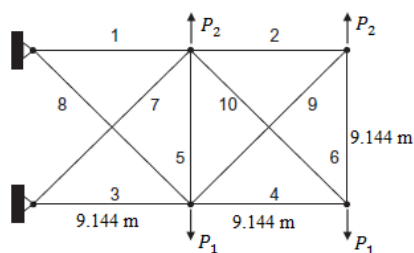
۴-۱- خرپای ده المانی

اولین سازه مورد بررسی، خرپای طره‌ای شکل (۴) است. این سازه در تحقیقات پیشین با دیگر روش‌های بهینه سازی از قبیل الگوریتم ژنتیک [۱۰]، الگوریتم زنبور عسل [۱۱]، الگوریتم

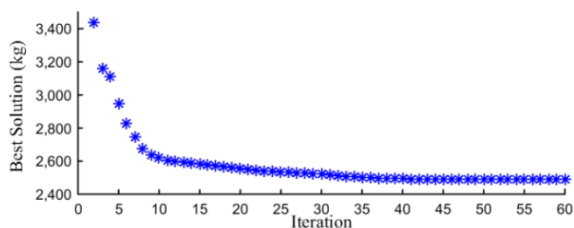
^۱ Artificial Bee Colony (ABC)



بالاتری را برای سازه حاضر محاسبه کردند و تنها روش GA [۱۰] با ۴۰۰۰۰ تحلیل سازه ای به عدد بهینه ۱۹۸۵/۰۱۱ kg رسید. بررسی‌ها نشان می‌دهد که پاسخ بهینه الگوریتم TLBO با ۰/۰۲۳٪ وزن کمتر نسبت به روش SSA [۱۴] و همچنین با ۸۰/۸۴۸٪ تحلیل کمتر است و نسبت به روش GA [۱۰] با ۲۰/۲۷۹٪ وزن بهینه بیشتر با ۷۶/۰۶٪ تحلیل کمتر کارایی خود را نشان می‌دهد. ولی نسبت به میانگین وزن‌های بهینه حاصل از روش‌های حاضر در این بخش، با ۲/۲۶۵٪ افزایش با ۷۵/۶۹۵٪ تحلیل کمتر پاسخ بهینه را ارائه می‌کند که نشانگر کارایی خوب الگوریتم TLBO نسبت به سایر روش‌های موجود در این بخش است.



شکل ۳- خرپای ۱۰ المانی طرهای



شکل ۴- نمودار بهترین پاسخ در هر تکرار (خرپای ده المانی)

۴-۲- خرپای پانزده المانی

دومین مسئله بر تحلیل خرپای مسطح شکل (۵) تمرکز دارد. این سازه نیز توسط پژوهشگران بسیاری با روش‌های بهینه سازی دیگر از جمله، الگوریتم ژنتیک ترکیبی پیشرفته^۴ [۱۵]، روش تجمع ذرات [۱۳]، الگوریتم انفجار معدن^۵ [۱۶] و الگوریتم بهینه سازی وال^۶ [۱۷]، مورد بررسی قرار گرفته و بهینه شده است.

مورچگان [۱۲]، الگوریتم تجمع ذرات و الگوریتم تجمع ذرات با اعضای کم شونده^۱ و الگوریتم ابتکاری تجمع ذرات^۲ [۱۳]، الگوریتم شبیه‌سازی زیر مجموعه^۳ [۱۴]، مورد بررسی قرار گرفته و بهینه شده است.

خرپای شکل (۳) دارای ۱۰ عضو بدون گروه بندی است، مشخصات هندسی اعضا در شکل آمده است، نیروهای P_1 و P_2 به این خرپا وارد می‌شوند که نیروی P_1 برابر ۴۵/۳۵۹ ton و نیروی رو به بالای P_2 برابر ton در نظر گرفته شده است. محدودیت جابجایی قائم و افقی $\pm 0/08$ cm و محدودیت حد تنش برابر $1757/774 \pm$ kg/cm است، وزن مخصوص مصالح خرپا برابر $2/768 \times 10^{-3}$ kg/cm³ بوده و مدول الاستیسیته مصالح 703070 kg/cm³ است. متغیرهای طراحی گسسته یا مجزا برای خرپای حاضر در نظر گرفته شده است. محدودیت سطح مقطع (متغیرهای طراحی) مجزا برابر (۱۰/۴۵، ۱۱/۶۱، ۱۲/۸۴، ۱۵/۱۳، ۱۶/۹۰، ۱۶/۹۷، ۱۸/۵۸، ۱۸/۹۰، ۱۹/۹۳، ۲۰/۱۹، ۲۱/۸۱، ۲۲/۳۹، ۲۲/۹۰، ۲۳/۴۲، ۲۴/۷۷، ۲۵/۰۳، ۲۶/۹۷، ۲۷/۲۳، ۲۸/۹۷، ۳۰/۹۷، ۳۲/۰۶، ۳۳/۰۳، ۳۴/۰۳، ۳۶/۵۸، ۳۷/۰۳، ۳۸/۰۳، ۳۹/۰۳، ۴۰/۰۳، ۴۱/۰۳، ۴۲/۰۳، ۴۳/۰۳، ۴۴/۰۳، ۴۵/۰۳، ۴۶/۰۳، ۴۷/۰۳، ۴۸/۰۳، ۴۹/۰۳، ۵۰/۰۳، ۵۱/۰۳، ۵۲/۰۳، ۵۳/۰۳، ۵۴/۰۳، ۵۵/۰۳، ۵۶/۰۳، ۵۷/۰۳، ۵۸/۰۳، ۵۹/۰۳، ۶۰/۰۳) است. این سازه تحت ۶۰ تکرار الگوریتم مورد تحلیل قرار گرفت و ۱۰ دسته از نتایج حاصل از بررسی‌های عددی بهینه سازی با استفاده از الگوریتم TLBO گردآوری شده و در جدول (۱) ارائه شده است. از بین ۱۰ دسته پاسخ ارائه شده در جدول (۱) بهترین پاسخ انتخاب شده و در جدول (۲) با نتایج بهینه سازی حاصل از بررسی انجام شده توسط دیگر پژوهشگران با روش‌های مختلف بر روی این سازه مقایسه شده است. جدول (۲) و نمودار شکل (۴) کارایی الگوریتم حاضر نسبت به دیگر روش‌های بهینه سازی را ارائه می‌کند.

همانطور که از جدول (۲) و نمودار شکل (۴) قابل مشاهده است، الگوریتم TLBO در تکرار ۲۱ مقدار بهینه ۲۴۸۹/۹۷۵ kg را پس از ۹۵۷۶ تحلیل سازه ای ارائه کرده است، این در حالی است که روش SSA [۱۴] با ۵۰۰۰۰ تحلیل سازه ای، وزن بهینه ۲۴۹۰/۵۵۸ kg را ارائه می‌کند. دیگر روش‌های موجود در این بخش با تعداد تحلیل بیشتر نسبت به الگوریتم حاضر، وزن بهینه

⁴ Improved Hybrid Genetic Algorithm (IHGA)

⁵ Mine Blast Algorithm (MBA)

⁶ Wale Optimization Algorithm (WOA)

¹ Particle Swarm Optimization with Passive Convergence (PSOPC)

² Heuristic Particle Swarm Optimization (HPSO)

³ Subset Simulation Algorithm (SSA)



جدول ۱- نتایج ۱۰ مورد از بهینه سازی‌های انجام شده بر روی خرپای ۱۰ المانی

سطح مقطع (cm ²)										شماره عضو
بررسی ۱۰	بررسی ۹	بررسی ۸	بررسی ۷	بررسی ۶	بررسی ۵	بررسی ۴	بررسی ۳	بررسی ۲	بررسی ۱	
۲۱۵/۰۲	۲۰۷/۰۷	۲۰۶/۹۹	۱۹۶/۵۴	۱۹۸/۴۱	۲۰۳/۷۰	۲۰۳/۷۶	۲۰۰/۰۳	۱۹۹/۰۴	۱۹۰/۱۵	۱
۱۰/۴۵	۱۰/۴۷	۱۰/۴۷	۱۰/۴۵	۱۰/۵۴	۱۰/۵۰	۱۰/۴۶	۱۱/۹۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۲
۱۵۴/۴۱	۱۴۶/۸۱	۱۴۶/۷۹	۱۵۳/۲۴	۱۶۳/۵۸	۱۵۵/۸۵	۱۵۹/۱۱	۱۵۵/۷۹	۱۶۹/۱۹	۱۶۵/۷۷	۳
۹۸/۱۴	۹۴/۷۷	۹۴/۸۱	۹۸/۴۸	۹۷/۴۳	۹۶/۵۲	۹۹/۷۲	۱۰۲/۵۶	۹۷/۵۴	۹۸/۶۰	۴
۱۰/۴۶	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۸	۱۰/۴۶	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۵۰	۱۰/۴۵	۵
۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۹	۱۰/۵۹	۱۰/۴۶	۱۰/۷۳	۱۰/۸۴	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۶
۱۴۵/۲۶	۱۴۷/۶۶	۱۴۷/۶۸	۱۴۱/۱۶	۱۴۲/۰۵	۱۴۷/۹۲	۱۳۳/۸۷	۱۴۴/۷۰	۱۳۸/۳۹	۱۴۰/۶۶	۷
۵۴/۱۰	۶۱/۰۳	۶۱/۱۳	۶۰/۷۰	۵۹/۰۷	۶۱/۶۴	۶۲/۷۲	۵۳/۶۴	۶۱/۶۶	۶۵/۲۳	۸
۱۰/۴۶	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۸	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۶	۱۰/۶۸	۱۰/۴۵	۱۰/۴۸	۹
۱۳۲/۷۵	۱۳۷/۱۴	۱۳۷/۱۶	۱۴۴/۳۹	۱۳۷/۲۱	۱۳۱/۴۶	۱۳۹/۸۳	۱۴۰/۰۴	۱۳۴/۸۱	۱۳۷/۴۱	۱۰
۲۴۸۹/۹۷۵	۲۴۹۰/۲۶۱	۲۴۹۰/۵۴۲	۲۴۹۱/۰۲۳	۲۴۹۱/۲۱۸	۲۴۹۱/۹۸۳	۲۴۹۲/۷۶۴	۲۴۹۳/۷۷۴	۲۴۹۴/۳۹۸	۲۴۹۶/۱۴۶	وزن (kg)
۲۴۹۲/۲۰۸										وزن میانگین (kg)
۹۵۷۶	۸۸۹۲	۸۸۹۲	۸۸۹۲	۸۸۹۲	۸۸۹۲	۸۸۹۲	۸۸۹۲	۸۸۹۲	۸۸۹۲	تعداد تحلیل

جدول ۲- مقایسه نتایج الگوریتم TLBO با دیگر روش‌ها بر روی خرپای ۱۰ المانی

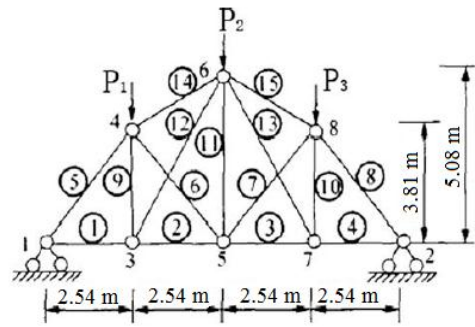
سطح مقطع (cm ²)								شماره عضو
الگوریتم TLBO	[۱۴] SSA	[۱۳] HPSO	[۱۳] PSOPC	[۱۳] PSO	[۱۲] ACO	[۱۱] ABC	[۱۰] GA	
۲۱۵/۰۲	۲۱۶/۱۳	۱۹۳/۵۵	۱۹۳/۵۵	۱۹۳/۵۵	۲۱۶/۱۳	۲۱۶/۱۳	۱۷۰/۹۷	۱
۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۱/۶۱	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۲
۱۵۴/۴۱	۱۴۷/۷۴	۱۴۷/۷۴	۱۷۰/۹۷	۱۹۳/۵۵	۱۴۷/۷۴	۱۴۷/۷۴	۱۰۳/۲۳	۳
۹۸/۱۴	۹۱/۶۱	۸۷/۱۰	۸۷/۱۰	۸۷/۱۰	۹۱/۶۱	۹۱/۶۱	۹۱/۶۱	۴
۱۰/۴۶	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۱/۶۱	۵
۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۱/۶۱	۱۱/۶۱	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۶
۱۴۵/۲۶	۱۴۷/۷۴	۱۷۰/۹۷	۱۲۱/۲۹	۱۱۹/۸۷	۱۴۷/۷۴	۱۴۷/۷۴	۱۰۳/۲۳	۷
۵۴/۱۰	۵۱/۴۲	۵۱/۴۲	۷۴/۱۹	۷۴/۱۹	۵۱/۴۲	۵۱/۴۲	۳۳/۰۳	۸
۱۰/۴۶	۱۰/۴۵	۱۱/۶۱	۱۱/۶۱	۱۱/۶۱	۱۰/۴۵	۱۰/۴۵	۱۵/۳۵	۹
۱۳۲/۷۵	۱۴۱/۹۴	۱۴۱/۹۴	۱۴۱/۹۴	۱۴۱/۹۴	۱۴۱/۹۴	۱۴۱/۹۴	۱۲۱/۲۹	۱۰
۲۴۸۹/۹۷۵	۲۴۹۰/۵۵۸	۲۵۰۹/۲۶۴	۲۵۳۷/۱۴۲	۲۵۳۱/۸۴۴	۲۴۹۰/۵۵۸	۲۴۹۰/۵۵۸	۱۹۸۵/۰۱۱	وزن (kg)
۹۵۷۶	۵۰۰۰۰	۵۰۰۰۰	۵۰۰۰۰	۵۰۰۰۰	۱۰۰۰۰	۲۵۸۰۰	۴۰۰۰۰	تعداد تحلیل

برابر $1274/21 \text{ kg/cm}^2 \pm$ است، وزن مخصوص مصالح خرپا برابر $7/8 \text{ kg/cm}^3$ و مدول الاستیسیته مصالح 2038736 kg/cm^3 است.

خرپای شکل (۵) دارای ۱۵ عضو بدون گروه بندی المانی و مشخصات هندسی ارائه شده در شکل است. جزئیات بار گذاری نیروهای وارده بر سازه در جدول (۳) ارائه شده است. ترکیب بار گذاری حالت اول در این مسئله بررسی شده است. محدودیت جابجایی قائم و افقی $1 \text{ cm} \pm$ و محدودیت حد تنش



شده و در جدول (۵) با نتایج بهینه سازی حاصل از بررسی انجام شده بر روی این سازه توسط دیگر پژوهشگران با روش‌های مختلف مقایسه شده است. نتایج حاصل از بررسی سازه فوق در جدول (۵) و نمودار شکل (۶) قابل مشاهده است.



شکل ۵- خرپای ۱۵ المانی صفحه‌ای

جدول ۳- ترکیب بار گذاری وارده به خرپای ۱۵ المانی فضایی

حالت بارگذاری	شماره گره	محور x	محور y	محور z
حالت اول	۱	۰/۰۰۰	۳/۵۶۸	۰/۰۰۰
	۲	۰/۰۰۰	۳/۵۶۸	۰/۰۰۰
	۳	۰/۰۰۰	۳/۵۶۸	۰/۰۰۰
حالت دوم	۱	۰/۰۰۰	۳/۵۶۸	۰/۰۰۰
	۲	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰
	۳	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰
حالت سوم	۱	۰/۰۰۰	۳/۵۶۸	۰/۰۰۰
	۲	۰/۰۰۰	۳/۵۶۸	۰/۰۰۰
	۳	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰

محدودیت سطح مقطع (متغیرهای طراحی) مجزا برابر (۱/۱۳، ۱/۴۳، ۱/۴۶، ۱/۷۵، ۱/۸۶، ۲/۳۶، ۲/۶۶، ۲/۹۷، ۳/۰۹، ۳/۳۴، ۳/۳۸، ۴/۹۸، ۷/۳۷، ۷/۹۱، ۸/۰۸، ۱۰/۶۴) (cm^2) بر این سازه اعمال شده است. سازه حاضر تحت ۳۰ تکرار الگوریتم مورد تحلیل قرار گرفته است. ۱۰ دسته از نتایج حاصل از بررسی‌های عددی بهینه سازی انجام شده با استفاده از الگوریتم TLBO گردآوری شده و در جدول (۴) ارائه شده است. از بین ۱۰ دسته پاسخ ارائه شده در جدول (۴) بهترین پاسخ انتخاب

جدول ۴- نتایج ۱۰ مورد از بهینه سازی‌های انجام شده بر روی خرپای ۱۵ المانی

سطح مقطع (cm^2)										شماره عضو
بررسی ۱۰	بررسی ۹	بررسی ۸	بررسی ۷	بررسی ۶	بررسی ۵	بررسی ۴	بررسی ۳	بررسی ۲	بررسی ۱	
۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۲/۷۲	۶/۴۲	۱
۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۵	۱/۱۳	۲/۱۰	۲/۵۹	۱/۱۳	۲/۲۹	۳/۲۲	۲/۲۲	۲
۱/۱۴	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۵۵	۱/۱۴	۱/۱۵	۳/۱۲	۲/۳۲	۵/۱۷	۳
۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۳/۴۲	۱/۱۴	۱/۵۸	۲/۱۴	۲/۹۴	۱/۸۸	۴
۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷	۱/۸۴	۱/۱۸	۵
۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۷۰	۱/۱۶	۲/۸۶	۱/۳۷	۱/۳۰	۲/۷۵	۶
۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۴	۱/۱۳	۲/۹۴	۱/۱۳	۱/۲۵	۳/۵۳	۳/۹۶	۷
۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷	۳/۶۹	۱/۴۳	۸
۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۴	۳/۹۵	۱/۱۷	۱/۹۸	۱/۴۶	۹
۱/۱۳	۱/۹۱	۱/۶۱	۲/۸۱	۱/۳۸	۲/۰۰	۱/۱۸	۱/۷۹	۱/۸۸	۳/۰۲	۱۰
۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۲۱	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۲۳	۱/۱۳	۲/۰۶	۶/۱۶	۱/۲۶	۱۱
۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۲۹	۱/۲۴	۱/۱۴	۱/۱۵	۱/۳۶	۱/۱۴	۳/۹۶	۵/۵۸	۱۲
۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۶۲	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۳۸	۱/۱۳	۱/۱۴	۳/۹۹	۳/۰۷	۱۳
۳/۳۴	۳/۳۴	۳/۳۴	۳/۳۴	۳/۳۴	۳/۳۴	۳/۳۴	۳/۳۴	۲/۸۳	۲/۶۷	۱۴
۳/۳۴	۳/۳۴	۳/۳۴	۳/۳۴	۳/۳۴	۳/۳۴	۳/۳۴	۳/۳۴	۱/۷۶	۵/۲۴	۱۵
۱۰۸/۰۹۴	۱۱۰/۳۸۰	۱۱۲/۶۲۵	۱۱۳/۵۷۷	۱۱۹/۴۶۵	۱۲۱/۴۶۸	۱۲۴/۸۵۰	۱۲۶/۹۳۵	۱۴۴/۳۷۱	۱۴۵/۸۱۴	وزن (kg)
۱۲۲/۷۵۸										وزن میانگین (kg)
۲۰۵۴	۲۰۵۴	۲۰۵۴	۲۰۵۴	۲۰۵۴	۲۰۵۴	۲۰۵۴	۲۰۵۴	۲۰۵۴	۲۰۵۴	تعداد تحلیل

جدول ۵- مقایسه نتایج الگوریتم TLBO با دیگر روش‌ها بر روی خرپای ۱۵ المانی

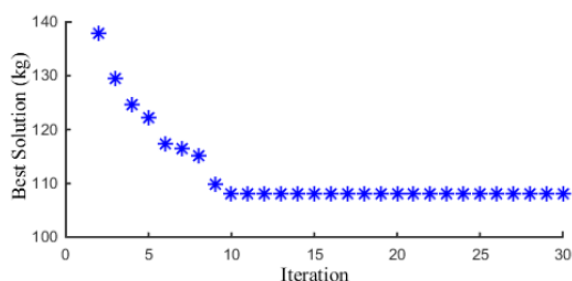
شماره عضو	سطح مقطع (cm ²)					
	[۱۵] IHGA	[۱۳] PSO	[۱۳] PSOPC	[۱۴] HPSO	[۱۶] MBA	[۱۷] WOA
۱	۳/۰۹	۱/۸۶	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳
۲	۱/۷۵	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳
۳	۳/۳۸	۱/۴۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۴
۴	۱/۴۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳
۵	۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷
۶	۱/۸۶	۱/۴۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳
۷	۲/۶۶	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳
۸	۵/۰۸	۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷	۷/۳۷
۹	۱/۴۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳
۱۰	۵/۰۸	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳
۱۱	۲/۷۹	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳
۱۲	۱/۷۵	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳
۱۳	۲/۹۷	۱/۱۳	۱/۸۶	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۱۳
۱۴	۲/۳۶	۳/۳۴	۳/۳۴	۳/۳۴	۳/۳۴	۳/۳۴
	۲/۶۶	۳/۳۴	۳/۳۴	۳/۳۴	۳/۳۴	۳/۳۴
وزن (kg)	۱۴۲/۱۱۷	۱۰۸/۸۴۰	۱۰۸/۹۶۰	۱۰۵/۷۳۵	۱۰۵/۷۳۵	۱۰۵/۷۳۵
تعداد تحلیل	۴۰۰۰	۲۵۰۵۰	۲۵۰۵۰	۲۵۰۵۰	۳۳۰۰	۴۰۰۰
		۲۵۰۵۰	۲۵۰۵۰	۲۵۰۵۰	۲۰۵۴	۲۰۵۴

می‌دهد. از سویی الگوریتم TLBO نسبت به میانگین وزن‌های بهینه محاسبه شده توسط روش‌های موجود در این بخش، با ۴/۲۱۷٪ وزن بهینه کمتر عملکرد خود را با ۸۹/۹۳۵٪ تحلیل کمتر نشان می‌دهد.

۴-۳- خرپای بیست و دو المانی فضایی

سومین مورد بر تحلیل خرپای فضایی شکل (۷) تمرکز دارد. خرپای فوق توسط پژوهشگران بسیاری با استفاده از روش‌های دیگر از قبیل، روش‌های ریاضی [۱۸] و [۱۹]، روش جستجوی هارمونی [۲۰]، الگوریتم‌های تجمع ذرات و تجمع ذرات با اعضای کاهنده و تجمع ذرات ابتکاری [۲۱]، مورد بررسی و بهینه سازی قرار گرفته است.

خرپای فضایی شکل (۷) دارای ۲۲ عضو با ترکیب بار گذاری خلاصه شده در جدول (۶) است که مشخصات هندسی سازه در شکل (۷) ارائه شده است. بر اساس جدول (۷) هفت گروه المانی برای این خرپا در نظر گرفته شده است. محدودیت جابجایی در جهات x، y و z برابر ± 0.08 cm و محدودیت حد

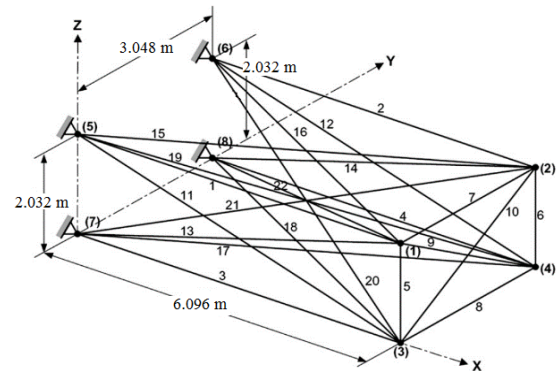


شکل ۶- نمودار بهترین پاسخ در هر تکرار (خرپای پانزده المانی)

بررسی جدول (۵) و نمودار شکل (۶) نشان می‌دهد که الگوریتم در تکرار ۱۰ پس از ۲۰۵۴ تحلیل سازه ای عدد بهینه $108/094$ kg را برای وزن این سازه ارائه می‌کند. مقاطع بهینه ارائه شده توسط الگوریتم TLBO در بازه بسیار نزدیکی از مقاطع پیشنهادی بهینه توسط دیگر روش‌های حاضر در این بخش است. الگوریتم TLBO با ۲/۱۸۲٪ وزن بهینه کمتر کارایی خود را به ترتیب با درصد تحلیل کمتر معادل $37/057$ ٪ و $48/65$ ٪ نسبت به روش‌های MBA [۱۶] و WOA [۱۷] نشان



تنش برابر $\pm 2531/05 \text{ kg/cm}^2$ بر سازه اعمال است، وزن مخصوص مصالح خریا برابر $2/738 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$ بوده و مدول الاستیسیته مصالح 703070 kg/cm^2 است.



شکل ۷- خریای ۲۲ المانی فضایی

جدول ۶- ترکیب بار گذاری وارده به خریای ۲۲ المانی فضایی

حالت بارگذاری	شماره گره	محور x	محور y	محور z
حالت اول	۱	-۹/۰۷۲	۰/۰۰۰	-۲/۲۶۸
	۲	-۹/۰۷۲	۰/۰۰۰	-۲/۲۶۸
	۳	-۹/۰۷۲	۰/۰۰۰	-۱۳/۶۰۸
	۴	-۹/۰۷۲	۰/۰۰۰	-۱۳/۶۰۸
حالت دوم	۱	-۹/۰۷۲	-۲/۲۶۸	۰/۰۰۰
	۲	-۹/۰۷۲	-۲/۲۶۸	۰/۰۰۰
	۳	-۹/۰۷۲	-۲/۲۶۸	۰/۰۰۰
	۴	-۹/۰۷۲	-۲/۲۶۸	۰/۰۰۰
حالت سوم	۱	-۹/۰۷۲	۰/۰۰۰	۱۵/۸۷۶
	۲	-۹/۰۷۲	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰
	۳	-۹/۰۷۲	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰
	۴	-۹/۰۷۲	۰/۰۰۰	-۱۵/۸۷۶

جدول ۷- گروه بندی المانی خریای ۲۲ المانی فضایی

شماره گروه المانی	شماره المان المانی	شماره المان	شماره گروه
۱	۵	۱،۲	۱
		۳،۴	
۲	۶	۶،۵	۲
		۱۸،۱۷	
۳	۷	۸،۷	۳
		۲۰،۱۹	
۴		۱۰،۹	۴
		۲۲،۲۱	

محدودیت سطح مقطع عرضی بین $0/645 \text{ cm}^2$ تا $193/548 \text{ cm}^2$ برای هر گروه المانی اعمال شده است. سازه حاضر تحت ۴۰ تکرار الگوریتم مورد بررسی قرار گرفته است. ۱۰ دسته از نتایج حاصل از بررسی‌های عددی بهینه سازی با استفاده از الگوریتم گرد آوری شده و در جدول (۸) ارائه شده است. از بین ۱۰ دسته پاسخ ارائه شده در جدول (۸) بهترین پاسخ انتخاب شده و در جدول (۹) با نتایج بهینه سازی حاصل از بررسی انجام شده توسط دیگر پژوهشگران با روش‌های مختلف بر روی این سازه مقایسه شده است. نتایج حاصل از بررسی سازه حاضر در جدول (۹) و نمودار شکل (۸) قابل مشاهده است.

نمودار شکل (۸) نشان می‌دهد که از تکرار ۱۱ به بعد نتایج همگرا می‌شود، لذا الگوریتم TLBO در تکرار ۱۱ پس از ۲۲۸۰ تحلیل سازه ای مقدار بهینه وزن برابر $444/006 \text{ kg}$ را برای خریای حاضر ارائه می‌کند. در مقایسه با روش‌های PSO و HPSO [۲۱]، الگوریتم TLBO به ترتیب با $0/109\%$ و $0/108\%$ وزن بهینه بیشتر ولی با $90/898\%$ و $10/588\%$ تعداد تحلیل سازه‌ای کمتر به پاسخ بهینه رسیده است. از جهتی در مقایسه با میانگین مقادیر محاسباتی حاصل از روش HS [۲۰] و روش‌های PSO و PSOPC و HPSO [۲۱] الگوریتم TLBO با $2/96\%$ وزن بهینه پایین تر و همچنین $90/156\%$ تعداد تحلیل سازه‌ای کمتر کارایی خود را نشان می‌دهد.

۴-۴- خریای بیست و پنج المانی

چهارمین مورد بر تحلیل خریای فضایی شکل (۹) تمرکز دارد. این سازه نیز توسط پژوهشگران بسیاری با روش‌های بهینه سازی دیگر از جمله، الگوریتم ژنتیک [۱۰]، الگوریتم تجمع ذرات و الگوریتم‌های ابتکاری تجمع ذرات [۱۳]، الگوریتم جستجوی هماهنگ ابتکاری^۱ [۲۲]، الگوریتم زنبور عسل [۲۳]، ترکیب الگوریتم تجمع ذرات و الگوریتم تجمع پرستو [۴]، مورد بررسی قرار گرفته و بهینه شده است.

^۱ Harmony Search Heuristic Algorithm (HSHA)

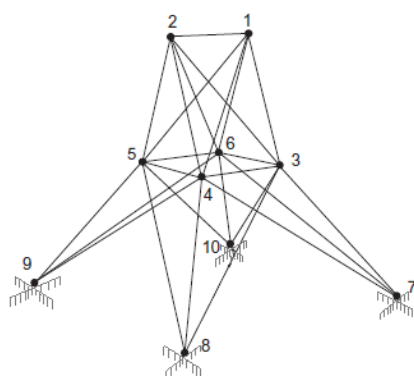


جدول ۸- نتایج ۱۰ مورد از بهینه سازی‌های انجام شده بر روی خرپای ۲۲ المانی فضایی

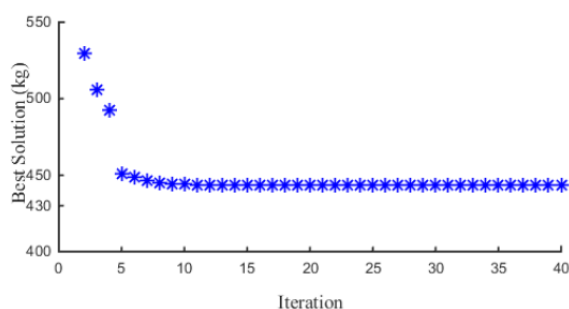
سطح مقطع (cm ²)										شماره عضو	گروه المانی
بررسی ۱۰	بررسی ۹	بررسی ۸	بررسی ۷	بررسی ۶	بررسی ۵	بررسی ۴	بررسی ۳	بررسی ۲	بررسی ۱		
۲۳/۴۵	۲۳/۹۷	۲۴/۷۴	۲۳/۴۵	۲۴/۷۹	۲۵/۴۲	۲۴/۷۲	۲۲/۵۹	۲۴/۵۰	۲۴/۵۸	۱-۴	۱
۲/۹۷	۳/۱۸	۰/۷۴	۳/۲۸	۱/۳۰	۰/۶۵	۱/۵۲	۳/۹۱	۳/۱۲	۱/۷۷	۵-۶	۲
۱/۴۱	۱/۲۸	۰/۷۴	۱/۷۹	۰/۶۵	۰/۶۵	۱/۳۵	۳/۳۵	۲/۳۵	۰/۹۰	۷-۸	۳
۰/۶۵	۰/۶۵	۰/۶۵	۰/۶۵	۰/۶۵	۰/۶۵	۰/۹۰	۱/۵۴	۱/۲۸	۰/۶۵	۹-۱۰	۴
۲۵/۱۳	۲۵/۵۵	۲۵/۹۴	۲۵/۷۴	۲۷/۷۸	۲۵/۹۸	۲۶/۰۱	۲۵/۷۷	۲۵/۷۶	۲۶/۶۳	۱۱-۱۴	۵
۱۷/۰۶	۱۷/۴۱	۱۵/۲۴	۱۵/۲۴	۱۷/۶۸	۱۷/۸۹	۱۷/۲۴	۱۵/۸۳	۱۴/۸۶	۱۷/۰۴	۱۵-۱۸	۶
۶/۷۸	۳/۹۷	۹/۷۷	۵/۲۳	۹/۵۲	۵/۷۲	۲/۱۰	۹/۹۴	۵/۱۹	۸/۷۹	۱۹-۲۲	۷
۴۴۴/۰۰۶	۴۴۴/۳۷۴	۴۴۴/۴۶۸	۴۴۶/۰۳۹	۴۴۶/۶۸۹	۴۴۷/۸۸۰	۴۴۸/۸۰۹	۴۵۱/۴۶۹	۴۵۱/۷۷۹	۴۵۷/۶۵۱	وزن (kg)	
۴۴۸/۳۵۶										وزن میانگین (kg)	
۲۲۸۰	۲۰۵۲	۲۰۵۲	۲۰۵۲	۲۰۵۲	۲۰۵۲	۲۰۵۲	۲۰۵۲	۲۰۵۲	۲۰۵۲	تعداد تحلیل	

جدول ۹- مقایسه نتایج الگوریتم TLBO با دیگر روش‌ها بر روی خرپای ۲۲ المانی فضایی

سطح مقطع (cm ²)							شماره عضو	گروه المانی
الگوریتم TLBO	[۲۱] HPSO	[۲۱] PSOPC	[۲۱] PSO	[۲۰] HS	[۱۹] روش‌های ریاضی	[۱۸] روش‌های ریاضی		
۲۳/۴۵	۲۰/۳۷	۱۹/۶۲	۱۰/۶۹	۱۶/۷۰	۱۶/۵۴	۱۶/۹۶	۱-۴	۱
۲/۹۷	۸/۱۹	۷/۶۸	۴/۶۲	۶/۹۹	۱۰/۰۲	۷/۵۰	۵-۶	۲
۱/۴۱	۶/۳۲	۶/۳۵	۵/۹۳	۲/۳۴	۱/۸۱	۲/۲۱	۷-۸	۳
۰/۶۵	۰/۶۵	۰/۶۸	۱/۱۳	۲/۷۲	۳/۳۰	۲/۷۳	۹-۱۰	۴
۲۵/۱۳	۲۱/۱۶	۲۲/۱۳	۲۹/۵۲	۱۸/۲۴	۱۶/۹۴	۱۷/۹۵	۱۱-۱۴	۵
۱۷/۰۶	۹/۰۵	۹/۹۵	۲۰/۸۰	۱۳/۲۶	۱۳/۷۵	۱۴/۰۲	۱۵-۱۸	۶
۶/۷۸	۸/۳۹	۷/۳۴	۲/۹۰	۱۳/۱۹	۱۴/۲۸	۱۲/۵۹	۱۹-۲۲	۷
۴۴۴/۰۰۶	۴۴۳/۵۲۷	۴۴۳/۵۲۳	۵۱۱/۴۷۹	۴۶۳/۶۷۶	۴۶۹/۳۵۰	۴۶۴/۸۴۱	وزن (kg)	
۲۲۸۰	۲۵۵۰	۲۵۰۵۰	۵۰۰۵۰	۱۵۰۰۰	---	---	تعداد تحلیل	



شکل ۹- خرپای ۲۵ المانی فضایی



شکل ۸- نمودار بهترین پاسخ در هر تکرار (خرپای بیست و دو المانی)



سازه مقایسه شده است. جهت بررسی کارایی الگوریتم جدول (۱۳) و نمودار شکل (۱۰) ارائه شده است.

جدول ۱۰- مشخصات هندسی خرابی ۲۵ المانی فضایی

شماره گروه	مختصات گرهی گرہها (m)		
	محور X	محور Y	محور Z
۱	-۰/۹۵۳	۰/۰۰	۵/۰۸
۲	۰/۹۵۳	۰/۰۰	۵/۰۸
۳	-۰/۹۵۳	۰/۹۵۳	۲/۵۴
۴	۰/۹۵۳	۰/۹۵۳	۲/۵۴
۵	۰/۹۵۳	-۰/۹۵۳	۲/۵۴
۶	-۰/۹۵۳	-۰/۹۵۳	۲/۵۴
۷	-۲/۵۴	۲/۵۴	۰/۰۰
۸	۲/۵۴	۲/۵۴	۰/۰۰
۹	۲/۵۴	-۲/۵۴	۰/۰۰
۱۰	-۲/۵۴	-۲/۵۴	۰/۰۰

خرپای فضایی شکل (۹) دارای ۲۵ عضو با مشخصات هندسی سازه خلاصه شده در جدول (۱۰) است که گروه بندی المانی سازه در جدول (۱۱) ارائه شده است. به گره ۱ نیروی 4.54 ton در جهت مثبت محور X و نیروهای 4.54 ton در جهات Y و Z به گره‌های ۱ و ۲ و نیروهای 2.27 ton و 2.27 ton در جهت محور X به ترتیب به گره‌های ۳ و ۶ این خرپا وارد می‌شوند. محدودیت جابجایی در جهات X، Y و Z برابر $\pm 0.889 \text{ cm}$ و محدودیت حد تنش برابر $2812/278 \text{ kg/cm}^2$ در نظر گرفته شده است، وزن مخصوص مصالح خرپا برابر $2/768 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$ بوده و مدول الاستیک مصالح 703070 kg/cm^2 است. محدودیت سطح مقطع عرضی بین 0.6 cm^2 تا $38/71 \text{ cm}^2$ برای هر گروه المانی اعمال شده است. سازه حاضر تحت ۴۰ تکرار الگوریتم TLBO مورد بررسی قرار گرفت. برای این سازه ۱۰ دسته از نتایج حاصل از بررسی‌های عددی بهینه سازی گردآوری شده و در جدول (۱۲) ارائه شده است. از بین ۱۰ دسته پاسخ ارائه شده در جدول (۱۲) بهترین پاسخ انتخاب شده و در جدول (۱۳) با نتایج بهینه سازی حاصل از بررسی انجام شده با روش‌های مختلف بر روی این

جدول ۱۱- گروه بندی المانی خرابی ۲۵ المانی فضایی

شماره گروه المانی	(شماره المان: گره ابتدایی، گره انتهایی)	شماره گروه المانی	(شماره المان: گره ابتدایی، گره انتهایی)
۱	(۱: ۲)	۵	(۱۲: ۳، ۴: ۱۳، ۵: ۶)
۲	(۲: ۳)، (۳: ۴)، (۴: ۵)، (۵: ۶)	۶	(۱۴: ۳، ۱۰: ۱۴)، (۱۵: ۶، ۷: ۱۶)، (۱۷: ۵، ۸: ۱۷)
۳	(۶: ۷)، (۷: ۸)، (۸: ۹)، (۹: ۱۰)	۷	(۱۸: ۴، ۱۸: ۷)، (۱۹: ۳، ۸: ۱۹)، (۲۰: ۵، ۱۰: ۲۰)، (۲۱: ۶، ۹: ۲۱)
۴	(۱۰: ۱۱)، (۱۱: ۱۲)	۸	(۲۲: ۶، ۱۰: ۲۲)، (۲۳: ۳، ۷: ۲۳)، (۲۴: ۴، ۸: ۲۴)، (۲۵: ۵، ۹: ۲۵)

جدول ۱۲- نتایج ۱۰ مورد از بهینه سازی‌های انجام شده بر روی خرابی ۲۵ المانی فضایی

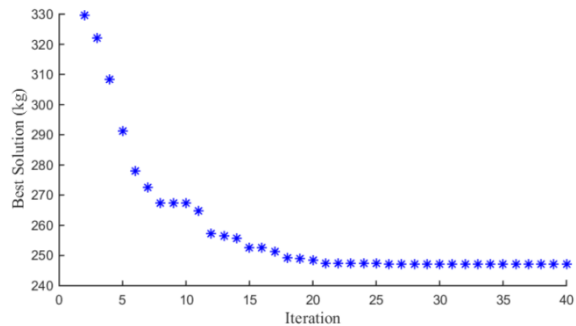
گروه المانی	شماره عضو	سطح مقطع (cm^2)											
		بررسی ۱	بررسی ۲	بررسی ۳	بررسی ۴	بررسی ۵	بررسی ۶	بررسی ۷	بررسی ۸	بررسی ۹	بررسی ۱۰		
۱	۱	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۱۲	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶
۲	۲-۵	۱۳/۰۱	۱۳/۱۹	۱۲/۸۶	۱۲/۴۸	۱۲/۰۶	۱۲/۳۳	۱۲/۸۵	۱۲/۸۵	۱۱/۹۶	۱۲/۸۵	۱۲/۸۵	۱۲/۸۸
۳	۶-۹	۱۹/۳۵	۱۹/۳۶	۱۹/۳۵	۱۹/۵۳	۱۱/۸۶	۱۹/۳۷	۱۹/۴۶	۱۹/۴۶	۲۰/۰۸	۱۹/۴۶	۱۹/۳۱	۱۹/۲۹
۴	۱۰-۱۱	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۱۲	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶
۵	۱۲-۱۳	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۱۲	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶
۶	۱۴-۱۷	۴/۵۲	۴/۳۶	۴/۳۸	۴/۴۱	۵/۱۶	۴/۴۶	۴/۳۶	۴/۳۶	۴/۳۶	۴/۳۶	۴/۴۳	۴/۴۳
۷	۱۸-۲۱	۱۱/۶۷	۱۱/۵۸	۱۱/۵۸	۱۱/۶۴	۹/۲۲	۱۱/۷۵	۱۱/۳۲	۱۱/۳۲	۱۱/۳۳	۱۱/۳۲	۱۰/۸۳	۱۰/۸۳
۸	۲۲-۲۵	۱۸/۱۶	۱۸/۱۶	۱۸/۲۱	۱۸/۰۲	۲۲/۰۵	۱۷/۷۰	۱۷/۶۱	۱۷/۶۱	۱۷/۵۸	۱۷/۶۱	۱۷/۱۱	۱۷/۱۱
	وزن (kg)	۲۵۶/۷۰۶	۲۵۶/۰۸۵	۲۵۵/۱۷۷	۲۵۴/۱۱۰	۲۵۲/۹۱۱	۲۵۲/۶۰۶	۲۵۱/۷۳۷	۲۵۰/۳۰۲	۲۴۷/۳۷۲	۲۴۷/۳۳۵	۲۴۷/۳۳۵	۲۴۷/۳۳۵
	وزن میانگین (kg)	۲۵۲/۴۳۴											
	تعداد تحلیل	۴۳۳۲	۴۳۳۲	۴۳۳۲	۴۳۳۲	۴۳۳۲	۴۳۳۲	۴۳۳۲	۴۳۳۲	۴۳۳۲	۴۳۳۲	۴۵۶۰	۴۵۶۰

جدول ۱۳- مقایسه نتایج الگوریتم TLBO با دیگر روش‌ها بر روی خریای ۲۵ المانی فضایی

گروه المانی	شماره عضو	[۱۰] GA	[۲۲] HSHA	[۱۳] PSO	[۱۳] PSOPC	[۱۳] HPSO	[۲۳] ABC	[۴] ترکیب SSO و PSO	الگوریتم TLBO
۱	۱	۲/۵۸	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۷	۰/۰۶	۰/۰۶
۲	۲-۵	۱۲/۹۰	۱۲/۹۰	۱۲/۹۰	۱۲/۹۰	۱۲/۹۰	۱۲/۷۷	۱۲/۸۴	۱۲/۸۸
۳	۶-۹	۲۳/۲۳	۲۳/۲۳	۲۳/۲۳	۲۳/۲۳	۲۳/۲۳	۱۹/۳۷	۱۹/۲۸	۱۹/۲۹
۴	۱۰-۱۱	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶
۵	۱۲-۱۳	۰/۰۶	۰/۰۶	۲/۵۸	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶	۰/۰۶
۶	۱۴-۱۷	۵/۱۶	۵/۱۶	۵/۱۶	۵/۱۶	۵/۱۶	۴/۴۵	۴/۴۰	۴/۴۳
۷	۱۸-۲۱	۱۲/۹۰	۱۰/۳۲	۱۰/۳۲	۱۰/۳۲	۱۰/۳۲	۱۰/۸۳	۱۰/۸۲	۱۰/۸۳
۸	۲۲-۲۵	۱۵/۴۸	۱۵/۴۸	۱۵/۴۸	۱۵/۴۸	۱۵/۴۸	۱۷/۱۱	۱۷/۲۰	۱۷/۱۱
وزن (kg)		۲۶۸/۷۵۳	۲۵۴/۲۷۹	۲۵۴/۲۷۹	۲۵۴/۲۷۹	۲۵۴/۲۷۹	۲۴۷/۲۹۴	۲۴۷/۲۸۲	۲۴۷/۳۳۵
تعداد تحلیل		۴۰۰۰۰	۲۷۳۴۳ و ۷۱۳۰	۲۵۰۰۰	۲۵۰۰۰	۲۵۰۰۰	۵۰۰۰۰۰	۱۳۳۲۶	۴۵۶۰

۵- نتیجه گیری

در این پژوهش با استفاده از نسخه‌ای از الگوریتم TLBO مبنی بر الگوریتم TLBO اصلاح شده، بر اساس روش پیشنهادی توسط Rao [۸]، بهینه سازی وزن سازه‌های فولادی انجام شد. سازه‌های مورد بررسی شامل چهار خریای فولادی دارای ۱۰ تا ۲۵ المان بود که دو مورد از آنها خریای صفحه‌ای و دو مورد دیگر خریای فضایی بود. نتایج بررسی حاصل از الگوریتم TLBO با دیگر روش‌های بهینه سازی موجود در این پژوهش مقایسه شد. با توجه به بررسی انجام شده الگوریتم TLBO نسبت به روش‌های SSA [۱۴] و GA [۱۰] به ترتیب با ۰/۰۲۳٪ وزن کمتر و ۲۰/۲۷۹٪ وزن بیشتر، با ۸۰/۸۴۸٪ و ۷۶/۰۶٪ تعداد تحلیل کمتر و با ۲/۲۶۵٪ وزن بهینه کمتر و ۷۵/۶۹۵٪ تعداد تحلیل کمتر نسبت به میانگین مقادیر محاسباتی حاصل از دیگر روش‌های بهینه سازی خریای ۱۰ المانی را بهینه می‌کند. همچنین خریای ۱۵ المانی را نسبت به روش‌های MBA [۱۶] و WOA [۱۷] با ۲/۱۸۲٪ وزن بهینه کمتر، به ترتیب با ۳۷/۷۵۷٪ و ۴۸/۶۵٪ تعداد تحلیل سازه‌ای کمتر بهینه می‌کند. از طرفی الگوریتم TLBO نسبت به روش‌های PSOPC و HPSO [۲۱] به ترتیب با ۰/۱۰۹٪ و ۰/۱۰۸٪ وزن بهینه بیشتر اما با ۹۰/۸۹۸٪ و ۱۰/۵۸۸٪ تعداد تحلیل کمتر و همچنین با ۲/۹۶٪ وزن کمتر و ۹۰/۱۵۶٪ تعداد تحلیل کمتر نسبت به میانگین



شکل ۱۰- نمودار بهترین پاسخ در هر تکرار (خریای بیست و پنج المانی)

از جدول (۱۳) و نمودار شکل (۱۰) قابل مشاهده است که الگوریتم در تکرار ۲۱ پس از ۴۵۶۰ تحلیل سازه‌ای، وزن بهینه ۲۴۷/۳۳۵ kg را محاسبه می‌کند. در مقایسه با روش ABC [۲۳] و روش ترکیب روش‌های PSO و SSO [۴] به ترتیب با ۰/۰۱۶٪ و ۰/۰۲۱٪ وزن بهینه بیشتر و همچنین با ۹۰/۸۸۰٪ و ۶۵/۷۸۱٪ تعداد تحلیل سازه‌ای کمتر پاسخ بهینه را محاسبه می‌کند. از سویی با مقایسه نتایج الگوریتم حاضر با مقادیر میانگین حاصل از نتایج روش‌های موجود در مسئله حاضر مشخص می‌گردد که الگوریتم TLBO با ۲/۷۵۷٪ وزن بهینه کمتر و ۹۴/۷۶۳٪ تعداد تحلیل سازه‌ای کمتر به پاسخ بهینه می‌رسد که نشانگر کارایی خوب این الگوریتم است.



- AFFDL, Proceedings of 3rd Conference on Matrix Methods in Structural Analysis.
- [6] Hirschberg, O.H., (1967), "Analysis of the Future: the Delphi Method", Rand Corp, Santa Monica, Calif, pp. 3558-3560
- [7] Erol, O.K. and Eksin, I. (2006), "A New Optimization Method: Big Bang-Big Crunch", Journal of Advances in Engineering Software, Vol. 37, pp. 106-111.
- [8] Rao, V.R., Savsani, J.V. and Vakharia, P.V. (2011), "Teaching-Learning-based Optimization: a Novel Method for Constrained Mechanical Design Optimization Problems", Journal of Computer-Aided Design, Vol. 43, No. 3, pp. 303-315.
- [9] Camp, C.V. (2007), "Design of Space Trusses Using Big Bang-Big Crunch Optimization", International Journal of Structural Engineering, Vol. 133, No. 7, pp. 999-1008.
- [10] Wu, S.J. and Chow, P.T. (1995), "Steady-State Genetic Algorithms for Discrete Optimization of Trusses", International Journal of Computer and Structures, Vol. 56, No. 6, pp. 979-991.
- [11] Sonmez, M. (2011), "Discrete Optimum Design of Truss Structures Using Artificial Bee Colony Algorithm", Journal of Structural and Multidisciplinary Optimization, Vol. 43, No. 1, pp. 85-97.
- [12] Camp, C.V. and Bichon, B.J. (2004), "Design of Space Trusses Using Ant Colony Optimization", International Journal of Structural Engineering, Vol. 130, No. 5, pp. 741-751.
- [13] Li, L. J., Huang, Z. B. and Liu, F. (2009), "A Heuristic Particle Swarm Optimization Method for Truss Structures with Discrete Variables", International Journal of Computer and Structures, Vol. 87, No. 7-8, pp. 435-443.
- [14] Li, H.S. and Ma, Y.Z. (2015), "Discrete Optimum Design for Truss Structures by Subset Simulation Algorithm", Journal of Aerospace Engineering, Vol. 28, No. 4, pp. 1414-1425.
- [15] Zhang, Y.N., Liu, J.P., Liu, B., Zhu, C.Y. and Li, Y. (2003), "Application of Improved Hybrid Genetic Algorithm to Optimize", Journal of South China University Technology, Vol. 33, No. 3, pp. 69-72.
- [16] Sadollah, A., Bahreinnejad, A., Eskandar, H. and Hamdi, M. (2012), "Mine Blast Algorithm for Optimization of Truss Structures with Discrete Variables", International Journal of Computer and Structures, Vols. 102-103, pp. 49-61.
- [17] Mirjalili, S.A. and Lewis, A. (2016), "The Whale Optimization Algorithm", Journal of Advances in Engineering Software, Vol. 95, pp. 51-67.
- [18] Sheu, C. and Schmit, J.L. (1972), "Minimum weight Design of Elastic Redundant Trusses under Multiple Static Load Conditions", AIAA Journal, Vol. 10, No. 2, pp. 155-162.
- [19] Khan, M., Willmert, K. and Thornton, W. (1979), "An Optimality Criterion Method for Large-Scale Structures", AIAA Journal, Vol. 17, No. 7, pp. 753-761.
- [20] Lee, K.S. and Geem, Z.W. (2004), "A New Structural Optimization Method Based on the Harmony Search Algorithm", International Journal of Computer and Structures, Vol. 82, No. 9-10, pp. 781-798.
- [21] Li, L.J., Huang, Z.B., Liu, F. and Wu, Q.H. (2007), "A Heuristic Particle Swarm Optimizer for Optimization of Pin Connected Structures", International Journal of Computer and Structures, Vol. 85, No. 7-8, pp. 340-349.
- [22] Lee, K.S., Geem, Z.W., Lee, S.H. and Bae, K.W. (2005), "The Harmony Search Heuristic Algorithm for Discrete Structural Optimization", Journal of Engineering Optimization, Vol. 37, No. 7, pp. 663-684.
- [23] Sonmez, M. (2011), "Artificial Bee Colony Algorithm for Optimization of Truss Structures", Journal of Applied Soft Computing, Vol. 11, No. 2, pp. 2406-2418.

مقادیر محاسباتی حاصل از دیگر روش های بهینه سازی بررسی شده، خرپای ۲۲ المانی را بهینه می‌کند. و همانطور که از نتایج قابل مشاهده است الگوریتم TLBO خرپای ۲۵ المانی را نسبت به روش ABC [۲۳] و نسبت به روش ترکیب روش های PSO و SSO [۴]، به ترتیب با ۰/۰۱۶٪ و ۰/۰۲۱٪ وزن بهینه کمتر و همچنین به ترتیب با ۰/۹۰/۸۸٪ و ۰/۶۵/۷۸۱٪ تعداد تحلیل سازه‌ای کمتر، بهینه می‌کند. همچنین الگوریتم TLBO نسبت به میانگین مقادیر محاسباتی روش های بهینه سازی ارائه شده توسط دیگر پژوهشگران جهت بهینه سازی خرپای ۲۵ المانی، با ۰/۲/۷۵۷٪ وزن بهینه کمتر و همچنین ۰/۹۴/۷۶۳٪ تعداد تحلیل سازه‌ای کمتر خرپای مورد نظر را بهینه می‌کند. نتایج نشان داد که الگوریتم TLBO با کارایی خوبی عمل می‌کند و نسبت به سایر روش‌ها عملکرد خوبی در محاسبه وزن بهینه دارد. در بیشتر موارد این الگوریتم وزن بهینه محاسباتی بهتر (کمتر) از نتایج دیگر پژوهشگران داشته یا در برخی موارد در مقایسه با دیگر روش‌ها پاسخ بهینه با اختلاف کمی بیشتر از آنها داشت، این در حالی است که تعداد محاسبات سازه ای الگوریتم TLBO جهت دستیابی به بهترین پاسخ از تمامی روش‌های دیگر که در این پژوهش ذکر شده است، کمتر است. یک خواننده تیز بین در نظر دارد که به جهت آنکه الگوریتم TLBO دارای دو فاز محاسباتی است (فاز معلم و فاز دانش آموز) لذا تعداد محاسبات انجام شده در هر تکرار دو برابر دیگر الگوریتم‌های بهینه سازی است. الگوریتم حاضر به جهت پارامترهای کنترلی کم، چون بررسی میانگین داده‌ها و تعداد جمعیت و تعداد متغیر طراحی (بهینه سازی)، سرعت بالایی در محاسبه مقادیر بهینه دارد که مبین این ادعا، تعداد کم تکرار محاسبات سازه‌ای آن جهت محاسبه پاسخ بهینه است.

۶- مراجع

- [1] Adeli, H. and Kamal, O. (1986), "Efficient Optimization of Space Trusses", International Journal of Computer and Structures, Vol. 24, No. 3, pp. 501-511.
- [2] Holland, J. (1975), "Adaptation in Natural and Artificial Systems: an Introductory Analysis with Applications to Biology, Control, and Artificial Intelligence", The University of Michigan Press, pp. 183.
- [3] Dorigo, M. (1992), "Optimization, Learning and Natural Algorithms", PhD Thesis, Dip. Electronica e Informazione Politecnico di Milano, Italy.
- [4] Kaveh, A., Bakhshpoori, T. and Afshari, E. (2014), "An Efficient Hybrid Particle Swarm and Swallow Swarm Optimization Algorithm", International Journal of Computer and Structures, Vol. 143, pp. 40-59.
- [5] Gellatly, R., Berke, L. and Gibson, W. (1971), "The Use of Optimality Criteria in Automated Structural Design", In:



تحلیل عددی اتصالات خمشی فولادی پس کشیده همراه با نبشی‌های فوقانی و تحتانی

حمید حجازی طلب^۱، حسینعلی رحیمی بندرآبادی^{۲*}

۱- کارشناس ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه یزد، یزد

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه یزد، یزد

* یزد، صندوق پستی ۸۹۱۹۵۷۴۱، hejazi.t@gmail.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۰۷/۲۸، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۵/۰۴/۲۳)

چکیده

به منظور کاهش یا حذف تغییرشکل‌های باقی‌مانده ایجاد شده در اعضای اصلی سازه پس از باربرداری زلزله، می‌توان از سیستم‌های خودمرکز استفاده نمود. یکی از روش‌های ایجاد خاصیت خودمرکزی در سازه‌ها، استفاده از اتصالات پس‌کشیده فولادی می‌باشد. در این تحقیق با استفاده از تحلیل عددی به روش اجزا محدود، به مطالعه رفتار اتصال پس‌کشیده فولادی همراه با نبشی‌های فوقانی و تحتانی پیچ شده به بال تیرو بال ستون، تحت بارگذاری چرخه‌ای پرداخته و با استفاده از مقایسه مقادیر شاخص‌های خسارت گوناگون، نقش عوامل مختلف در عملکرد این اتصال بررسی شده است. نتایج حاصل از این تحقیق نشان می‌دهد، با استفاده از روش پس‌کشیدگی، توان باربری اتصال افزایش قابل توجهی یافته درحالی که تغییر شکل‌های باقی‌مانده در اعضای اصلی اتصال ناچیز می‌باشد. در یک اتصال پس‌کشیده ناحیه ماکزیمم تنش ایجاد شده در تیر بر روی بال تیر بوده و استفاده از ورق تقویت با طول بزرگ‌تر سبب کاهش مقادیر تنش‌های ایجاد شده در تیر و کاهش شاخص‌های خسارت و در نتیجه کاهش احتمال وقوع گسیختگی ترد در نبشی‌های کششی اتصال می‌شود.

واژگان کلیدی

سیستم‌های خودمرکز، اتصالات پس‌کشیده فولادی، تحلیل عددی به روش اجزا محدود، شاخص‌های خسارت اتصالات

Numerical Analysis of Post-Tensioned Steel Moment Connections with Top and Seat Angles

H. Hejazitalab, H.A. Rahimi-Bondarabadi

Abstract

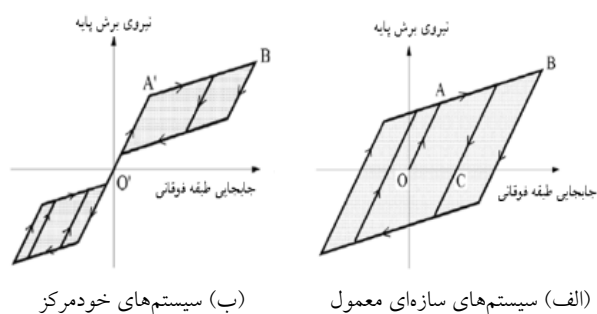
To reduce or eliminate residual deformations in the main members of the structures after an earthquake, researchers presented the idea of using self-centering systems. Several types of self-centering systems have been proposed. One of the strategies for created self-centering in structures, using post-tensioned (PT) steel moment connections. Until now several types of PT steel connections is provided. In this paper, results of numerical analysis using finite element method in ABAQUS software for five full-scale model of interior PT steel connections with bolted top and seat angles has been studied. The results of numerical analysis in this research demonstrate the beams and columns remain essentially elastic while inelastic deformation of the top and seat angles provided energy dissipation and also using post-tensioning method, increase loading capacity significantly without residual deformation in main members of the connection. In a PT connection, maximum stresses in beam created at the flange of beam and using longer reinforcing plate, cause decrease stresses created in beam and reduce various damage index and risk of brittle fracture in tension angles. Cyclic behavior of numerical model of PT connection with combined axial load and drift demand shows that the axial load reduces bearing capacity of connection.

Keywords

Self centering systems, Post-tensioned connections, Numerical analysis, Damage index



حداقل مقدار ممکن رسیده و تغییرشکل‌های باقی‌مانده در این اعضا پس از باربرداری، بسیار ناچیز و یا در حد صفر می‌باشد [۴].



شکل ۱- نمودار هیستریزس ایده آل نیرو-جابجایی [۴]

یکی از روش‌های ایجاد خاصیت خودمرکزی در سازه‌ها استفاده از اتصالات پس‌کشیده فولادی است. این دسته از اتصالات شامل دو جزء اصلی: (۱) کابل‌های پرمقاومت فولادی و (۲) وسیله مستهلک کننده انرژی می‌باشند. تاکنون ابزارهای مستهلک کننده انرژی گوناگونی نظیر میله‌های فولادی تسلیم شونده، صفحات فلزی با عملکرد اصطکاکی نصب شده بر روی بال و یا در جان تیر و نبشی‌های فوقانی و تحتانی، برای این اتصالات ارائه شده‌اند [۲، ۴، ۵]. در این تحقیق به بررسی رفتار اتصالات فولادی پس‌کشیده همراه با نبشی‌های فوقانی و تحتانی پرداخته شده است. در این اتصالات ابتدا تیر و ستون توسط نبشی‌های پیچ شده به بال تیر و بال ستون، به یکدیگر متصل شده، سپس کابل‌های پرمقاومت فولادی از درون ستون عبور کرده، در دو طرف جان تیر و به موازات آن قرار گرفته و در خارج از ناحیه اتصال مهار می‌شوند (شکل ۲). نیروی پس‌کشیدگی اولیه ایجاد شده در کابل‌های فولادی، ممان مقاومی را در اتصال ایجاد کرده و سبب بازگرداندن اعضای اتصال به وضعیت اولیه‌اش پس از باربرداری می‌شود. انرژی وارد شده به اتصال از طریق نبشی‌های فوقانی و تحتانی مستهلک شده به طوری که در پایان بارگذاری، نبشی‌ها دچار تغییرشکل‌های پلاستیک بزرگی شده و می‌بایستی تعویض شوند. نبشی‌ها، علاوه بر استهلاک انرژی در تامین مقاومت خمشی و برشی اتصال نیز مشارکت دارند.

Garlock و همکارانش [۳] نمونه‌های آزمایشگاهی مختلفی از اتصالات فولادی پس‌کشیده همراه با نبشی‌های فوقانی و تحتانی را تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد مطالعه قرار داده و فقط با استفاده از مقایسه نمودارهای هیستریزس نیرو-جابجایی

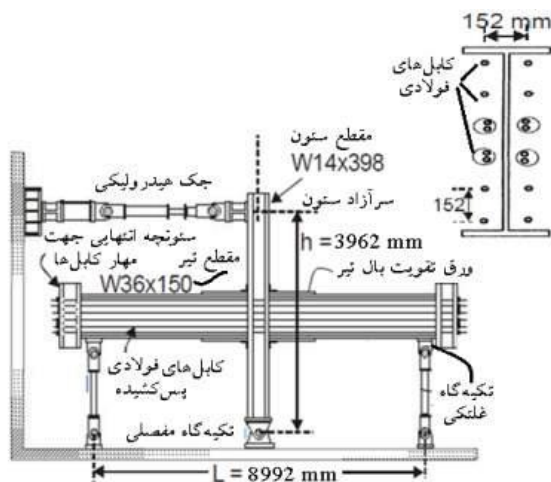
با وقوع زلزله نورتریج در سال ۱۹۹۴ میلادی، شکست‌های متعددی در ناحیه جوش نفوذی اتصالات قاب‌های خمشی فولادی مشاهده شد. پس از وقوع این زلزله، اتصالات فولادی جدیدی نظیر اتصال تیر با مقطع کاهش یافته، اتصال تیر با ورق تقویت پیچ یا جوش شده به بال تیر و اتصال تقویت شده با استفاده از ماهیچه‌های فولادی، جهت بهبود عملکرد لرزه‌ای اتصالات ارائه شدند. اگرچه این اتصالات با دورکردن محل تشکیل مفصل پلاستیک از ناحیه بحرانی نزدیک اتصال، احتمال وقوع شکست ترد در ناحیه جوش اتصال را کاهش داده و سبب بهبود عملکرد اتصالات جوشی تیر به ستون فولادی می‌شوند، اما همچنان پس از باربرداری زلزله، تغییرشکل‌های باقی‌مانده بزرگی در اعضای اصلی اتصال وجود داشته، که این امر، علاوه بر دشوار نمودن فرآیند بهسازی سازه آسیب دیده، سطح عملکرد سازه در مقابل زلزله‌های بعدی را کاهش می‌دهد [۱-۳]. یکی از راهکارهای کاهش و یا حذف تغییرشکل‌های باقی‌مانده ایجاد شده در اعضای اصلی سازه، استفاده از سیستم‌های سازه‌ای خودمرکزی می‌باشد. سیستم خودمرکز^۱ به سیستمی اطلاق شده که پس از باربرداری توانایی بازگرداندن اعضای اصلی تشکیل دهنده‌اش به موقعیت اولیه خود را دارد. در شکل (۱) نمودار هیستریزس ایده‌آل نیرو-جابجایی دو سیستم خودمرکز و الاستو-پلاستیک نشان داده شده است. سطح سایه خورده میان حلقه‌ها معرف میزان انرژی مستهلک شده در این دو سیستم می‌باشد. در سیستم‌های الاستو-پلاستیک که سازه‌های متداول در این گروه قرار گرفته، انرژی رسیده به سازه در درون اعضای اصلی سازه جریان یافته و به طور عمده از طریق فرآیند تسلیم و ایجاد تغییرشکل‌های پلاستیک در این اعضا، مستهلک می‌شود.

مطابق شکل (۱-الف) استهلاک انرژی در سازه‌های معمول همراه با ایجاد تغییرشکل‌های باقی‌مانده بزرگ در اعضای سازه بوده به طوری که هرچه انرژی مستهلک شده بیشتر باشد، طول OC که معرف میزان تغییرشکل‌های باقی‌مانده در اعضای سازه است نیز بزرگتر می‌باشد. این درحالی است که در یک سیستم سازه‌ای خودمرکز (شکل ۱-ب)، انرژی رسیده به سازه، به درون قطعات مخصوصی که به منظور استهلاک انرژی در این سیستم تعبیه شده است، جریان یافته و در آنجا مستهلک می‌شود. بنابراین خسارت اعضای اصلی سازه به

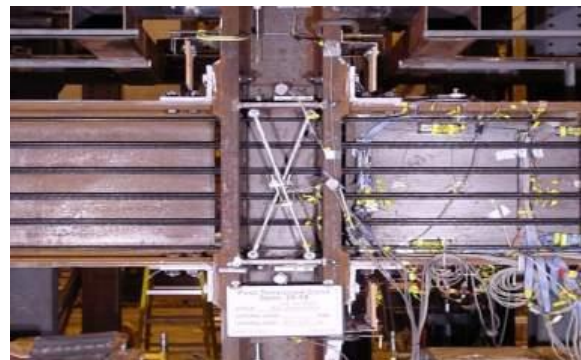
^۱ Self-Centering System

مدل مقطع تیر و ستون به ترتیب $W14 \times 398$ و $W36 \times 150$ بوده و از نبشی با ساق‌های مساوی به ابعاد مقطع $203 \times 203 \times 19$ mm و به طول 406 mm استفاده شده است. جهت تقویت تیر، ورق‌هایی به ابعاد $914 \times 356 \times 25$ mm توسط جوش گوشه به بعد 13 mm به بال‌های فوقانی و تحتانی تیر متصل شده‌اند. ناحیه چشمه اتصال توسط ورق‌های پیوستگی و مضاعف به ابعاد $406 \times 292 \times 32$ mm جوش شده به جان ستون، تقویت شده است. هریک از نبشی‌های فوقانی و تحتانی توسط یک ردیف 4 تایی و دو ردیف 2 تایی پیچ $A490$ به قطر 32 mm به ترتیب به بال ستون و بال تیر متصل می‌شوند.

جهت ساخت قطعات تشکیل دهنده مدل عددی در نرم افزار ABAQUS، از المان Wire در کابل‌های فولادی و از المان Solid در سایر قطعات تشکیل دهنده مدل استفاده شده است. هرکابل پرمقاومت فولادی شامل 7 رشته درهم تنیده فولادی به مساحت کل 140 mm² بوده که در شش ردیف، در عمق جان و دوطرف جان تیر قرار گرفته و در انتهای تیرها مهار می‌شوند (شکل (۳)).



شکل ۳- جزئیات نمونه آزمایشگاهی مورد استفاده در مدل‌سازی عددی [۳]



شکل ۲- نمونه آزمایشگاهی اتصالات فولادی پس کشیده همراه با نبشی‌های فوقانی و تحتانی [۳]

و ممان-دوران این نمونه‌ها، نقش عواملی نظیر تعداد کابل‌های فولادی و اندازه نیروی پس کشیدگی را بر روی رفتار این دسته از اتصالات مورد بررسی قرار دادند. با توجه به محدودیت‌های تحلیل آزمایشگاهی، در این تحقیق با استفاده از نتایج بدست آمده از تحلیل عددی مدل‌های مختلفی از اتصالات پس کشیده همراه با نبشی‌های فوقانی و تحتانی، نقش عواملی نظیر تعداد کابل‌های فولادی پس کشیده، اندازه نیروی پس کشیدگی، اثر توام بارمحوری و بارچرخه‌ای وارده به ستون و طول ورق تقویت بال تیر، بر روی رفتار این اتصالات بررسی شده است. بدین منظور پنج مدل مختلف از این اتصالات ساخته شده و نمودار هیستریزس نیرو-جابجایی، چگونگی توزیع تنش در معیار میسز بر روی خط مرکزی بال تیر و ماکزیمم تنش ایجاد شده در تیرو ستون اتصال در دو حالت آخرین سیکل بارگذاری و مرحله باربرداری نهایی با یکدیگر مقایسه شده‌اند. از طرفی دیگر با توجه به ایجاد تغییرشکل‌های پلاستیک بزرگ در نبشی‌ها و مستهلک شدن آنها در طول بارگذاری، مقادیر شاخص‌های خسارت در طول مقطع بحرانی نبشی مدل‌ها محاسبه و با یکدیگر مقایسه شده است.

۲- مدل‌سازی اتصالات

۲-۱- ابعاد و هندسه کلی مدل

در این تحقیق به منظور تحلیل و بررسی اتصالات تیر به ستون خمشی فولادی پس کشیده، از مدل‌سازی عددی به روش اجزا محدود در نرم‌افزار ABAQUS استفاده شده است [۶]. جهت ساخت مدل عددی اتصالات و همچنین صحت سنجی روند مدل‌سازی عددی، هندسه و مشخصات نمونه آزمایشگاهی [۲] نشان داده شده در شکل (۳) مورد استفاده قرار گرفته است. در این

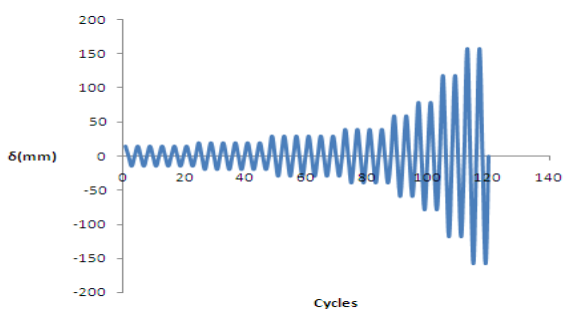
۲-۲- معرفی مدل‌های عددی

در جدول (۱) مشخصات پنج مدل اتصال پس کشیده همراه با نبشی‌های فوقانی و تحتانی آورده شده است. در این جدول T_0 ، معرف اندازه نیروی پس کشیدگی اولیه ایجاد شده در هر کابل فولادی و L طول ورق تقویت متصل شده به بال تیر می‌باشد. به غیر از مدل Sp2 که تحت نیروی پس کشیدگی کل معادل 1600 کیلونیوتن قرار دارد بقیه مدل‌ها تحت نیروی کلی معادل 3200 کیلونیوتن پس کشیده شده‌اند. با استفاده از تحلیل عددی

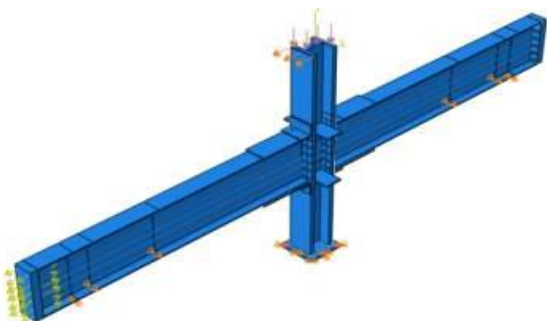
جانبی گره‌های کناری و جابجایی افقی، جانبی و قائم گره‌های میانی ورق ارتجاعی جوش شده به پای ستون و جابجایی قائم گره‌های تیر در محل تکیه‌گاه غلتکی، مقید می‌شوند. جهت مدل‌سازی تکیه‌گاه جانبی، جابجایی جانبی عمود برصفحه گره‌های بال تیر در این فواصل مقید شده است.

۲-۵- بارگذاری و تحلیل

تمام مدل‌ها به جز مدل SP4، فقط تحت بارچرخه ای قرار گرفته و مدل SP4 علاوه بر بارچرخه‌ای تحت بار محوری نیز قرار گرفته است. بارچرخه‌ای به صورت تغییر مکانی در بالای ستون و براساس الگوی ارائه شده توسط SAC-97 [7]، اعمال شده است (شکل (۴)). بارمحوری وارد شده به نمونه SP4 به صورت گسترده در سطح مقطع ستون اعمال می‌گردد (شکل (۵)). نیروی محوری معادل بارگسترده وارده به سرآزاد ستون در مدل SP4، ۲۵۳۵ کیلونیوتن می‌باشد. نوع تحلیل مدل‌ها به صورت استاتیکی غیرخطی بوده که شامل تحلیل غیرخطی مصالح و هندسه می‌باشد. تحلیل هر مدل در دو مرحله انجام می‌شود. در مرحله اول، تحلیل مربوط به پس کشیدگی کابل‌ها و اعمال نیروی محوری و در مرحله دوم، تحلیل تحت بارچرخه‌ای انجام می‌شود.



شکل ۴- نحوه اعمال بارچرخه ای به سرآزاد ستون



شکل ۵- نحوه اعمال شرایط مرزی و بارگذاری مدل عددی

این پنج مدل، نقش عواملی چون تعداد کابل‌ها، نیروی پس کشیدگی اولیه در کابل‌ها، اثر توام بارمحوری و بارچرخه‌ای و طول ورق تقویت بال تیر بر روی رفتار این دسته از اتصالات پس کشیده بررسی شده است. هندسه کلی، مقطع تیر، ستون و نبشی، ابعاد ورق‌های پیوستگی و مضاعف، مشخصات مصالح، شرایط مرزی و تکیه‌گاهی در تمام نمونه‌ها یکسان بوده و همگی تحت بارچرخه‌ای جانبی (اعمالی به صورت افقی به سرآزاد ستون) معادل دریافت ۴ درصد قرار گرفته‌اند.

جدول ۱- مشخصات مدل‌های عددی مورد مطالعه

مدل	بار محوری MPa	L mm	تعداد کابل	T ₀ kN
SP1	---	۹۱۴	۱۶	۲۰۰
SP2	---	۹۱۴	۲۰	۸۰
SP3	---	۹۱۴	۲۰	۱۶۰
SP4	۶۹	۹۱۴	۱۶	۲۰۰
SP5	---	۱۲۱۹	۱۶	۲۰۰

۲-۳- مشخصات مصالح

مقادیر تنش تسلیم و تنش نهایی فولاد استفاده شده در ساخت قطعات مختلف تشکیل دهنده مدل در جدول (۲) آورده شده است. مدول الاستیسیته و نسبت پواسون فولاد مورد استفاده به ترتیب ۲۰۰ GPa و ۰/۳ می‌باشد.

جدول ۲- مشخصات فولاد قطعات مختلف مدل آزمایشگاهی [۳]

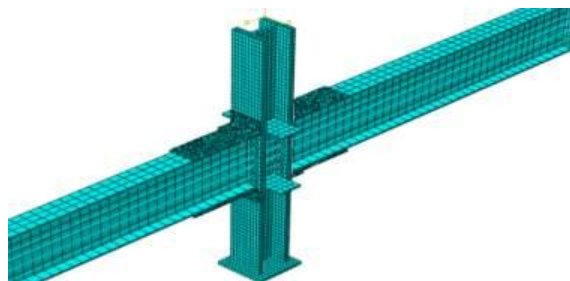
قطعه	تنش تسلیم f _y MPa	تنش نهایی f _u MPa
بال تیر	۳۶۲	۴۹۸
جان تیر	۴۱۴	۵۲۷
بال ستون	۳۵۶	۴۹۹
جان ستون	۳۴۵	۴۹۶
ورق تقویتی	۳۹۷	۵۷۳
نبشی	۳۸۳	۵۴۵
کابل‌های پس کشیده	۱۶۲۰	۱۹۰۰

۲-۴- شرایط تکیه گاهی

براساس نمونه آزمایشگاهی [۳]، تکیه‌گاه پای ستون از نوع مفصلی و تکیه‌گاه‌های انتهایی تیرها از نوع غلتکی بوده که در فاصله ۴۲۶۷ میلیمتر از وجه ستون قرار گرفته‌اند. جهت جلوگیری از کمانش جانبی هر تیر، در فواصل ۳۰۴۸ و ۴۱۶۹ میلیمتر از وجه ستون، تکیه‌گاه جانبی قرار داده شده است. بنابراین در مدل عددی اتصال (شکل (۴))، جابجایی افقی و

۲-۶- گسسته سازی مدل

المان تشکیل دهنده تمام قطعات، المان‌های ۶ وجهی ۸ گرهی بوده اما کابل‌های پس کشیده از المان‌های ۲ گرهی wire تشکیل شده‌اند (شکل (۶)).



شکل ۶- مدل حجمی مش بندی شده

۲-۳- شاخص میسر

شاخص میسر (MI) به صورت تنش در معیار فون میسر (σ_{vm}) تقسیم بر تنش تسلیم (σ_y) محاسبه می‌شود. تنش در معیار فون-میسر از رابطه (۲) بدست می‌آید:

$$\sigma_{vm} = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}} \quad (2)$$

در رابطه (۲)، S_{ij} معرف درایه‌های تانسور تنش انحرافی بوده که با استفاده از رابطه (۳) محاسبه می‌شوند:

$$S_{ij} = \sigma_{ij} + \sigma_m \delta_{ij} \quad (3)$$

در رابطه بالا σ_{ij} درایه‌های تانسور تنش اولیه، σ_m مقدار تنش هیدرواستاتیکی و δ_{ij} دلتای کرونیکر بوده که مقدارش برابر یک است هرگاه $i=j$ بوده و برای $i \neq j$ معادل صفر می‌باشد.

۳-۳- شاخص کرنش پلاستیک معادل

شاخص کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) از تقسیم مقدار کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) بر کرنش تسلیم (ϵ_y) تعریف شده و معیاری از شکل‌پذیری موضعی می‌باشد. کرنش پلاستیک معادل با استفاده از رابطه (۴) محاسبه می‌شود:

$$PEEQ = \sqrt{\frac{2}{3} \epsilon_{ij}^p \epsilon_{ij}^p} \quad (4)$$

که در این رابطه ϵ_{ij}^p مولفه‌های کرنش پلاستیک در امتداد محورهای i و j می‌باشد.

۳-۴- شاخص سه محوره

شاخص سه محوره (TRI) به صورت حاصل تقسیم تنش هیدرواستاتیکی بر تنش میسر تعریف شده و از رابطه (۵) بدست می‌آید:

$$TRI = \frac{PI}{MI} \quad (5)$$

شاخص سه محوری کمیت مهمی جهت بررسی وقوع شکست شکل‌پذیر در فلزات می‌باشد. مقادیر TRI بین ۰/۷۵ و ۱/۵ معرف کاهش شدید مقدار کرنش نظیر گسیختگی فلزات است و چنانچه مقدار TRI از ۱/۵ نیز بیشتر باشد، نشانگر ایجاد گسیختگی ترد می‌باشد.

۳-۵- شاخص گسیختگی

شاخص گسیختگی (RI) به عنوان معیاری از پتانسیل گسیختگی یک مقطع مورد بررسی با استفاده از رابطه (۶) تعریف می‌شود:

۳- معرفی شاخص‌های خسارت

جهت مقایسه رفتار اتصالات پس کشیده مورد مطالعه، از شاخص‌های خسارت شامل شاخص‌های فشار، میسر، کرنش پلاستیک معادل، سه محوره و گسیختگی استفاده شده که توسط El-Tawil [۸ و ۹]، پیشنهاد شده‌اند.

۳-۱- شاخص فشار

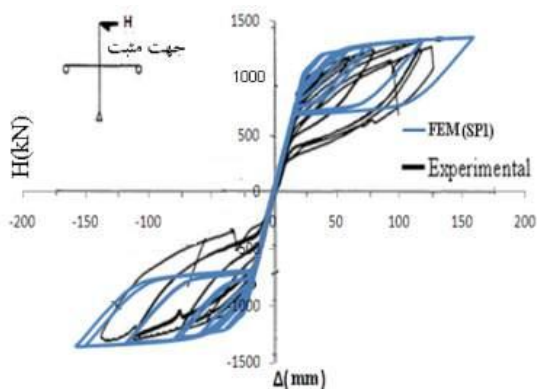
شاخص فشار (PI) به صورت نسبت تنش هیدرواستاتیکی (σ_m) تقسیم بر تنش تسلیم (σ_y) تعریف می‌شود. تنش هیدرواستاتیکی معادل منفی یک سوم مجموع درایه‌های روی قطراصلی تانسور تنش بوده و از رابطه (۱) بدست می‌آید:

$$\sigma_m = -\frac{1}{3} \text{trace}(\sigma_{ij}) = -\frac{1}{3} \sigma_{ii} \quad (1)$$

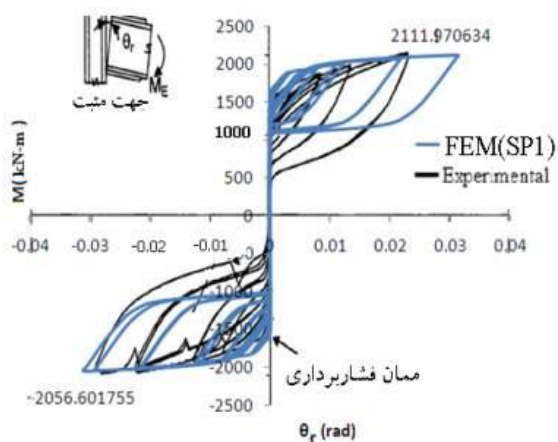
که در این رابطه (σ_{ij}) معرف تانسور تنش و i, j بیانگر محورهای مختصاتی کلی بوده به طوریکه $i, j=1,2,3$ است.

مقادیر تنش‌های هیدرواستاتیکی کششی بزرگ معمولاً با تنش‌های اصلی بزرگ همراه بوده به طوریکه چنانچه در ماده ترک یا عیب دیگری وجود داشته باشد، وقوع این تنش‌های اصلی بزرگ منجر به افزایش ضریب تشدید تنش در نوک ترک شده و احتمال وقوع شکست ترد را افزایش می‌دهد. این شکست‌های ترد به صورت ناگهانی و بدون وقوع تغییر شکل‌های پلاستیک قابل توجه رخ داده و لذا مطلوب نمی‌باشند. از طرفی دیگر تنش هیدرواستاتیکی بزرگ سبب کاهش شکل‌پذیری عضو شده و بر پتانسیل شکست بیشتری دلالت دارد.

نتایج تحلیل آزمایشگاهی انجام شده توسط Garlock و همکارانش [۳] به ترتیب ۱۲۹۰ kN و ۲۲۶۰ kN.m بوده و در نتیجه اختلافی معادل ۵ درصد برای نتایج نیرویی و حدود ۶/۵ درصد برای نتایج ممان، بین دو تحلیل عددی و آزمایشگاهی وجود دارد. مطابقت مناسب نمودارها و درصد اختلاف کم میان مقادیر حداکثر بدست آمده از نتایج تحلیل عددی و تحلیل آزمایشگاهی، حاکی از رضایت بخش بودن مدل سازی عددی است.



شکل ۸- مقایسه نمودار نیرو-جابجایی بدست آمده از تحلیل عددی و نتایج آزمایشگاهی مدل SPI



شکل ۹- مقایسه نمودار ممان خمشی- زاویه شکاف بدست آمده از تحلیل عددی و نتایج آزمایشگاهی مدل SPI

۵- نتایج تحلیل عددی

از آنجایی که یکی از مزایای اتصالات پس کشیده توانایی اتصال در حذف یا کاهش تغییرشکل‌های پلاستیک ایجاد شده در اعضای اصلی اتصال می‌باشد، در شکل (۱۰) و (۱۱) به ترتیب چگونگی توزیع تنش در معیار میسز ایجاد شده در تیر و ستون

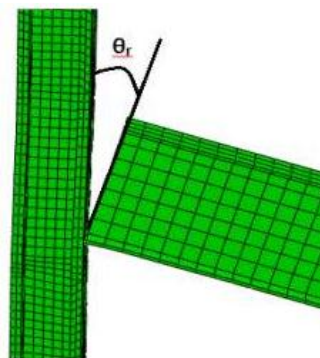
$$RI = \frac{PEEQ}{\varepsilon_y} \exp(1.5 \frac{\sigma_m}{\sigma_{vm}}) \quad (6)$$

در رابطه (۶) عبارت صورت کسر شاخص کرنش پلاستیک معادل و عبارت $\frac{\sigma_m}{\sigma_{vm}}$ همان شاخص سه محوری بوده که در قسمت‌های قبلی معرفی شدند.

۴- صحت سنجی مدل سازی عددی

جهت اطمینان از درستی مدل سازی عددی انجام شده در این تحقیق دو نمودار نیروی جانبی-جابجایی ($H-\Delta$) و ممان خمشی-زاویه شکاف در محل اتصال ($M-\theta_r$)، بدست آمده از نتایج آزمایشگاهی [۳] و تحلیل عددی مدل SPI بایکدیگر مقایسه شده‌اند (شکل (۸) و (۹)). H ، معادل نیروی جانبی است که در هر مرحله از آزمایش به سرآزاد ستون وارد شده Δ ، معادل جابجایی افقی سرآزاد ستون می‌باشد. M ، ممان خمشی ایجاد شده در تیر در نزدیک وجه ستون است. با افزایش ممان خمشی وارده به اتصال به مرحله فشاربرداری رسیده که در این حالت، یکی از بال‌های تیر از بال ستون جدا شده و شکافی میان تیر و ستون در محل اتصال ایجاد می‌شود که در شکل (۷) نشان داده شده است.

از مقایسه نمودارهای $H-\Delta$ و $M-\theta_r$ بدست آمده از تحلیل عددی مدل SPI انجام شده در این تحقیق و نتایج آزمایشگاهی (شکل (۸) و (۹))، مشاهده کرده پوش نمودارها مطابقت مناسبی با یکدیگر داشته، هرچند طول مرحله باربرداری در نمودارهای بدست آمده از تحلیل عددی کوتاه‌تر است.

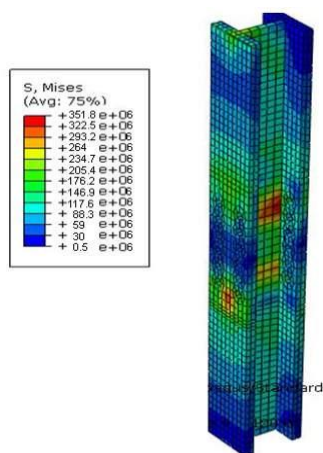


شکل ۷- تعریف شکاف ایجاد شده بین تیر و بال ستون در محل اتصال

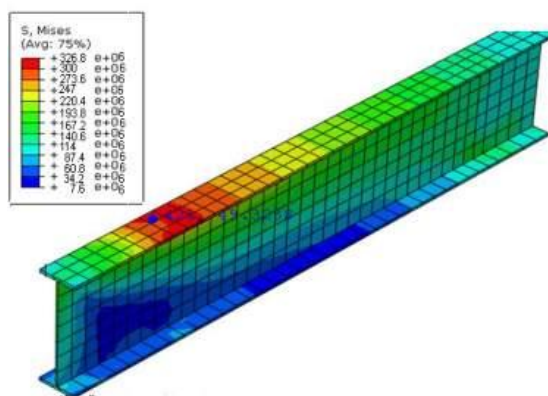
مقادیر حداکثر نیروی جانبی و ممان بدست آمده از تحلیل عددی انجام شده در این تحقیق به ترتیب معادل ۱۳۵۵ kN و ۲۱۱۲ kN.m می‌باشد. مقادیر نیروی جانبی و ممان براساس

محل اتصال تیر به ستون می‌باشد. هرچند مقادیر تنش‌های ماکزیمم ایجاد شده در سایر مدل‌های اتصالات پس‌کشیده مورد بررسی متفاوت است ولی نحوه توزیع تنش و نواحی ماکزیمم تنش ایجاد شده در سایر مدل‌ها مشابهت زیادی با نتایج بدست آمده برای مدل SP1 دارد.

مدل SP1 برحسب پاسکال در دو حالت (الف) آخرین مرحله بارگذاری و (ب) مرحله باربرداری نهایی (حذف بارچرخه‌ای) نشان داده شده است. همانطور که در شکل (۱۰-الف) مشاهده می‌شود ناحیه ماکزیمم تنش ایجاد شده در تیر، بر روی بال تیر و از قسمت انتهایی محل اتصال ورق تقویت بال به تیر شروع می‌شود. با توجه به شکل (۱۰-ب) نواحی ماکزیمم تنش ایجاد شده در ستون، در جان و بر روی بال ستون و در مقاطع نزدیک به

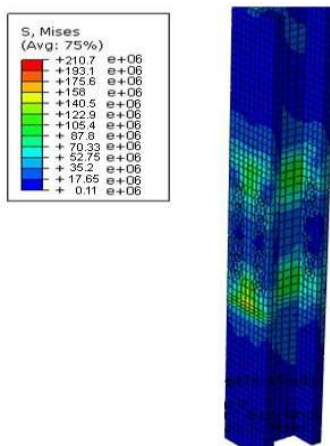


(ب) ستون

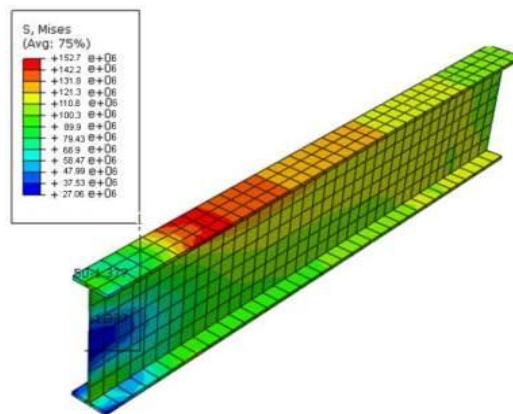


(الف) تیر

شکل ۱۰- توزیع تنش بر اساس معیار میسز بر روی تیر و ستون مدل SP1 در آخرین مرحله بارگذاری (Pa)



(ب) ستون



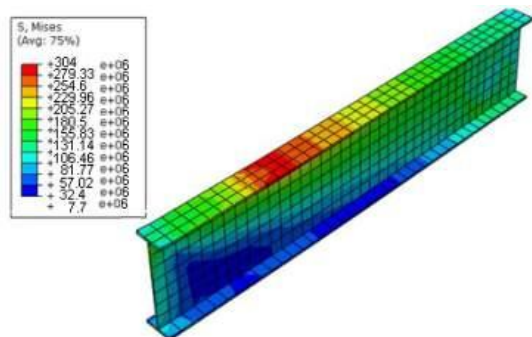
(الف) تیر

شکل ۱۱- توزیع تنش بر اساس معیار میسز بر روی تیر و ستون مدل SP1 در مرحله باربرداری نهایی (Pa)

شده در اعضا، رخ داده هرچند در مدل SP2 که تحت نیروی پس‌کشیدگی کل کمتری نسبت به بقیه مدل‌ها قرار دارد، میزان کاهش تنش ایجاد شده بین مرحله بارگذاری و باربرداری نهایی کمتر است. بین دو مدل SP1 و SP3 که هردو تحت نیروی کل ۳۲۰۰ kN پس‌کشیده شده‌اند، در مدل SP1 که دارای تعداد

در جدول (۳) مقادیر تنش ماکزیمم در تیر، ستون و ورق تقویت بال تیر مدل‌های مورد بررسی در معیار میسز، نظیر دومرحله بارگذاری و باربرداری آورده شده است. با توجه به مقادیر جدول (۳) مشاهده کرده در تمام مدل‌ها پس از باربرداری چرخه‌ای، کاهش قابل توجهی در مقدار تنش ایجاد

بال تیر برای پنج مدل نشان داده شده است. در این شکل خطوط شماره‌های (۱) و (۲) به ترتیب معرف محل تماس انتهایی ورق‌های تقویت به طول ۹۱۴ و ۱۲۱۹ میلی‌متری با بال تیر می‌باشند.



شکل ۱۲- توزیع تنش میسز روی تیر مدل SP5 در آخرین مرحله بارگذاری چرخه‌ای (Pa)

همانطور که در شکل (۱۳) مشاهده می‌شود در تمامی مدل‌ها، ماکزیمم مقدار تنش در بال تیر، بعد از محل تماس انتهایی ورق تقویت با تیر ایجاد می‌شود. در مدل‌های SP1، SP3 و SP4 که همگی دارای هندسه مدل مشابهی بوده و تحت نیروی پس‌کشیدگی یکسانی قرار دارند، توزیع شاخص میسز در خط مرکزی بال تیر کاملاً مشابه می‌باشد. استفاده از ورق تقویت با طول بیشتر علاوه بر اینکه محل ماکزیمم تنش ایجاد شده بر روی بال تیر را از ناحیه بحرانی نزدیک اتصال دورتر می‌کند، مقادیر تنش و شاخص میسز کوچکتری نیز در تیر ایجاد می‌نماید.

در هر مرحله از بارگذاری چرخه‌ای همواره دو نبشی فشرده شده و دونبشی دیگر تحت کشش قرار داشته و دارای وضعیت بحرانی می‌باشند (شکل (۱۴)). در شکل (۱۵) نواحی ماکزیمم تنش ایجاد شده در نبشی‌های کششی نشان داده شده است. در این نواحی بحرانی مفاصل پلاستیک ایجاد شده که مطابق شکل (۱۴) دو ناحیه در ساق قائم و یک ناحیه در ساق افقی نبشی قرار دارد. در نمودارهای نشان داده شده در شکل‌های (۱۶) تا (۲۰) چگونگی توزیع شاخص‌های خسارت در طول ناحیه بحرانی شماره (۲) نبشی کششی در آخرین مرحله بارگذاری چرخه‌ای اعمال شده به پنج مدل اتصال نشان داده شده است.

کابل‌های فولادی کمتری بوده ولی هرکابل تحت نیروی پس‌کشیدگی بزرگتری نسبت به مدل SP3 قرار دارد، میزان کاهش تنش در اعضای اصلی اتصال بین مرحله باربرداری و بارگذاری اندکی بیشتر می‌باشد. اعمال بارمحوری به سرآزاد ستون در مدل SP4 علاوه بر بارگذاری چرخه‌ای، هرچند سبب شده تنش ماکزیمم بزرگتری در ستون ایجاد شود ولی تنش باقی مانده کمتر و کاهش تنش بیشتری نسبت به مدل SP1 در تیر و ستون این مدل مشاهده می‌شود.

جدول ۳- مقادیر ماکزیمم تنش میسز برحسب مگاپاسکال

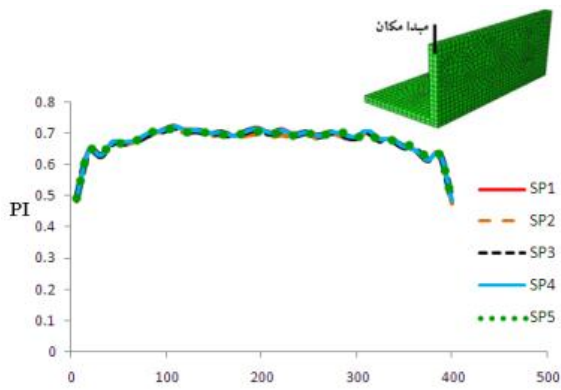
مدل	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5
$(S_{max})_L$ تیر	۳۴۰/۰۸	۲۰۳/۲۷	۳۴۰/۲۲	۳۳۳/۰۴	۳۱۴/۷۷
$(S_{max})_{UnL}$ تیر	۱۵۳/۵۶	۱۴۴/۴۶	۱۵۶/۳۹	۱۵۰/۲۵	۱۳۶/۴۶
درصد کاهش تنش	۵۴/۸	۲۸/۹	۵۴	۵۴/۹	۵۶/۶
$(S_{max})_L$ ستون	۳۵۱/۸۰	۲۵۰/۰۹	۳۵۱/۶۶	۳۵۶/۴۹	۳۵۱/۷۳
$(S_{max})_{UnL}$ ستون	۲۱۰/۳۱	۱۹۶/۱۰	۲۱۱/۳۴	۱۷۴/۴۵	۲۰۸/۶۵
درصد کاهش تنش	۴۰/۲	۲۱/۶	۳۹/۹	۵۱	۴۰/۷
$(S_{max})_L$ ورق تقویت	۴۶۴/۴۰	۴۰۹/۶۵	۴۶۵/۰۹	۴۶۶/۱۲	۴۵۰/۷۵
$(S_{max})_{UnL}$ ورق تقویت	۳۶۶/۴۲	۳۵۴/۰۸	۳۷۰/۹۷	۳۷۸/۶۲	۳۳۲/۲۹
درصد کاهش تنش	۲۱/۱	۱۳/۶	۲۰/۲	۱۸/۸	۲۶/۳

$(S_{max})_L$ = تنش ماکزیمم در آخرین مرحله بارگذاری چرخه‌ای

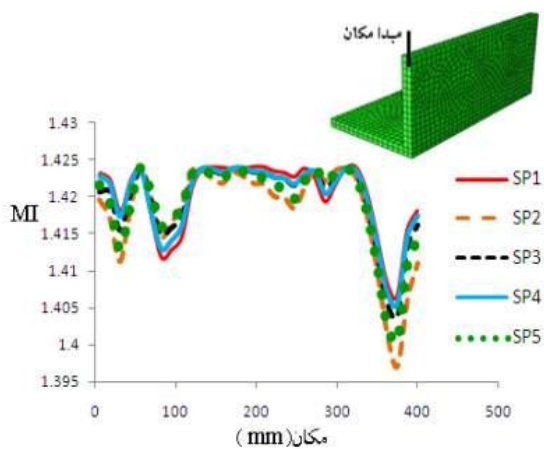
$(S_{max})_{UnL}$ = تنش ماکزیمم در مرحله باربرداری نهایی

مقایسه نتایج مدل SP5 با مدل SP1 نشان می‌دهد، استفاده از ورق تقویت با طول بیشتر، سبب کاهش قابل توجهی در مقدار تنش ایجاد شده در تیر و ورق تقویت در هر یک از مراحل بارگذاری و باربرداری، می‌شود.

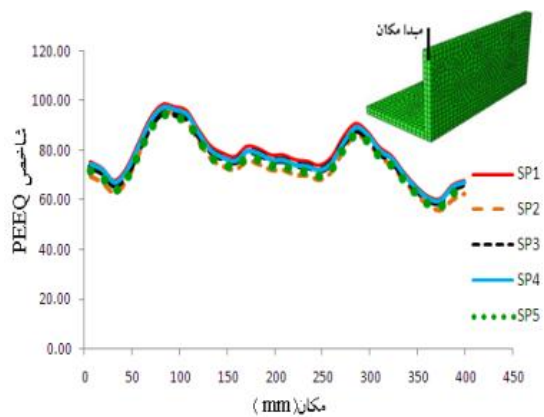
در شکل (۱۲) چگونگی توزیع تنش میسز در تیر مدل SP5 به صورت کنٹوری نشان داده شده است. در این مدل هم مانند سایر مدل‌های مورد بررسی، ماکزیمم تنش در تیر، بر روی بال تیر ایجاد شده و ناحیه بحرانی تنش از ناحیه انتهایی تماس ورق تقویت با بال تیر شروع می‌شود هرچند محل ماکزیمم تنش بعد از انتهایی محل اتصال ورق تقویت با بال تیر قرار دارد. در شکل (۱۳) نمودار تغییرات شاخص میسز در طول خط مرکزی



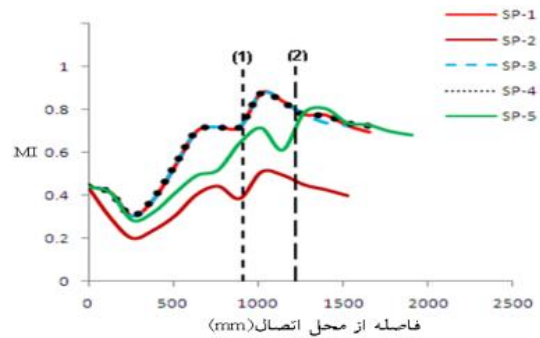
شکل ۱۶- تغییرات شاخص فشار در طول ناحیه بحرانی شماره (۲) نبشی کششی پنج مدل اتصال پس کشیده



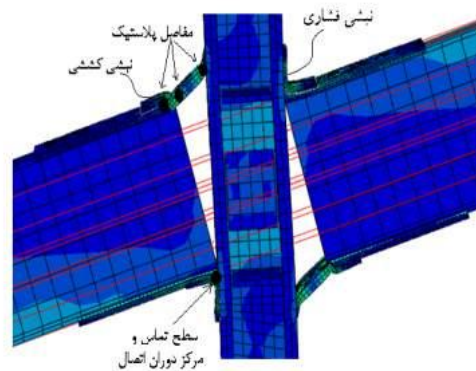
شکل ۱۷- تغییرات شاخص میسز در طول ناحیه بحرانی شماره (۲) نبشی کششی پنج مدل اتصال پس کشیده



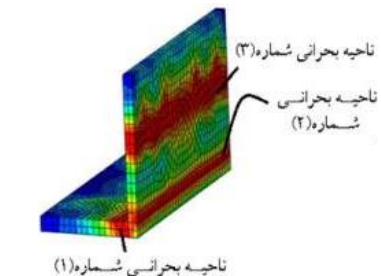
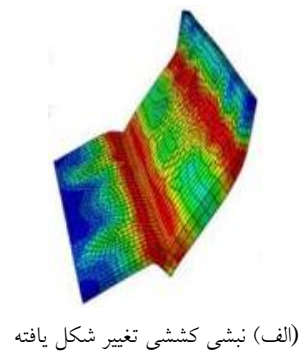
شکل ۱۸- تغییرات شاخص PEEQ در طول ناحیه بحرانی شماره (۲) نبشی کششی پنج مدل اتصال پس کشیده



شکل ۱۳- چگونگی تغییرات شاخص میسز در طول خط مرکزی بال تیر پنج مدل مورد بررسی



شکل ۱۴- نحوه تغییر شکل اتصال پس کشیده و ایجاد مفصل پلاستیک در نبشی های کششی و فشاری

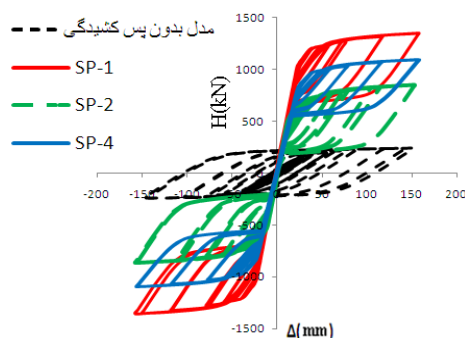


(ب) نبشی کششی بدون در نظر گرفتن تغییر شکل

شکل ۱۵- نواحی بحرانی نبشی کششی

طولانی‌تر، احتمال وقوع گسیختگی در نبشی کششی کمتر می‌باشد. از سویی دیگر مطابق شکل (۲۱) با حذف بار چرخه‌ای، مدل SP-2 که با نیروی کل کمتری پس‌کشیده شده است توانایی کمتری در کاهش تنش و تغییرشکل پلاستیک ایجاد شده در اعضای اتصال دارد.

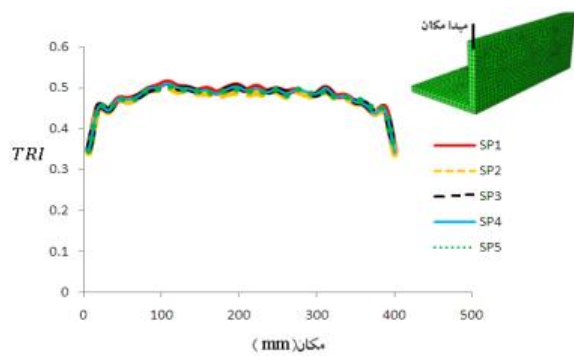
جهت بررسی ظرفیت باربری اتصالات پس‌کشیده، نمودار نیروی جانبی-جابجایی افقی ($H-\Delta$) مدل‌های SP-1، SP-2، SP-4 و مدلی مشابه این سه مدل بدون کابل‌های فولادی و اعمال نیروی پس‌کشیدگی در شکل (۲۲) با یکدیگر مقایسه شده است. با توجه به این نمودارهای نتیجه گرفته، استفاده از کابل‌های فولادی و خاصیت پس‌کشیدگی چندین برابر ظرفیت باربری اتصال را افزایش می‌دهد. از طرفی دیگر وجود بارمحوری سبب کاهش ظرفیت باربری جانبی اتصال شده و با کاهش نیروی پس‌کشیدگی کل اعمالی به اتصال، توان باربری اتصال نیز کاهش می‌یابد. مقادیر ماکزیمم ظرفیت باربری جانبی انواع مدل‌های اتصال پس‌کشیده و مدل بدون خاصیت پس‌کشیدگی تحت دریافت یکسان در جدول (۴) آورده شده است.



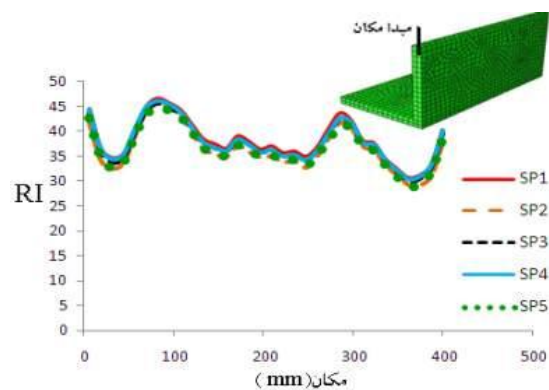
شکل ۲۲- مقایسه نمودار نیرو-جابجایی بین مدل اتصالات پس‌کشیده و مدل اتصال مشابه بدون خاصیت پس‌کشیدگی

جدول ۴- مقادیر ماکزیمم نیروی جانبی نظیر دریافت ۴ درصد (برحسب کیلونیوتن)

مدل	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	بدون کابل فولادی
ماکزیمم نیروی جانبی	۱۳۵۴	۸۶۰	۱۳۵۲	۱۰۹۸	۱۳۵۴	۲۴۳

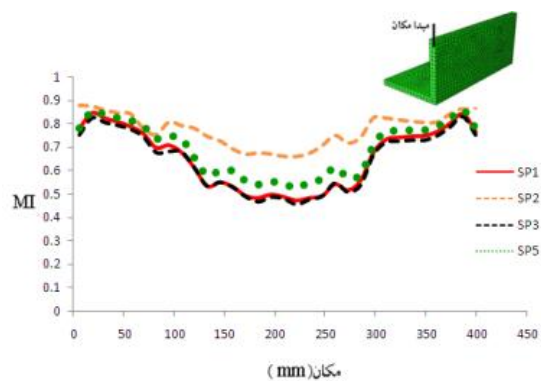


شکل ۱۹- تغییرات شاخص سه‌محوری در طول ناحیه بحرانی شماره (۲) نبشی کششی پنج مدل اتصال پس‌کشیده



شکل ۲۰- تغییرات شاخص گسیختگی در طول ناحیه بحرانی شماره (۲) نبشی کششی پنج مدل اتصال پس‌کشیده

در شکل (۲۱) تغییرات شاخص میسر در طول ناحیه بحرانی شماره (۲) نبشی کششی پنج مدل پس از مرحله باربرداری نهایی نشان داده شده است.



شکل ۲۱- تغییرات شاخص میسر در طول ناحیه بحرانی شماره (۲) نبشی کششی پنج مدل اتصال پس‌کشیده در مرحله باربرداری

با توجه به نمودارهای نشان داده شده در شکل‌های (۱۶) تا (۲۰) نتیجه گرفته، در مدل اتصال پس‌کشیده با ورق تقویت

۶- نتیجه گیری

در این مقاله نقش عوامل مختلف بر روی رفتار اتصالات پس کشیده همراه با نبشی های فوقانی و تحتانی بررسی گردید و نتایجی به شرح زیر بدست آمد:

این دسته از اتصالات ضمن داشتن ظرفیت باربری بسیار بالا، به دلیل خاصیت پس کشیدگی، تنش های ایجاد شده در تیر و ستون در طول مرحله بارگذاری چرخه ای در حالت الاستیک باقی مانده و با حذف بارچرخه ای، تنش ها و تغییرشکل های ایجاد شده در اعضای اصلی اتصال به میزان قابل توجهی کاهش می یابد.

استفاده از ورق تقویت با طول بیشتر ضمن اینکه محل ماکزیمم تنش و مفصل پلاستیک ایجاد شده در تیر را از ناحیه بحرانی نزدیک اتصال دورتر می کند، سبب شده تا اندازه تنش های ایجاد شده در تیر نیز کاهش یافته و نبشی های کششی، شاخص خسارت کمتری داشته باشند. این امر بدان معناست که احتمال وقوع گسیختگی ترد در نبشی اتصال پس کشیده همراه با ورق تقویت طولانی تر کمتر می باشد.

از آنجایی که بخش عمده ای از استهلاک انرژی توسط نبشی های اتصال انجام شده، تنش ها و تغییرشکل های بزرگی در آنها ایجاد می شود. از بررسی های انجام شده در این تحقیق، سه ناحیه بحرانی تنش در نبشی ها مشاهده شد که مفصل پلاستیک در این نواحی تشکیل می شوند. از این نواحی بحرانی، یک ناحیه در ابتدای ساق افقی نبشی و دو ناحیه در ساق قائم نبشی یکی در ابتدای ساق قائم نبشی و دیگری در حوالی محل سوراخ های ایجاد شده جهت پیچ کردن نبشی به بال ستون، ایجاد می شود. از بررسی تغییرات شاخص های خسارت در طول ناحیه بحرانی شماره (۲) نبشی کششی مدل ها، مشخص شد در فواصل ۱۰۰ میلیمتری از دو انتهای نبشی، احتمال وقوع گسیختگی بیشتر می باشد. از بررسی نمودار تغییرات شاخص سه محوری در طول ناحیه بحرانی شماره (۲) در تمام مدل ها، درمی یابیم که حداکثر مقدار شاخص سه محوری در این ناحیه ۰/۵ بوده و در نتیجه شکست ترد در این ناحیه رخ نمی دهد.

استفاده از سیستم پس کشیدگی سبب افزایش قابل توجه ظرفیت باربری اتصال شده و این افزایش با نیروی پس کشیدگی کل اعمال شده به اتصال متناسب می باشد. به طوریکه حداکثر نیروی جانبی تحمل شده تحت میزان جابجایی جانبی نسبی مشابه، در سه مدل SP1، SP3 و SP5 که همگی با نیروی کل یکسانی پس کشیده شده اند، تقریباً مساوی است. از طرفی دیگر،

اعمال توام بارمحوری و بارچرخه ای، سبب کاهش ظرفیت باربری جانبی اتصال به میزان ۱۹ درصدی شود. با کاهش نیروی پس کشیدگی کل اعمال شده به اتصال به میزان ۵۰ درصد، توان باربری جانبی اتصال به میزان تقریباً ۳۶ درصد کاهش می یابد.

۷- مراجع

- [1] Vasdravellis, G., Karavasilis, T.L., and Uy, B. (2013), "Finite Element Models and Cyclic Behavior of Self-Centering Steel Post-Tensioned Connections with Web Hourglass Pins", *Engineering Structures*, Vol. 52, pp. 1-16.
- [2] Ricles, J., Sause, R., Garlock, M. and Zhao, C. (2001), "Posttensioned Seismic-Resistant Connections for Steel Frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, pp. 113-121.
- [3] Garlock, M., Ricles, J. and Sause, R. (2004), "Experimental Studies on Full scale Post-Tensioned steel Moment connections", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 2514.
- [4] Christopoulos, C., Filiatrault, A. and Folz, B. (2002), "Seismic Response of Self-centring Hysteretic SDOF Systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 1131-1150.
- [5] Rojas, P., Ricles, J. and Sause, R. (2004), "Seismic Response and Design of Post-Tensioned Steel Moment Resisting Frames with Friction Components", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 1603.
- [6] DassaultSystemes. Abaqus user's Manual, Version 6.13. Providence, RI, USA, 2013.
- [7] Clark, P., Frank, K., Krawinkler, H. and Shaw, R. (1997), "Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam-Column Connection Tests and Other Experimental Specimens", Report No. SAC/BD-97/02, SAC Joint Venture, Sacramento, CA.
- [8] El-Tawil, S., Mikesell, T., Vidarsson, E. and Kunnath, K. (1998), "Strength and Ductility of FR Welded-Bolted-Connections", Report No. SAC/BD-98/01.SAC Joint Venture.
- [9] 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.



عملکرد لرزه‌ای اتصالات تیر به ستون با بال سوراخ شده برای قاب‌های فولادی شکل پذیر

اردوان آتش زبان^۱، محسن ایزدی نیا^۲، روح الله احمدی جزینی^{۳*}، ایمان حاجی رسولیها^۴

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد نجف آباد، اصفهان

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد نجف آباد، نجف آباد، اصفهان

۳- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شرق، تهران

۴- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه شفیلد انگلستان

* تهران، صندوق پستی ۱۸۷۳۵-۱۳۳۶، Roohollah_ahmady@yahoo.co.uk

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۰۷/۲۰، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۵/۰۵/۲۰)

چکیده

آسیب‌های بسیار در اتصالات بال جوش شده تقویت نشده (Welded Un-reinforced Flange) WUF در زلزله ۱۹۹۴ نورتریج منجر به توسعه اتصالات خمشی مقطع تیر کاهش یافته (Reduced Beam Section) RBS برای جلوگیری از مودهای گسیختگی ترد زودرس در اتصالات جوشی شدند. این مقاله، عملکرد لرزه‌ای اتصالات مقاوم خمشی با بال سوراخ شده (Drilled flange connection-DF) را که اخیراً توسعه یافته‌اند به عنوان یک جایگزین ساده و کارآمد برای اتصالات RBS در نواحی لرزه‌ای، مورد مطالعه قرار می‌دهد. اتصالات DF به وسیله مجموعه‌ای از سوراخ‌های تعبیه شده با مته روی بال‌های بالایی و پایینی (در امتداد محور اصلی تیر) به منظور ایجاد یک نقطه ضعیف کنترل شده مفصل پلاستیک که می‌تواند مانع تمرکزهای تنش در لبه‌های اتصال شود، ایجاد می‌شوند. در این بررسی، مجموعه‌ای از مطالعات تحلیلی، بر مبنای تحقیقات تجربی قبلی، برای ارزیابی رفتار چرخه‌ای اتصالات تیر به ستون WUF، DF و RBS انجام گرفت. ترکیبات متفاوت سوراخ و نسبت‌های مقاومت برشی چشمه اتصال استفاده گردید تا طرح بهینه‌ای حاصل شود و مودهای شکست زودرس در جوش‌های شیار با نفوذ کامل اجتناب شود. نتیجه شاخص این تحلیل‌ها نشان دهنده کارایی ایده‌آل اتصال بال سوراخ شده با اولین الگوی سوراخ در کاهش شاخص گسیختگی جوش نفوذی اتصال تیر به ستون می‌باشند. در این الگو قطر سوراخ‌ها با افزایش فاصله تا بر ستون افزایش یافته است.

واژگان کلیدی

اتصال بال سوراخ شده (DF)، اتصال مقطع تیرکاهش یافته (RBS)، اتصال بال جوش تقویت نشده (WUF)، چشمه اتصال، مقاومت برشی

Seismic Performance of Drilled Flange Beam to Column Connections for Ductile Steel Frames

A. Atashzaban, M. Izadinia, R. Ahmady Jazany, I. Hajirasouliha

Abstract

Extensive damages in welded unreinforced flange connections (WUF) in the Northridge 1994 earthquake led to the development of reduced beam section (RBS) moment connections to prevent premature brittle failure modes in welded connections. This paper investigates the seismic performance of recently developed drilled flange (DF) moment resisting connections as a simple and efficient alternative to RBS connections in seismic regions. DF connections are established by a series of holes made by drilling on the top and the bottom flanges of the beam (along the main axis) to create an intentional weak point, which can prevent stress concentrations at the connection edges. In this study, a series of analytical studies based on previous experimental researches were carried out to evaluate cyclic behaviour of DF, WUF and RBS beam to column connections. Different drilled flange hole configurations and panel zone shear strength ratios were used to obtain an optimum design and prevent premature failure modes in complete joint penetration groove welds. Results show optimum configuration of drilled flange holes in DF connections reduce the rapture index and equivalent plastic strains of critical points on welded joints and comparing with WUF and RBS connections provide an appropriate seismic performance. The diameter of holes increase by distance from column face for the optimum configuration of DF connections.

Keywords

Drilled flange connection, Reduced beam section connection, Unreinforced flange connection, Panel zone, Shear strength



گسیختگی گسترده در اتصالات بال تقویت نشده جوش شده WUF (Welded Unreinforced Flange) در قاب های مقاوم خمشی فولادی (MRF) در زلزله نورتريج، نکات بسیاری را در مورد هندسه و ویژگی های مواد و تاثیر این موارد بر شکست این اتصالات نشان داده است [۱]. چندین تحقیق در زمینه گسیختگی های مشاهده شده در اتصالات قبل از نورتريج، ثابت کرده اند که تنش سه محوری در جوش نفوذی کامل بال های تیر، منجر به یک گسیختگی زود هنگام خط جوش نزدیک به بال تیر قبل از هر گونه تسلیم تیر و تغییر شکل پلاستیک می شود [۲ و ۳]. در یکی از آخرین تحقیقات Han و همکارانش رفتار چرخه ای اتصالات جان جوش شده و بال پیچی تقویت نشده پس از زلزله نورتريج (WUF-B) را بررسی کردند. آزمایشات آنها نشان داد که اتصالات WUF-B دارای نسبت مقاومت چشمه اتصال متغیر ۰/۹ تا ۱/۶ می توانند ظرفیت تغییر شکل نسبی طبقه را به بیشتر از ۰/۰۲ برساند که برای عملکرد لرزه ای اتصالات قاب های خمشی معمولی مناسب می باشد [۴]. اتصالات مقطع تیر کاهش یافته RBS (Reduced Beam Section) برای جلوگیری از مودهای گسیختگی ترد زودرس مشاهده شده در اتصالات بال جوش شده تقویت نشده WUF به دلیل تمرکز تنش بالا در لبه اتصال، ابداع شده اند [۵]. در اتصالات RBS به طور کلی، عرض بال تیر تا فاصله کوتاهی از مقطع ستون کاهش یافته و بنابراین برای کاهش تمرکز تنش ها در بر ستون، یک فیوز در اتصال ایجاد می کنند. بررسی های Reorder نشان داد که این نوع اتصال قادر به تامین عملکرد لرزه ای خوب با ظرفیت چرخشی پلاستیک زیاد می باشد [۶]. Uang و همکارانش، شش آزمایش تمام مقیاس اتصال تیر به ستون، شامل اتصالات مقطع تیر کاهش یافته RBS با دال بتنی انجام دادند. نتایج آزمایشات آنها نشان داد که استفاده از بال پایینی تیر کاهش یافته به تنهایی نمی تواند مانع گسیختگی ترد در جوش نفوذی بال بالایی شود و حضور یک دال بتنی با حذف پشت بند جوش نفوذی، فقط اندکی عملکرد سیکلیک را بهبود می بخشد [۷].

Chen و Chao عملکرد لرزه ای اتصالات خمشی فولادی دارای مقاطع تیر کاهش یافته، را از طریق مجموعه ای از آزمایش های مقیاس بزرگ اتصال تیر به ستون نصب شده با دال های کف، بررسی کردند. آنها نشان دادند که نسبت لنگر خمشی مثبت به لنگر خمشی منفی ممکن است به بزرگی ۱/۱۸ باشد که اساساً به علت مشارکت دال های کف می باشد [۸].

Scott و همکارانش، عملکرد هشت اتصال خمشی مقطع تیر کاهش یافته RBS را تحت یک الگوی بارگذاری چرخه ای شبه استاتیکی به صورت آزمایشگاهی بررسی کردند. آنها نتیجه گیری کردند که به کار گیری دال بتنی می تواند تیرها را در مقابل کماتش پیشگی جانبی، بدون افزایش آشکار در کرنش های موجود در بال پایینی تیر مقاوم کند [۹]. در بررسی مشابهی، Lee و همکارانش، هشت آزمایش مقیاس کامل روی اتصالات خمشی فولادی مقطع تیر کاهش یافته RBS برای بررسی اثر نوع اتصال جان (بولت شده در مقابل جوش شده) و مقاومت چشمه اتصال بر عملکرد لرزه ای قاب خمشی انجام دادند. نتایج نشان دادند هر دو نمونه چشمه اتصال قوی و متوسط که دارای یک اتصال جان جوش شده اند، قادر به ایجاد ظرفیت چرخش اتصال مناسبی بر اساس معیارهای قاب مقاوم خمشی ویژه می باشند [۱۰]. Farrokhi و همکارانش، یک اتصال کاهش یافته را با حفر سوراخ هایی در ورق های بال برای ایجاد یک مقطع ضعیف عمدی پیشنهاد کردند. اتصال ورق بال سوراخ شده DF می تواند محل تمرکز تنش را از بر اتصال تغییر داده و مودهای گسیختگی موضعی نامطلوب تیر را که معمولاً در اتصالات مقطع تیر کاهش یافته RBS قرار دادی مشاهده می شوند، رفع کند. بررسی آنها نشان داد که اتصالات ورق بال سوراخ شده DF می توانند به طور قابل ملاحظه ای مقاومت و ظرفیت شکل پذیری انواع اتصالات خمشی جوش شده مقطع تیر کاهش یافته RBS را بهبود بخشند. به علاوه به نظر می رسد عملکرد اتصالات ورق بال سوراخ شده DF به کیفیت ریشه جوش وابستگی کمتری داشته باشد. زیرا مکانیزم رفتار غیر خطی اصلی در نزدیکی سوراخ های حفر شده ایجاد می شود [۱۱]. Haddad و Vetr، برای بررسی عملکرد لرزه ای اتصالات ورق بال سوراخ شده DF تحت بارگذاری چرخه ای، آزمایش های بیشتری انجام دادند و اتصالات ورق بال سوراخ شده DF در بررسی های آنها به ظرفیت خمشی مورد انتظار کامل رسیدند و سختی چرخشی کافی و شکل پذیری چرخشی مطلوب را نشان دادند [۱۲].

هدف این مقاله، بهینه سازی عملکرد لرزه ای اتصالات ورق بال سوراخ شده DF با تشخیص بهترین الگوی سوراخ و نسبت های مقاومت برشی تیر به چشمه اتصال، می باشد. برای ارزیابی عملکرد بهینه اتصالات ورق بال سوراخ شده DF، ظرفیت چرخش پلاستیک و ماکزیم کرنش پلاستیک معادل، تنش سه محوری و شاخص گسیختگی آنها با اتصالات خمشی RBS (مقطع تیر کاهش یافته) و WUF (بال تقویت نشده جوش شده) مقایسه شدند.

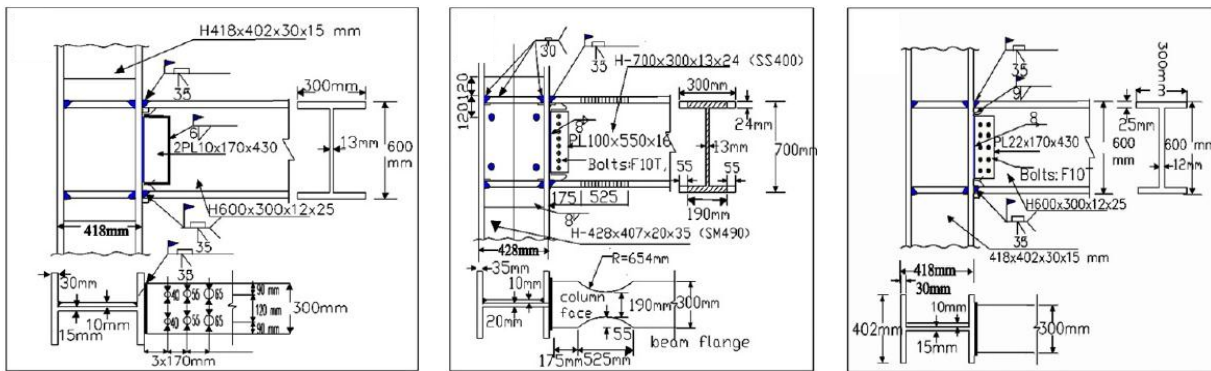


۲- نمونه های آزمایشی مرجع

برای درک بهتر و راست آزمایی از مطالعات تحلیلی، سه نمونه آزمایش اتصالات مقاوم خمشی فولادی با سه نوع اتصال WUF، RBS و DF از مطالعات گذشته انتخاب شدند. شکل (۱) جزئیات این سه نمونه آزمایش را نشان می دهد [۱۲-۱۴].

اتصال خمشی جوش شده تیر به ستون (WUF) که در این مطالعه برای راست آزمایی نمونه های تحلیلی استفاده شده است، از نمونه آزمایشی S6 در مطالعه Chen و همکارانش، اقتباس شده است [۱۲]. نتایج آزمایش آنها نشان داد که شکستگی تیر در این اتصال در تقاطع میان سوراخ دسترسی جوشکاری و

جوش نفوذی کامل در زاویه تغییر شکل نسبی طبقه ۴٪ آغاز شده است. سپس خط شکستگی به سمت لبه های بال، انتشار یافته و این آزمایش به شکستگی تیر نزدیک به جوش نفوذی CJP اشاره می کند. پاسخ چرخه های این نمونه در شکل (۲-ب) نشان می دهد، هیچ تنزل مقاومتی در رفتار چرخه های این اتصال تا نقطه گسیختگی مشاهده نشده است. Lee و همکارانش [۱۳]، مطالعه آزمایشگاهی در مورد عملکرد اتصالات RBS انجام دادند. نمونه ها طبق پروتکل بارگذاری ATC24 [۱۵]، به طور چرخه ای آزمایش شدند.

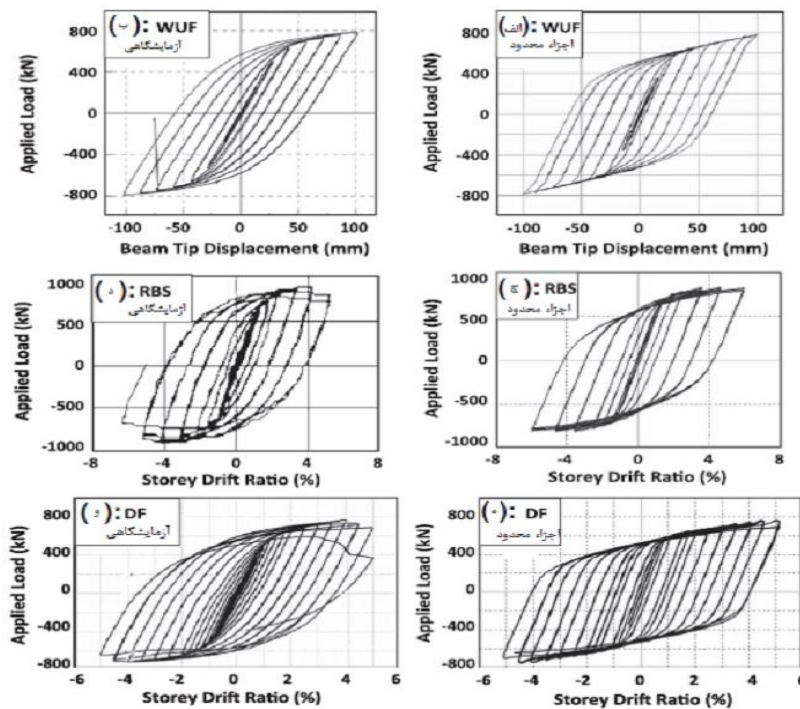


ج) اتصال DF [۱۴]

ب) اتصال RBS [۱۳]

الف) اتصال WUF [۱۲]

شکل ۱- نمای شماتیک نمونه های آزمایشی منتخب



شکل ۲- مقایسه میان پاسخ آزمایشگاهی (سمت چپ) و تحلیلی (سمت راست) بین نمونه های با اتصال WUF، RBS و DF

خلاصه سه نمونه آزمایش توصیف شده در جدول (۱) ارائه شده است.

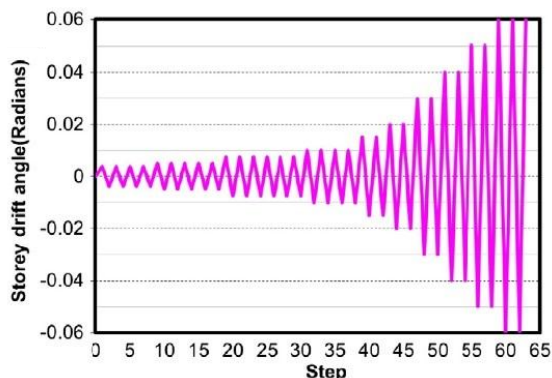
۱-۲- روش مدل سازی

سه مدل تحلیلی اجزاء محدود غیرخطی، با بکار بردن برنامه ANSYS [۱۷]، با مصالح فولادی و جوش تعریف شدند. المان Solid45 برای مدل سازی انتخاب شد. المان Solid45 به وسیله هشت گره با سه درجه آزادی در هر گره، برای مسائل جابجایی بزرگ غیر خطی، تعریف می شود. ذکر این نکته ارزشمند است که پیچها و ورقهای برشی، در مدل تحلیلی نمونه‌های آزمایش S6 و DB700-SW مدل سازی نمی شوند، زیرا لغزش میان پیچ و ورقهای برشی در آزمایش گزارش نشده است [۱۲، ۱۳]. شکل (۴) مدل‌های المان محدود (FEM) سه نمونه آزمایش ذکر شده در بخش قبلی را نشان می دهند.

مدل‌ها با اصلاح موضعی در نواحی اتصالات ستون با تنش بالا و سوراخ‌ها به طور غیر یکنواخت مش بندی می شوند. زیرا این مطالعه، رفتار موضعی اتصالات را بررسی می کند و تأثیرات خستگی چرخه‌ای را در نظر نمی گیرد. با در نظر گرفتن برخی شاخص‌های خسارت شامل شاخص‌های کرنش پلاستیک معادل و گسیختگی که توسط El-Tawil [۲۰] پیشنهاد شده‌اند، مطالعه پتانسیل شکست جوش و غیره، ممکن خواهند بود که شاخص گسیختگی (RI) توسط رابطه (۱) تعریف می شود:

$$RI = \frac{\varepsilon_{eqv}^{pl} / \varepsilon_y}{\exp\left(-1.5 \frac{\sigma_m}{\sigma_{eff}}\right)} \quad (1)$$

که ε_{eqv}^{pl} ، ε_y ، σ_m و σ_{eff} به ترتیب کرنش پلاستیک معادل، کرنش تسلیم، تنش هیدروستاتیک و تنش موثر (به عنوان تنش فون میسز) می باشند.



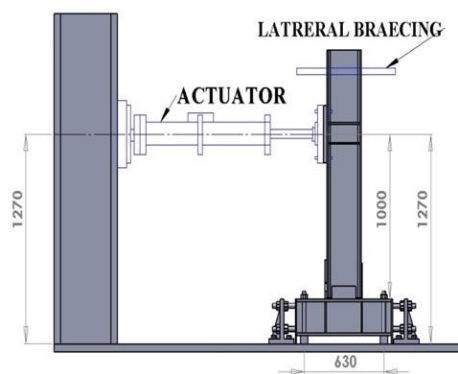
ب) الگوی بارگذاری به کار رفته برای نمونه آزمایش RDH1 [۱۶]

نمونه آزمایشی DB700-SW همانطور که در شکل (۱-ب) نشان داده می شود، برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای اتصال RBS دارای چشمه اتصال قوی، بر اساس مقررات لرزه‌ای AISC [۱۶]، طراحی شد. شکل (۲-د) پاسخ چرخه‌ای نمونه آزمایشی DB700-SW را نشان می دهد. Haddad و Vetr [۱۴] مجموعه‌ای از مطالعات آزمایشگاهی برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای اتصالات بال سوراخ شده DF انجام دادند. از این به بعد به نمونه‌های آزمایشی شامل سوراخ‌های حفر شده دربال با عنوان RDH1 با چشمه اتصال قوی اشاره می شود که عملکرد خوبی را نشان داده است. پیکر بندی سوراخ‌ها متشکل از سه ردیف سوراخ دو تایی است.

همانطور که در شکل ۱- (پ) ترسیم شده، قطر سوراخ‌ها با افزایش فاصله میان مرکز سوراخ و بر ستون افزایش می یابد. همچنین هر سوراخ دو تایی در یک نیز، نسبت به محور اصلی تیر، به طور متقارن روی بال تیر واقع است.

شکل (۳-الف) و (۳-ب) نیز مشخصات سازوکار و الگوی بارگذاری نمونه آزمایش RDH1 را نشان می دهند [۱۴]. به علت اهمیتی که اتصالات خمشی تیر به ستون و رفتار آنها در سازه‌ها حین بارهای لرزه‌ای دارند، جهت بررسی دقیق این رفتار باید به پارامترهای سختی، مقاومت و شکل پذیری اتصال توجه نمود. منحنی‌های هیستریزس بدست آمده تحت بارهای چرخه‌ای امکان بررسی این سه پارامتر مهم اتصال را می دهند که به همین علت در این پژوهش از الگوی بارگذاری چرخه‌ای مطابق استاندارد لرزه‌ای AISC [۱۶] استفاده شده است.

پاسخ چرخه‌ای نمونه آزمایشی RDH1 در شکل (۲-و) نشان می دهد، ظرفیت چرخش کلی در انتهای آزمایش به حدود ۰.۵٪ زاویه دریفت طبقه می رسد.



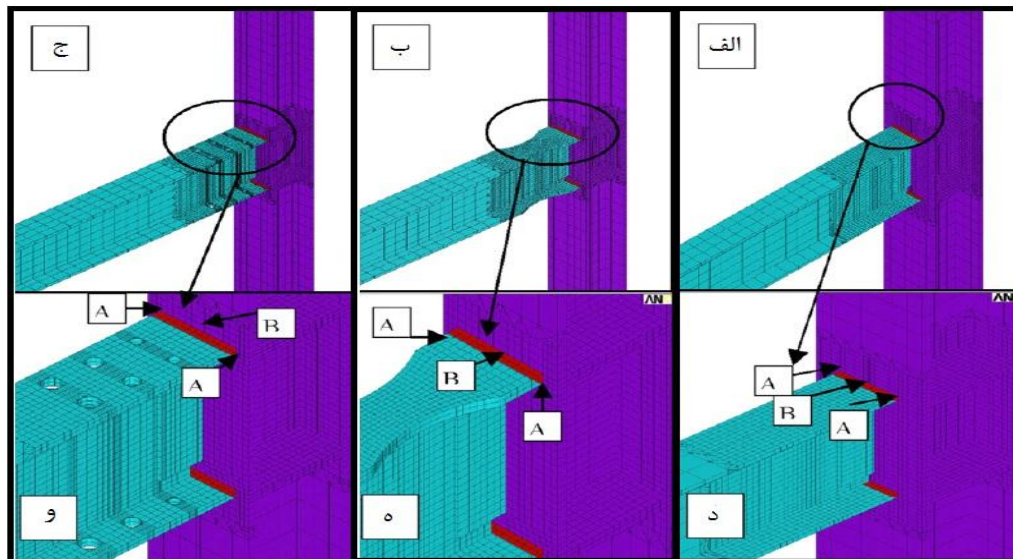
الف) سازو کار نمونه‌های آزمایشی RDH1 [۱۴]

شکل ۳- سازو کار و الگوی بارگذاری به کار رفته برای نمونه آزمایش

جدول ۱- خلاصه جزئیات برای نمونه‌های آزمایشگاهی مرجع این تحقیق

مشخصات هندسی اتصال (میلی متر)	مشخصات جوش	مشخصات مصالح F_y (مگا پاسکال)		ضخامت ورق مضاعف (میلی متر)	مقاطع تیر و ستون (میلی متر)	نمونه آزمایش		
		ستون	تیر					
		بال جان	بال جان					
---	E7018 35/20	۳۴۳ ۵۱۲	۳۰۴ ۴۵۵	۱۰	H600×300×12×25 H418×402×30×15	WUF (S6 [12])		
c ۵۵	b ۵۲۵	a ۱۷۵	E70T7 35/25	۳۴۵ ۴۵۰	۴۵۰ ۴۰۰	۱۰	H700×300×13×24 H428×407×20×35	RBS (DB700-SW [13])
d3 ۳۰	d2 ۵۵	d1 ۴۰	E7018 35/20	۳۶۷ ۵۳۷	۳۱۰ ۴۲۰	۱۰	H600×300×12×25 H418×402×30×15	DF (RDH1 [14])

a, b و c: به مشخصات اتصال RBS رجوع شود (شکل (۱-ب)).
 d1, d2 و d3: قطر سوراخ‌های اتصال بال سوراخ شده می باشند (شکل (۱-ج)).
 d/e/f: به ترتیب نوع الکترود، زاویه پخ (درجه) و قطر ریشه جوش (میلی متر) هستند.



شکل ۴- (الف) مدل تحلیلی نمونه آزمایش S6، (ب) DB700-SW دارای اتصالات RBS، (ج) نمونه آزمایشی RDH1 و (د)، (ه)، (و) نقاط بحرانی متناظر

معیار تسلیم Von Mises برای تعریف رفتار پلاستیک انتخاب شد. بر مبنای اطلاعات آزمایش‌های شرح داده شده، مدل‌های تحلیلی سه نمونه آزمایش مختلف تعریف شدند. فرمول بندی تغییر شکل‌های بزرگ المان برای شبیه سازی کمانش چشمه اتصال، بال‌های تیرها، جان تیر و نیز بال‌های ستون به کار برده شدند. ویژگی‌های مواد بکار رفته در آنالیزها، بر مبنای روابط تنش- کرنش اندازه گیری شده در آزمایش‌های مینا بودند.

نسبت تنش هیدرواستاتیک به تنش فون میسر نسبت تنش سه محوری نامیده می‌شود. این نسبت کمیت مهمی برای گسیختگی شکل پذیر فلز است. نسبت تنش سه محوری بین ۰/۷۵- و ۱/۵- می‌تواند کاهش شدید در کرنش گسیختگی فلزات ایجاد کند و مقادیر کمتر از ۱/۵- باعث ایجاد گسیختگی ترد می‌شود. بر مبنای این معادله، یک مقدار RI بزرگتر، پتانسیل محتمل تری برای ترک خوردگی را نشان می‌دهد. رفتار کمانش غیر خطی، با بکار بردن نقص هندسی اولیه سازگار با شکل اولین مود کمانش نمونه آزمایش، در این آنالیز وارد شده است و

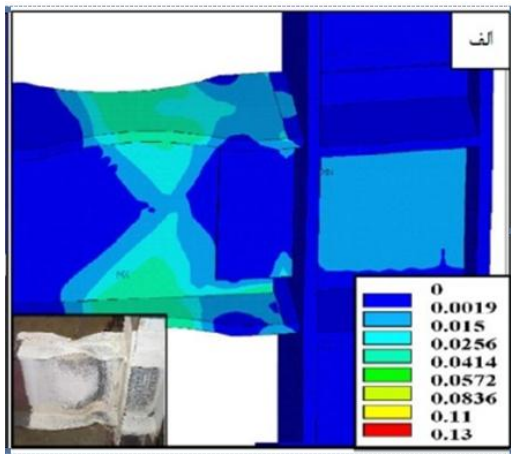
۲-۲- راست آزمایی تحلیلی:

به لنگر پلاستیک اسمی کاهش داشته باشد. ضوابط مزبور با توجه منحنی بار چرخه ای شکل (۲) برای مدل های تحلیل شده برقرار می باشند.

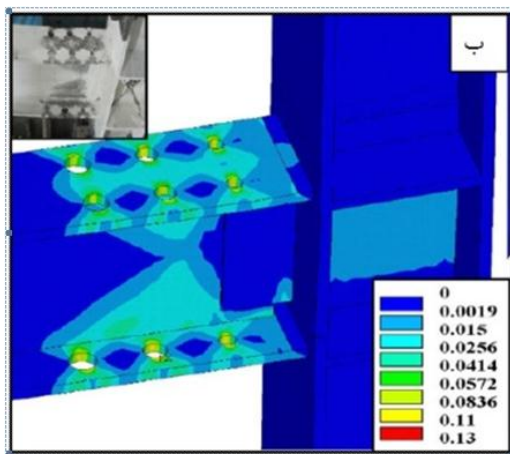
در تحقیق حاضر، نمودارهای بار چرخه ای در مقابل تغییر شکل نسبی طبقه، برای نمونه های آزمایشگاهی و تحلیلی RDH1، S6 و DB700-SW ارائه می شوند [۱۸]. شکل های (۲-الف)، (ج) و (ه) و (۲-ب)، (د) و (و) به ترتیب پاسخ های چرخه ای تحلیلی و سه نمونه آزمایش مرجع مطابق آنها را نشان می دهند. مقایسه ای از پاسخ های مدل های تحلیلی و نتایج آزمایش نشان می دهد، که مدل های تحلیلی می توانند پاسخ غیر الاستیک نمونه های آزمایش را به طور دقیق پیش بینی کنند. پاسخ پیش بینی شده تحلیلی تطابق خوبی با آزمایش همه نمونه های آزمایشی مینا دارد. پارامتر دیگری که مطابقت خوبی با نتایج داشت، کرنش پلاستیک معادل (ϵ_{eqv}^{pl}) می باشد. این پارامتر موثر که نشان دهنده رفتار ترد یا شکل پذیر اتصال خواهد بود به وسیله رابطه (۲) تعریف می شود:

$$\epsilon_{eqv}^{pl} = \frac{1}{\sqrt{2}(1+\nu)} \times \left[(\epsilon_x^{pl} - \epsilon_y^{pl})^2 + (\epsilon_y^{pl} - \epsilon_z^{pl})^2 + (\epsilon_x^{pl} - \epsilon_z^{pl})^2 + \frac{2}{3}(\gamma_{xy}^{pl2} + \gamma_{yz}^{pl2} + \gamma_{xz}^{pl2}) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

که ϵ_{eqv}^{pl} و γ_{ij}^{pl} مؤلفه های کرنش نرمال پلاستیک، $i=x,y,z$ و $ij=xy,yz,xz$ مؤلفه های کرنش برشی پلاستیک و ν ضریب پواسون می باشد. نتایج کرنش پلاستیک معادل (EPEQ) با استفاده از نمودارهای توزیع کرنش نشان داده شده در شکل (۵) برای مدل تحلیلی نمونه های آزمایش RDH1 و DB700-SW نشان داده می شوند و مطابقت خوبی با نواحی رنگ ریختگی آزمایشگاه نشان داده شده در این شکل دارند. این پارامتر را می توان برای پیش بینی توزیع تغییر شکل های پلاستیک با شدت متفاوت به کار برد. بر مبنای نتایج تحلیلی، مقادیر کرنش پلاستیک معادل برای مدل تحلیلی نمونه های آزمایشی RDH1 در نواحی بال سوراخ شده، هنگامی که یک ترک در نزدیکی لبه یکی از سوراخ ها برای نمونه متناظر آزمایشگاهی رخ می دهد، در تغییر شکل نسبی طبقه ۰/۰۴ و ۰/۰۵ رادیان به ترتیب به ۰/۱۲ و ۰/۲۳ می رسند. در حالیکه این مقادیر در مدل تحلیلی نمونه های آزمایش DB700-SW در تغییر شکل نسبی طبقه ۰/۰۴ و ۰/۰۵ رادیان به ترتیب به ۰/۳۸ و ۰/۴۲۸ می رسند. بر اساس مقررات لرزه ای AISC برای اتصالات خمشی ویژه [۱۸]، لازم است اتصالات توانایی رسیدن به تغییر شکل نسبی معادل ۰/۰۴ رادیان در چرخش اتصال را داشته و مقاومت خمشی اتصال در بر ستون به ازای چرخش ۰/۰۴ رادیان حداکثر ۲۰ درصد نسبت



الف) توزیع کرنش پلاستیک معادل برای مدل تحلیلی نمونه های آزمایش DB700-SW [۱۳]، در تغییر شکل نسبی طبقه ۰/۰۵ رادیان



ب) توزیع کرنش پلاستیک معادل مدل تحلیلی نمونه های آزمایش RDH1 [۱۴]، در تغییر شکل نسبی طبقه ۰/۰۵ رادیان

شکل ۵- توزیع کرنش پلاستیک معادل برای نمونه های آزمایش RDH1 و DB700-SW [۱۳ و ۱۴]

۳- توصیف مدل های تحلیلی مقایسه ای

در این مطالعه روش تحلیل اجزا محدود که قبلاً توصیف شده، برای بررسی تأثیر دامنه بسیار بزرگتری از متغیرهای هندسی نسبت به مدل های تحلیلی اولیه در حیطه مشخصات هندسی کارهای آزمایشگاهی [۱۴-۱۲] به کار گرفته می شود. این متغیرها در مدل های تحلیلی ارائه شده در این بخش ارزیابی شده اند. مقادیر اولیه قطر سوراخ ها در تحلیل برابر قطر سوراخ های نمونه های آزمایش RDH1 تعریف شده اند. در رابطه با این

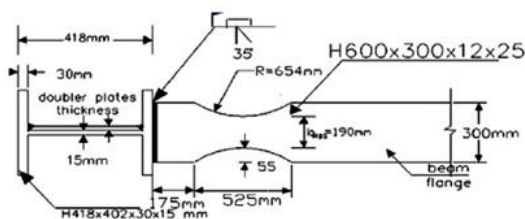


سوراخ‌های دارای اندازه قطری مشابه، به عنوان سومین الگوی سوراخ (Dh3) می‌باشد (شکل ۶-ه)). در نهایت مجموعه ششم شامل سوراخ‌ها با اندازه قطری مختلف تقلید شده از هندسه اتصالات RBS است که به عنوان چهارمین الگوی سوراخ‌ها (Dh4) می‌باشد (شکل ۶-و)).

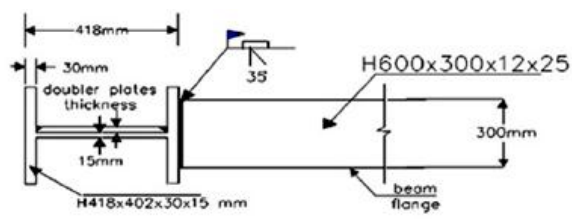
مصالح مورد استفاده برای تیرها و ستون‌ها از دو نوع St37 و SM490YA می‌باشد که برای فولاد St37، مقاومت حد تسلیم 240 kg/cm^2 و برای فولاد SM490YA مقاومت حد تسلیم 360 kg/cm^2 است که مدول الاستیسیته $E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ و ضریب پواسون $\nu=0.3$ می‌باشد. جهت رفتار دقیق مصالح، منحنی تنش- کرنش فولاد ST37 و SM490YA بوسیله گزینه سخت شونده‌گی چند خطی مدل‌سازی و برای مدل‌سازی جوش نفوذی اتصال مستقیم تیر به ستون از الکتروود E7018 با تنش تسلیم 3990 kg/cm^2 و تنش نهایی 4820 kg/cm^2 استفاده شد.

آزمایش‌ها سه طرح سوراخ برای مدل تحلیلی تعریف شده است. مقادیر قطر سوراخ بزرگ متوسط و کوچک به ترتیب برابر ۶۵ و ۵۵ و ۴۵ میلی متری باشند که برابر ۰.۲۲، ۰.۱۸ و ۰.۱۳ عرض بال می‌باشند. فاصله میان سوراخ‌ها، نیز برابر مقدار اولیه در آزمایش مرجع می‌باشد (شکل ۶-پ)). با توجه به نوع اتصال‌ها و الگوهای متفاوت محتمل سوراخ کاری شش مجموعه تحلیلی تعریف می‌شود:

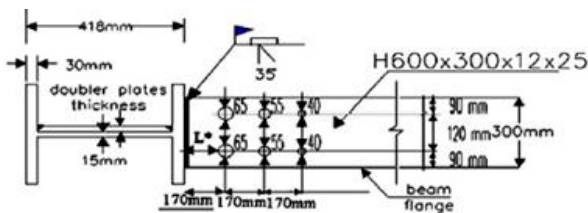
اولین مجموعه، مدل تحلیلی با اتصالات WUF بود (شکل ۶-الف)). دومین مجموعه اتصالات RBS می‌باشد (شکل ۶-ب)). سومین مجموعه اتصالات بال سوراخ شده با مقادیر افزایشده قطر سوراخ با افزایش فاصله مرکز ردیف سوراخ تا بر ستون، به عنوان اولین الگوی سوراخ (Dh1) می‌باشد (شکل ۶-ج)). مجموعه چهارم، اتصالات بال سوراخ شده دارای پیکربندی مقادیر قطر سوراخ کاهش یافته با افزایش فاصله مرکز ردیف سوراخ‌ها تا بر ستون، یعنی دومین الگوی سوراخ (Dh2) می‌باشد (شکل ۶-د)). پنجمین مجموعه نیز متشکل از



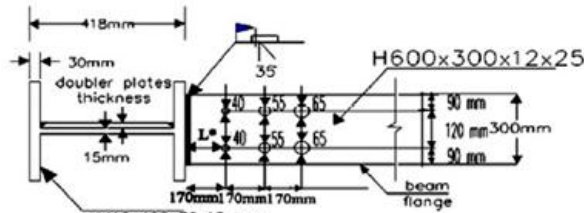
(ب) مدل تحلیلی با اتصالات RBS (دومین مجموعه)



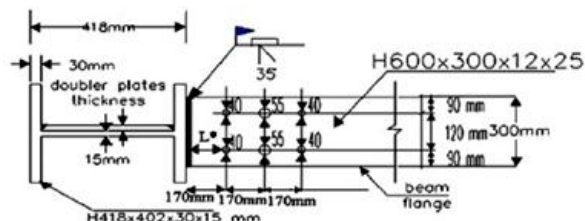
(الف) مدل تحلیلی با اتصالات WUF (اولین مجموعه)



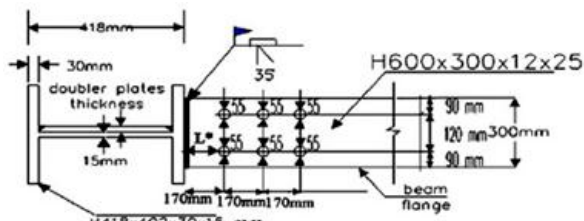
(د) مدل تحلیلی با دومین پیکربندی سوراخ DH2 (چهارمین مجموعه)



(ج) مدل تحلیلی با اولین پیکربندی سوراخ DH1 (سومین مجموعه)



(و) مدل تحلیلی با چهارمین پیکربندی سوراخ DH4 (ششمین مجموعه)



(ه) مدل تحلیلی با سومین پیکربندی سوراخ DH3 (پنجمین مجموعه)

شکل ۴- مدل‌های مختلف تحلیلی اتصالات در مطالعات اجزای محدود

طبق FEMA-355D [۱۸]، طراحی چشمه اتصال، شامل ضخامت ورق‌های تقویتی، بر مبنای شرطی از تعادل میان مقاومت تسلیم خمشی تیر و مقاومت برشی چشمه اتصال می‌باشد. برای چنین اتصالی تسلیم خمشی تا بر ستون توسعه می‌یابد. تقاضای برش تولید شده بوسیله تسلیم خمشی تیر را، می‌توان به وسیله رابطه ۳ در مقررات FEMA-355D [۱۸]، تعریف کرد:

$$V_{pzm} = \frac{\sum M_y}{d_b} \left(\frac{L}{L - d_c - 2l_p} \right) \left(\frac{h - d_b}{h} \right) \quad (3)$$

که V_{pzm} برشی است که از تیر به چشمه اتصال منتقل می‌شود، L طول دهانه تیر، h ارتفاع کلی ستون، d_b عمق مقطع تیر، d_c ارتفاع مقطع ستون، M_y ظرفیت لنگر تسلیم تیر و l_p طول ورق اتصال می‌باشد. مقاومت تسلیم برشی چشمه اتصال بوسیله رابطه ۴ در مقررات FEMA-355D [۱۸]، تعریف می‌شود:

$$V_y = 0.6F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{wc} \quad (4)$$

که F_{yc} تنش تسلیم جان ستون، t_{wc} ضخامت جان ستون (شامل ضخامت جان ستون و ورق‌های تقویتی) می‌باشد. این توصیه نامه پیشنهاد می‌کند که اگر $0.9 \ll V_{pzm} / V_y \ll 0.6$ باشد، حاشیه‌ای ایمنی برای جلوگیری از تمرکز تنش اضافی در اتصال

یا تغییر شکل بیش از حد اتصالات تامین می‌شود. لازم به ذکر است که ضخامت ورق تقویتی به کار رفته در آزمایش‌های توصیف شده مربوط به آستانه پایینی این معیار، یعنی $V_{pzm} / V_y \cong 0.7$ می‌باشد. برای توسعه نتایج آزمایش‌های مبنای، نسبت‌های $0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.1$ ، نیز در مدل‌های تحلیلی گنجانده شده‌اند.

بر مبنای نوع اتصال و الگوی سوراخ‌ها (مجموعه WUF، مجموعه RBS، مجموعه Dh1، مجموعه Dh2، مجموعه Dh3 و مجموعه Dh4) و پنج نسبت V_{pzm} / V_y ، تعداد کلی ۳۰ مدل تحلیلی قابل مقایسه تعریف شدند (جدول ۲). قاعده نامگذاری شامل بر دو بخش می‌باشد: بخش اول، نوع اتصال را نشان می‌دهد همانطور که در شکل (۶) دیده می‌شود و بخش دوم نسبت V_{pzm} / V_y را نشان می‌دهند. این مدل‌ها طبق AISC [۱۶]، طراحی شدند. مقادیر نسبت مقاومت ورق‌های مضاعف (شامل ضخامت جان ستون)، در جدول (۲) برای هر مجموعه نشان داده شده است.

جدول ۲- خلاصه مدل‌های تحلیلی

نسبت مقاومت برشی چشمه اتصال (V_{pzm} / V_y)					نوع اتصال	مجموعه
۱/۱	۱/۰	۰/۹	۰/۸	۰/۷		
WUF-1.1	WUF-1	WUF-0.9	WUF-0.8	WUF-0.7	نام مدل تحلیلی	۱
۱/۰	۱/۲	۱/۶	۲/۰	۲/۵	ضخامت ورق مضاعف (میلی متر)	
RBS-1.1	RBS-1	RBS-0.9	RBS-0.8	RBS-0.7	نام مدل تحلیلی	۲
۰/۱۵	۰/۲۵	۰/۵	۰/۷۵	۱/۰۵	ضخامت ورق مضاعف (میلی متر)	
Dh1-1.1	Dh1-1	Dh1-0.9	Dh1-0.8	Dh1-0.7	نام مدل تحلیلی	۳
۰/۸	۱/۰	۱/۴	۱/۸	۲/۲	ضخامت ورق مضاعف (میلی متر)	
Dh-1.1	Dh-1	Dh-0.9	Dh2-0.8	Dh2-0.7	نام مدل تحلیلی	۴
۰/۸	۱/۰	۱/۴	۱/۸	۲/۲	ضخامت ورق مضاعف (میلی متر)	
Dh-1.1	Dh-1	Dh-0.9	Dh3-0.8	Dh3-0.7	نام مدل تحلیلی	۵
۰/۹	۱/۱	۱/۵	۱/۹	۲/۳۵	ضخامت ورق مضاعف (میلی متر)	
Dh4-1.1	Dh4-1	Dh4-0.9	Dh4-0.8	Dh4-0.7	نام مدل تحلیلی	۶
۰/۹	۱/۱	۱/۴	۱/۸	۲/۲۵	ضخامت ورق مضاعف (میلی متر)	



۴- اثرالگوهای مختلف سوراخ‌ها و نسبت مقاومت برشی بر عملکرد لرزه‌ای اتصالات

نتایج همه مدل‌های تحلیلی تعریف شده در بخش ۳، در این بخش ارائه می‌شوند. همانند بخش قبلی، تغییر شکل نسبی طبقه 0.04 رادیان، مبنای مقایسه شاخص‌های تحلیلی خواهد بود. توزیع تنش فون میسر برای مدل تحلیلی نمونه‌های آزمایشی WUF، RBS و Dh1، برای نسبت‌های مقاومت $V_{pzm}/V_y = 0.7/9.1/1$ ، در تغییر شکل نسبی طبقه 0.04 رادیان مطالعه گردید. بر مبنای این توزیع، برای نسبت مقاومت بیشترین تنش فون میسر در جوش اتصال بال تیر به بال ستون اتفاق افتاده است و مقدارش به 4100 kg/cm^2 می‌رسد. همچنین نتایج نشان می‌دهد که تنش فون میسر قابل توجهی در مجاورت سوراخ‌ها، متمرکز شده است. بعبارت دیگر، اتصالات سوراخ شده می‌توانند تمرکز تنش را از جوش نفوذی به ناحیه سوراخ شده روی بال انتقال دهند.

با افزایش نسبت مقاومت برشی (V_{pzm}/V_y)، مقادیر تنش فون میسر در جوش نفوذی (CJP) اتصال تیر به ستون در تغییر شکل نسبی 0.04 افزایش می‌یابند. این بعلا مشارکت بیشتر چشمه اتصال در جابجایی جانبی می‌باشد. بنابراین تمرکز کرنش پلاستیک از بال‌های تیر به بر ستون و جوش نفوذی منتقل شده و قابلیت اتصالات سوراخ دار برای مدل تحلیلی Dh1-1.1 در انتقال تجمع کرنش پلاستیک از بر ستون به ناحیه ضعیف عمده، یعنی ناحیه بال سوراخ شده کاهش می‌یابد. بعبارت دیگر، پتانسیل اتصالات سوراخ دار در انتقال تمرکز تنش فون میسر از جوش نفوذی به ناحیه سوراخ شده روی بال، با افزایش نسبت مقاومت V_{pzm}/V_y کاهش می‌یابد.

کرنش پلاستیک معادل (EPEQ) مطابق با معادله (۲) به عنوان یک شاخص تحلیلی، یک مقدار تقاضای کرنش غیرالاستیک محلی بوده و در ارزیابی و مقایسه شکست جوش نفوذی با توجه به الگوهای مختلف سوراخ نیز مفید می‌باشد.

برخی مطالعات توسط EL-Tawil [۲۰] و Ferreria [۲۱]، نیز اظهار داشته‌اند که آغاز ترک خوردگی را می‌توان با دقت مناسب بوسیله تعریف مقدار آستانه کرنش پلاستیک معادل (EPEQ) برای حالت تنش-کرنش معین پیش بینی کرد. شکل (۷) کرنش پلاستیک معادل در امتداد خط جوش نفوذی را در تغییر شکل نسبی طبقه 0.04 رادیان برای انواع مختلف

اتصال، الگوی های سوراخ کاری متفاوت و نسبت مقاومت 0.7 و 0.9 نشان می‌دهند.

بر مبنای این شکل، مدل تحلیلی با اتصالات RBS در مقایسه با سایر مدل‌های تحلیلی، حداقل مقادیر کرنش پلاستیک معادل (EPEQ) را دارد. اما مدل تحلیلی Dh1 در مقایسه با مدل‌های تحلیلی Dh2، Dh3، Dh4 و WUF مخصوصاً برای نسبت $V_{pzm}/V_y = 0.7$ مقادیر کوچکتری از کرنش پلاستیک معادل را دارد و درصد کاهش کرنش پلاستیک معادل، مدل‌های تحلیلی RBS، Dh1، Dh2، Dh3 و Dh4 نسبت به مدل تحلیلی WUF در جدول (۳) آورده شده است.

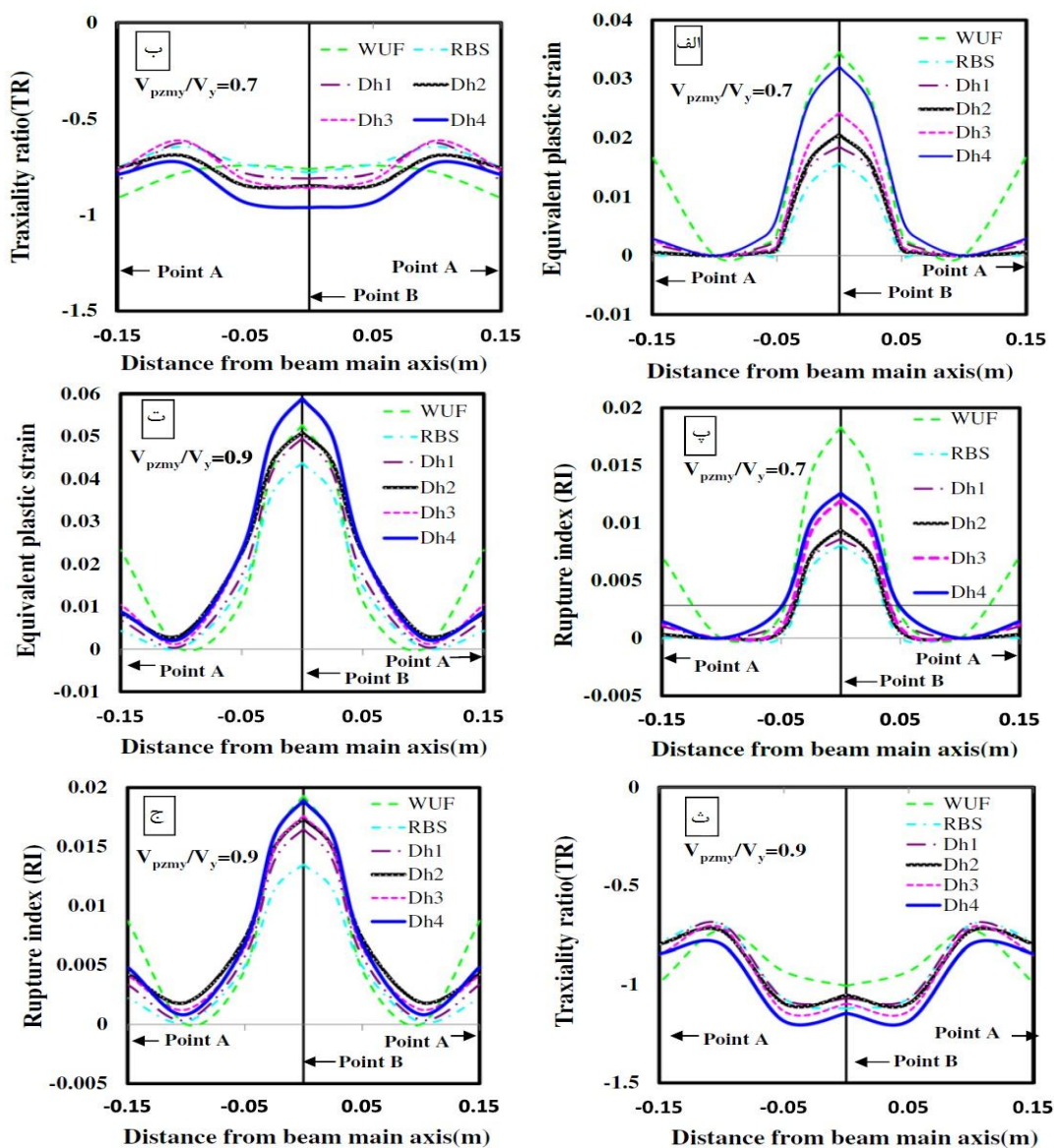
به منظور ارزیابی رفتار لرزه‌ای مدل پیشنهادی Dh1 با نسبت مقاومتی $V_{pzm}/V_y = 0.7$ نمودار هیستریزس نمونه Dh1 با نمودار هیستریزس نمونه‌های RBS و WUF در شکل (۸) مقایسه می‌شود. از نمودارهای هیستریزس لنگر نرمال شده M/M_p بر حسب زاویه دریافت طبقه شکل (۸)، برای نمونه‌ها می‌توان دریافت که اتصالات WUF از نظر مقدار لنگر نرمال شده (بیانگر بهره تیر از حداکثر ظرفیت پلاستیک خود در محل مفصل پلاستیک) دارای کمترین مقدار نسبت به دو نمونه اتصال RBS و Dh1 است که نشان دهنده، توانایی کم اتصال WUF در به کارگیری حداکثر ظرفیت پلاستیک تیر و نزدیکی رفتار لرزه‌ای نمونه Dh1 به نمونه از پیش تایید شده RBS است.

بر مبنای بررسی قبلی، اغلب تنش هیدرواستاتیک کششی بزرگی بوسیله تنش‌های اصلی بزرگ ایجاد می‌شود و به طور کلی دلالت بر پتانسیل بیشتری برای شکستگی ترد دارد [۱۹ و ۲۰]. در حضور یک ترک یا نقص، یک تنش هیدرواستاتیک کششی بزرگ می‌تواند احتمال شکستگی ترد را افزایش دهد [۲۲]. فرآیند آغاز ترک به وسیله شرایط تنش سه محوری کششی بالایی (یعنی یک تنش کششی هیدرواستاتیک بالا) ایجاد می‌شود که منجر به تجمع آسیب از طریق به هم پیوستگی و تشکیل حفره‌های ریز می‌شود [۲۳ و ۲۴]. نسبت تنش هیدرواستاتیک به تنش فون میسر یعنی σ_m/σ_{eff} که در مخرج معادله (۱) ظاهر می‌شود، نسبت تنش سه محوری (TR) نامیده می‌شود. EL-Tawil و همکارانش [۲۰]، گزارش کرده‌اند که مقادیر نسبت تنش سه محوری (TR) کوچکتر از 1/5- می‌توانند شکستگی ترد ایجاد کند، در حالیکه مقادیر فوق‌الذکر که بین 0.7- و 1/5- قرار می‌گیرند باعث کاهش قابل توجهی در کرنش گسیختگی فلزات می‌شوند. شکل (۷-ب و ث)



همه مدل‌های تحلیلی با اتصال مختلف برای $V_{pzmy}/V_y = 0/9$ (شکل ۷-ب) کمترین مقدار دارد که به کمتر از $1/3$ می‌رسد. در حالیکه مقادیر متناظر همه مدل‌های تحلیلی برای $V_{pzmy}/V_y = 1/7$ در شکل (۷-ب) دیده می‌شود به $0/95$ می‌رسند. بنابراین همان‌طور که پیش‌بینی شده، احتمال گسیختگی در نقاط بحرانی ۱ و ۲ با افزایش نسبت مقاومت برشی V_{pzmy}/V_y افزایش می‌یابد.

نسبت تنش سه محوری مدل تحلیلی پارامتری برای $V_{pzmy}/V_y = 0/7, 0/9$ را نشان می‌دهند. نمودار نسبت تنش سه محوری مدل تحلیلی WUF دارای تفاوت‌های قابل توجهی نسبت به سایرین می‌باشد. بعبارت دیگر نسبت تنش سه محوری مدل‌های تحلیلی دارای بال سوراخ شده، شباهت بیشتری به اتصالات کاهش یافته بال (RBS) مخصوصاً برای نسبت مقاومت برشی $V_{pzmy}/V_y = 0/9$ دارند. همچنین نسبت تنش سه محوری



شکل ۷- (الف)، (ب)، (پ): مقادیر کرنش پلاستیک معادل (EPEQ)، نسبت تنش سه محوری (TR) و شاخص گسیختگی (RI) در امتداد خط جوش نفوذی CJP در تغییر شکل نسبی طبقه $0/04$ رادیان برای پیکربندی‌های مختلف سوراخ و نسبت $V_{pzmy}/V_y = 0/7$ و (ت)، (ث)، (ج): برای نسبت $V_{pzmy}/V_y = 0/9$



جدول ۳- درصد کاهش کرنش پلاستیک معادل، مدل‌های تحلیلی

مدل‌های اتصال	نسبت مقاومت برشی چشمه اتصال V_{pzmy}/V_y	فاصله از محور اصلی تیر (سانتی متر)	مقدار کرنش پلاستیک معادل جوش اتصال تیر به ستون (EPEQ)	درصد کاهش کرنش پلاستیک مدل‌ها نسبت به مدل اتصال WUF
RBS	۰/۷	۰	۱/۵۷e-۰۲	٪۵۴/۵
		۱۵	۱/۸۶e-۰۵	٪۹۹/۹
	۰/۹	۰	۴/۳۸e-۰۲	٪۱۷
۱۵		۴/۲۹e-۰۳	٪۸۱/۶	
Dh1	۰/۷	۰	۱/۸۵e-۰۲	٪۴۶/۵
		۱۵	۱/۹۲e-۰۳	٪۸۸/۶
	۰/۹	۰	۴/۹۶e-۰۲	٪۶
۱۵		۶/۷۸e-۰۳	٪۷۱	
Dh2	۰/۷	۰	۲/۰۶e-۰۲	٪۴۰
		۱۵	۶/۲۱e-۰۴	٪۹۶/۳
	۰/۹	۰	۵/۱۰e-۰۲	٪۳/۲
۱۵		۸/۴۲e-۰۳	٪۶۵	
Dh3	۰/۷	۰	۲/۴۲e-۰۲	٪۲۹/۸۵
		۱۵	۲/۴۹e-۰۳	٪۸۵
	۰/۹	۰	۵/۹۰e-۰۲	٪-۱۲
۱۵		۱/۰۴e-۰۲	٪۵۵	
Dh4	۰/۷	۰	۳/۲۱e-۰۲	٪۷
		۱۵	۲/۸۶e-۰۳	٪۸۳
	۰/۹	۰	۵/۹۰e-۰۲	٪-۱۲
		۱۵	۸/۸۳e-۰۳	٪۶۲

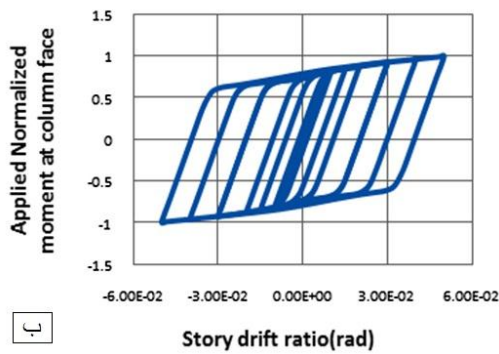
* علامت منفی نشان دهنده افزایش درصد کرنش پلاستیک معادل نمونه‌ها نسبت به نمونه WUF می‌باشد.

۵- نتیجه گیری و جمع بندی

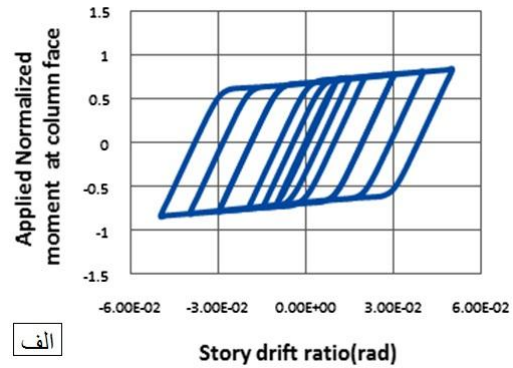
بر مبنای بررسی‌های تحلیلی انجام شده در این تحقیق می‌توان نتایج زیر را اقتباس کرد:

- نتایج تحقیق نشان داد که ایجاد سوراخ با مته می‌تواند ناحیه تمرکز تنش و تجمع کرنش را از جوش نفوذی (CJP) نزدیک به بر ستون، به ناحیه مجاور با سوراخ‌ها تغییر دهد و مود ترک خوردگی ترد نامطلوب مربوط به ریشه جوش را منتفی نماید. به علاوه ساخت آسان‌تر اتصالات بال سوراخ شده در مقایسه با ساخت اتصالات مقطع تیر کاهش یافته (RBS) یک مزیت مهم می‌باشد

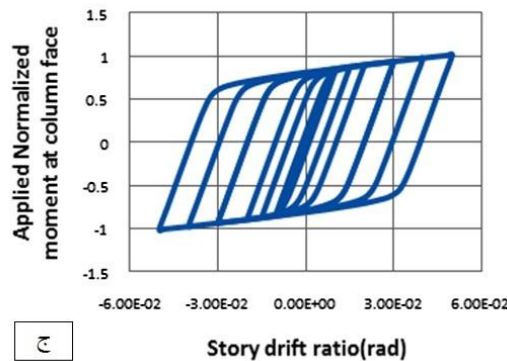
شکل (۷-پ و ج) نیز شاخص گسیختگی (RI) برای انواع مختلف اتصال، الگوهای متفاوت سوراخ‌ها و نسبت‌های مختلف حداکثر شاخص گسیختگی مدل تحلیلی دارای اتصالات بال سوراخ شده، مخصوصاً Dh1 نزدیکی بیشتری به مدل تحلیلی دارای اتصال RBS برای $V_{pzmy}/V_y = 0/7$ دارد. اما این مطلب برای مدل تحلیلی دارای نسبت $V_{pzmy}/V_y = 0/9$ معتبر نمی‌باشد و شاخص گسیختگی اتصالات بال سوراخ شده دارای اولین الگوی سوراخ‌ها، مقدار بیشتری نسبت به مدل تحلیلی دارای اتصالات RBS یعنی RBS-0.9 می‌باشد.



ب) RBS



الف) WUF



ج) Dh1

شکل ۸- نمودار هیستریزیس مدل‌های تحلیلی برای نسبت مقاومتی $V_{pzm}/V_y=0/V$

نتایج تحلیلی این تحقیق نشان دادند که اتصالات بال سوراخ شده با اولین الگوی سوراخ، می‌توانند شاخص گسیختگی را در نقاط بحرانی A و B بر روی جوش نفوذی (CJP) اتصال تیر به ستون هنگامی که چشمه اتصال قوی می‌باشد، به طور موثر کاهش دهند. به عبارت دیگر، مدل تحلیلی Dh1 دارای نسبت مقاومت برشی $(V_{pzm}/V_y=0/V)$ می‌تواند برای انتقال تمرکزهای تنش و تجمع کرنش پلاستیک معادل از جوش نفوذی اتصال تیر به ستون به نقاط ضعیف عمده، یعنی ناحیه بال سوراخ شده مؤثرتر باشد و جایگزینی برای اتصال RBS محسوب شود.

۶- مراجع

- [1] Youssef, N.F.G., Bonowitz, D. and Gross, J.L. (1995), "A Survey of Steel Moment Resisting Frame Buildings Affected by the 1994 Northridge Earthquake", NIST, Report No. NISTIR 5625, Gaithersburg.
- [2] Popov, E.P., Yang, T. and Chang, S. (1998), "Design of Steel MRF Connections Before and After 1994 Northridge Earthquake", Engineering Structures, Vol. 20, No. 12, pp. 1030-038.

که ممکن است مهندسان و شاغلان را برای جایگزینی این نوع اتصالات بجای اتصالات RBS تشویق کند.

بررسی‌های تحلیل این تحقیق نشان دادند که اتصال بال سوراخ شده با اولین الگوی سوراخ (Dh1) یا بال سوراخ شده با مقادیر افزاینده قطر سوراخ با افزایش فاصله ردیف سوراخ تا برستون) و با نسبت مقاومت برشی V_{pzm}/V_y متفاوت، واند شاخص‌های تحلیلی، یعنی کرنش پلاستیک معادل (EPEQ) و شاخص گسیختگی (RI) را به طور قابل ملاحظه‌ای در جوش نفوذی کامل (CJP) تیر به ستون، در مقایسه با سایر الگوهای سوراخ کاهش دهد. بنابراین الگوی مزبور می‌تواند عملکرد اتصال را بهبود بخشد زیرا می‌تواند به طور موثر از تجمع کرنش پلاستیک در جوش نفوذی کامل CJP (در نقاط بحرانی A و B) در مقایسه با مدل‌های تحلیلی با سایر الگوهای سوراخ و یا مدل‌های تحلیلی اتصال جوشی مستقیم (WUF) جلوگیری کند.



- [20] El-Tawil, S., Mikesell, T., Vidarsson, E. and Kunnath, S. (1998), "Strength and Ductility of FR Welded Bolted Connections", Report No. SAC/BD-98/01, Sacramento, CA: SAC Joint Venture.
- [21] Ferreira, J., Castiglioni, C.A., Calado, L. and Agatino, M.R. (1998), "Low Cycle Fatigue Strength Assessment of Cruciform Welded Joints", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 47, No. 3, pp. 223-244.
- [22] Kanvinde, A.M. and Deierlein, G.G. (2007), "A Cyclic Void Growth Model to Assess Ductile Fracture in Structural Steel due to Ultra Low Cycle Fatigue", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 133, No. 6, pp. 701-712.
- [23] Mao, C., Ricles, J., Lu, L.W. and Fisher, J. (2001), "Effect of Local Detail on Ductility of Welded Moment Connections", Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol. 127, No. 9, pp. 1036-1044.
- [24] Ricles, J.M., Mao, C., Lu, L.W. and Fisher, J. (2003), "Ductile Details for Welded Unreinforced Moment Connections subject to Inelastic Cyclic Loading", Engineering Structures, Vol. 25, No. 1, pp. 667-680.
- [3] Whittaker, A., Gilani, A. and Bertero, V. (1998), "Evaluation of Pre-Northridge Steel Moment Resisting Frames Joint", Structural Design of Tall Buildings, Vol. 7, pp. 263-283.
- [4] Han, S.W., Kwon, G.U. and Moon, K.H. (2007), "Cyclic Behavior of Post-Northridge WUF-B Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 63, No. 3, pp. 365-374.
- [5] Engelhardt, M.D., Fry, G., Johns, S., Venti, M. and Holliday, S. (2000), "Behavior and Design of Radius Cut, Reduced Beam Section Connections", Rep. No. 00/17, SAC, California.
- [6] Roeder, C.W. (2002), "Connection Performance for Seismic Design of Steel Moment Frames", Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol. 128, No. 4, pp. 517-525.
- [7] Uang, C., Yu, Q., Noel, S. and Gross, J. (2000), "Cyclic Testing of Steel Moment Connections Rehabilitated with RBS or Welded Haunch", Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol. 126, No. 1, pp. 57-68.
- [8] Chen, S. and Chao, Y.C. (2001), "Effect of Composite Action on Seismic Performance of Steel Moment Connections with Reduced Beam Sections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 57, No. 4, pp. 417-434.
- [9] Scott, J., Fry, T. and Engelhardt, M.D. (200), "Experimental Evaluation of Cyclically Loaded Reduced Beam Section Moment Connections", Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol. 128, No. 4, pp. 441-451.
- [10] Lee, C., Jeon, S.W., Kim, J.H. and Uang, C.M. (2005), "Effects of Panel Zone Strength and Beam Web Connection Method on Seismic Performance of Reduced Beam Section Steel Moment Connections", Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol. 131, No. 12, pp. 1854-1865.
- [11] Farrokhi, H., Danesh, F. and Eshghi, S.A. (2009), "Modified Moment Resisting Connection for Ductile Steel Frames: Numerical and Experimental investigation", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, No. 10-11, pp. 2040-2049.
- [12] Chen, C.C., Chen, S.W., Chung, M.D. and Lin, M.C. (200), "Cyclic Behavior of Unreinforced and Ribreinforced Moment Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, No. 1, pp. 1-21.
- [13] Lee, C., Woo, J., Kim, J.H., Kim, J.H. and Uang, C. (2004), "Seismic Performance of Reduced Beam Section Steel Moment Connection: Effect of Panel Zone Strength and Beam Web Connection Method", 13th World Conference on Earthquake Engineering (13WCEE), Vancouver, Canada, Paper No. 3449.
- [14] Vetr, M. and Haddad, H. (2010), "Study of Drilled Flange Connection as Moment Resisting Frame", Report No. 3732; International Institute of Earthquake Engineering and Seismology; Tehran; Iran.
- [15] ATC 24, (1992), Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures, Applied Technology Council.
- [16] AISC 341-10, (2010), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago (IL): American Institute of Steel Construction.
- [17] ANSYS, (1998), User's Manual, Version 5.4. 201. Johnson Road, Houston: ANSYS Inc.
- [18] FEMA, (2000), State of the Art Report on Connection Performance, Report No. FEMA-355D, Federal Emergency Management Agency.
- [19] Hancock, J.W. and Mackenzie, A.C. (1976), "On the Mechanisms of Ductile Failure in High Strength Steels subjected to Multi-Axial Stress States", Journal of the Mechanics and Physics of Solids, Vol. 24, No. 2-3, pp. 147-160.



نقش میراگر اصطکاکی در بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی با اتصالات صلب و نیمه صلب

محمد بیات^۱، سید مهدی زهرائی^{۲*}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

۲- استاد، مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

* تهران، صندوق پستی ۴۵۶۳-۱۱۱۵۵، mzahrai@ut.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۰۸/۱۹، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۵/۰۷/۰۵)

چکیده

با تغییر تدریجی روش طراحی سازه‌ها از روش‌های بر پایه مقاومت به روش‌های بر پایه عملکرد، قاب‌های ساختمانی متداول موجود پاسخگوی ضوابط این روش‌ها نمی‌باشند و در صورت طراحی این قاب‌ها با ضوابط عملکردی جدید طرح غیراقتصادی خواهد شد. مشکل اساسی انواع قاب‌های موجود عدم توازن بین سختی و شکل‌پذیری در آن‌هاست. یک سازه برای آن‌که در یک زمین‌لرزه دچار جابه‌جایی‌های زیادی نشود باید از سختی کافی برخوردار بوده و برای این‌که انرژی زلزله را به خوبی مستهلک کند باید شکل‌پذیری بالایی داشته باشد. هدف از این تحقیق بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی صلب و نیمه صلب و مطالعه تاثیر اضافه نمودن میراگر اصطکاکی به این قاب‌ها می‌باشد. در این مقاله، از تسلیم خمشی اتصال نیمه صلب و اتلاف انرژی در آن استفاده می‌شود. برای این منظور یک قاب ساختمانی ۵ طبقه به چهار صورت قاب خمشی تنها، قاب خمشی با میراگر اصطکاکی، قاب نیمه صلب تنها و قاب نیمه صلب با میراگر اصطکاکی طراحی شد و تحت سه رکورد زلزله قرار گرفت. با بررسی نتایج حاصل از آنالیز این قاب‌ها مشخص گردید که قاب نیمه صلب با میراگر اصطکاکی بهترین عملکرد را در بین این چهار قاب ساختمانی داشته است. نتایج تحلیلهای عددی نشان داد با استفاده از میراگر اصطکاکی در قاب خمشی با اتصالات نیمه‌صلب در مقایسه با اتصالات صلب، مقادیر حداکثر تغییر مکان طبقه اول و برش پایه به ترتیب ۷ و ۲۰ درصد کاهش می‌یابند.

واژگان کلیدی

طراحی عملکردی، قاب نیمه صلب فولادی، میراگر اصطکاکی، عملکرد لرزه‌ای، استهلاک انرژی

Impact of Friction Dampers on Improving Seismic Performance of Rigid and Semi-Rigid Steel Frames

M. Bayat, S.M. Zahrai

Abstract

By gradual change in structural design methods from strength based to performance based methods, typical existing frames could not satisfy the criteria of latter methods and if structures are designed by applying all related criteria, it will be an uneconomical design. Main problem in typical frames is imbalance between stiffness and ductility. To prevent large drifts, structures should have sufficient lateral stiffness and in order to absorb earthquake energy they must have high ductility. The goal of this research is to study the seismic performance of rigid and semi-rigid steel frames and the effects of adding friction dampers to such structures. In this paper, semi-rigid connections are supposed to yield and dissipate energy like dampers. For this purpose, 5-story building frames are designed in four cases including bare moment frame, moment frame with friction damper, bare semi-rigid frame and semi-rigid frame with friction damper. Dynamic time-history analyses are carried out applying three earthquake records. By observing the results of numerical analyses of structures, one can find out that semi-rigid frame with friction damper have the best performance among studied frames. Obtained results show that using friction damper in the moment frame with semi-rigid connections compared to the case with rigid connections, maximum first story displacement and base shear decrease respectively 7 and 20%.

Keywords

Performance based design, Semi-rigid steel frame, Friction damper, Seismic performance, Energy dissipation



در گذشته قاب‌های ساختمانی با روش‌هایی که بر پایه مقاومت بودند طراحی می‌شدند. در سال‌های اخیر با مشخص شدن معایب این روش‌ها، محققان به دنبال روش‌های طراحی بر پایه عملکرد رفتند. روش‌های طراحی بر اساس عملکرد ضوابط جدیدی را به طراحی سازه‌ها افزوده‌اند؛ یعنی سازه‌ها باید علاوه بر ارضای ضوابط مقاومت ضوابط عملکردی را نیز ارضا کنند [۴-۱]. مشکل این‌جاست که انواع قاب‌های ساختمانی موجود در دو دسته قرار می‌گیرند. دسته اول سختی جانبی بالایی دارند و به سادگی ضوابط جابه‌جایی را ارضا می‌کنند اما از میزان شکل پذیری پایینی برخوردارند و توانایی مستهلک کردن انرژی زلزله به میزان مناسب را ندارند. دسته دوم سازه‌هایی هستند که شکل‌پذیری مناسبی دارند اما به دلیل سختی جانبی کمی که دارند ضوابط مربوط به جابه‌جایی را ارضا نمی‌کنند و در صورت تمایل برای ارضای این ضوابط، طرح غیراقتصادی خواهد شد. به عبارت دیگر مشکل اساسی در قاب‌های ساختمانی معمول عدم توازن بین سختی جانبی و شکل‌پذیری است [۵].

یک راه حل مناسب برای حل مشکل عدم توازن بین سختی و شکل‌پذیری در قاب‌های معمول استفاده از میراگرها می‌باشد. فلسفه طراحی به این صورت است که برای تامین شکل‌پذیری، قاب به صورت خمشی با شکل‌پذیری بالا طراحی می‌گردد و برای تامین سختی جانبی و مستهلک کردن انرژی زلزله از مهاربندی به همراه میراگر استفاده می‌شود [۶].

میراگرها از وسایلی هستند که می‌توانند انرژی زلزله را مستهلک کنند. میراگر اصطکاکی یکی از انواع میراگرهاست. با توجه به این که این میراگرها از نوع تغییرمکانی هستند بیشتر مناسب سازه‌های فولادی می‌باشند. تحقیقات نشان می‌دهد که میراگرهای اصطکاکی به خوبی می‌توانند انرژی زلزله را مستهلک کرده و تغییرمکان‌های سازه را کنترل نمایند. Mirtaheeri و همکارانش با انجام پژوهش آزمایشگاهی و عددی بر روی میراگر اصطکاکی لوله‌ای به این نتیجه رسیدند که این میراگر دارای رفتار هیستریزس پایدار و قابلیت اتلاف انرژی بالا می‌باشد [۷]. Kim و همکارانش با مدل‌سازی میراگرهای اصطکاکی دورانی دریافتند که این میراگرها پاسخ‌های سازه را کاهش داده و پایداری سازه را افزایش می‌دهند [۸]. Cherry و Filiatrault با مطالعه کارهای انجام شده بر روی میراگرهای اصطکاکی و مقایسه آنها با سایر روش‌های جذب انرژی به این نتیجه رسیدند که این میراگرها قابلیت جذب انرژی بالایی دارند

[۹]. Monir و Zeynali با انجام آزمایش و مدل‌سازی میراگر اصطکاکی اصلاح شده نشان دادند که این میراگر تغییرمکان و برش‌های سازه را به میزان قابل توجهی کاهش می‌دهد [۱۰].

اتصالات نیمه صلب نیز از وسایل مستهلک کننده انرژی به شمار می‌روند. پس از آنکه در زلزله نرتریج و کوبه اتصالات صلب کاملاً جوشی عملکرد مناسبی از خود نشان ندادند و دچار گسیختگی‌های ترد گشتند، تحقیقات بر روی گزینه‌های جانشینی این اتصالات انجام گردید. یکی از گزینه‌های جانشینی که برای این اتصالات مطرح شد اتصالات نیمه صلب پیچی بود. تحقیقات آزمایشگاهی و عددی فراوانی نشان می‌دهد که اتصالات نیمه صلب توانایی اتلاف انرژی بالایی دارند و حتی می‌توان از این اتصالات در مناطق با خطر لرزه‌خیزی بالا استفاده نمود.

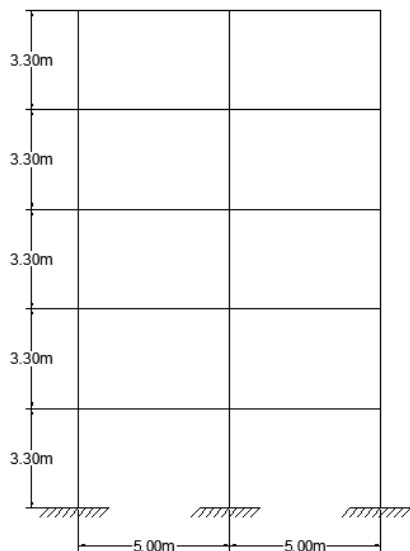
Abolmaali و همکارانش با انجام یک پژوهش آزمایشگاهی گسترده بر روی انواع اتصالات نیمه صلب نشان دادند که این اتصالات از توانایی اتلاف انرژی بالایی برخوردارند و با تغییر هندسه اتصالات می‌توان این توانایی را افزایش داد [۱۱].

Latour و همکارانش با مدل‌سازی اتصال پیچی از روش مولفه‌ای و صحت سنجی نتایج با داده‌های آزمایشگاهی نشان دادند که این اتصالات از قابلیت جذب انرژی بالایی برخوردارند [۱۲]. Korol و همکارانش با انجام آزمایش بارگذاری چرخه‌ای بر روی اتصالات نیمه صلب صفحه امتداد یافته به این نتیجه رسیدند که با اجرای جزئیات درست می‌توان از این اتصالات در مناطق با خطر لرزه‌خیزی بالا نیز استفاده نمود [۱۳]. Garlock و همکارانش با انجام آزمایش بر روی اتصال نبشی بالا و پایین تاثیر اندازه نبشی بر خصوصیات اتلاف انرژی اتصال را بررسی کرده و نتیجه گرفتند که این اتصالات انرژی زیادی را جذب می‌کنند [۱۴]. Razavi و Abolmaali در یک پژوهش استفاده ترکیبی از اتصالات صلب و نیمه صلب در یک سازه بیست طبقه را بررسی کردند و به این نتیجه رسیدند که با استفاده از الگوی مناسب برای محل قرارگیری اتصالات نیمه صلب می‌توان علاوه بر کاهش برش پایه تغییرمکان‌های سازه را نیز کاهش داد [۱۵].

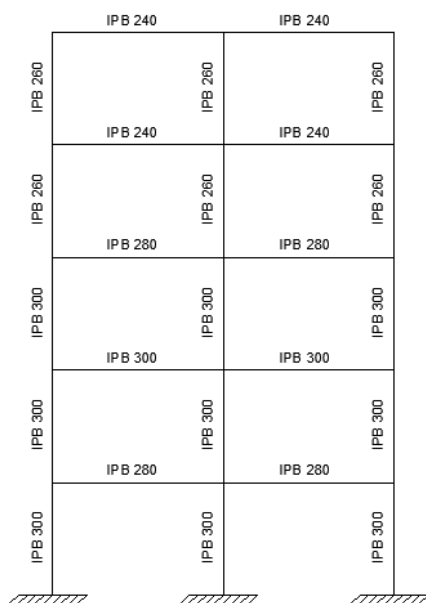
گرچه همانطور که در بالا مرور شد، مقالات چندانی در مورد استفاده از میراگرهای اصطکاکی در قاب‌های خمشی فولادی با افزودن انواع مهاربندی و یا به اشکال دیگر در سازه‌ها به نگارش درآمده و برای تاثیر کاربرد اتصالات نیمه صلب بر رفتار قاب‌های فولادی نیز کارهایی شده است لیکن کاربرد میراگرهای اصطکاکی در قاب‌های فولادی با اتصالات نیمه صلب بررسی نشده است. نوآوری این مقاله در استفاده همزمان



اساس تغییر مکان مجاز، طرح غیراقتصادی خواهد شد، لذا وظیفه کنترل تغییر مکان‌ها بر عهده میراگرهای اصطکاکی قرار می‌گیرد. شکل (۲) مقاطع طراحی شده برای قاب خمشی را نشان می‌دهد. دلیل استفاده از مقاطع IPB برای تیرها به جای مقاطع IPE بیشتر بودن نسبت اساس مقطع به ممان اینرسی در این مقاطع است که منجر به پخش بهتر لنگر ناشی از بارهای جانبی در تمام اعضای سازه‌ای می‌گردد.



شکل ۱- ابعاد قاب طراحی شده



شکل ۲- مقاطع طراحی شده برای قاب

از میراگرهای اصطکاکی به همراه اتصالات نیمه صلب و بررسی و مقایسه تاثیر شرایط ترکیبی این دو کاربری بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های فولادی می‌باشد و اینکه آیا کاربرد میراگر اصطکاکی می‌تواند در قاب‌های فولادی با اتصالات نیمه صلب تحت اثر زلزله مفید باشد؟

در این مقاله نشان داده می‌شود که با ایده نوین استفاده هم‌زمان از اتصالات نیمه صلب و میراگرهای اصطکاکی بهبود رفتار لرزه‌ای شکل می‌گیرد. به این ترتیب با وجود میراگر اصطکاکی مشکل تغییر مکان در قاب‌های نیمه صلب حل می‌شود و از طرف دیگر با قرار دادن اتصالات نیمه صلب، سازه بدون اینکه دچار خرابی عمده شود در مستهلک کردن انرژی به میراگرهای اصطکاکی کمک خواهد کرد. برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای طرح، قاب‌های ساختمانی دو دهانه و پنج طبقه به چهار صورت قاب خمشی تنها، قاب خمشی با میراگر اصطکاکی، قاب نیمه صلب تنها و قاب نیمه صلب با میراگر اصطکاکی طراحی می‌گردد. قاب‌های ساختمانی تحت چند رکورد زلزله قرار می‌گیرند و تغییر مکان، سرعت، شتاب و برش پایه حداکثر در آن‌ها با یکدیگر مقایسه می‌شود تا تاثیر قرار دادن میراگر اصطکاکی در قاب‌های صلب و نیمه صلب مشخص گردد.

۲- مشخصات پروژه

سازه در نظر گرفته شده در این پروژه یک قاب دو دهانه با طول دهانه ۵ متر و ۵ طبقه با ارتفاع طبقات ۳/۳ متر است. فرض شده که سازه در یک منطقه با خطر لرزه‌خیزی بسیار زیاد واقع شده است. خاک پی سازه نوع ۲ فرض گردیده است. مقدار بار مرده و زنده به ترتیب ۴ و ۱ تن بر متر طول تیرها در نظر گرفته شده است. شکل (۱) ابعاد سازه در نظر گرفته شده را نشان می‌دهد. مصالح از جنس فولاد نرمة ST37 و از مقاطع IPB برای اعضای سازه‌ای استفاده شده است.

۳- مدل‌سازی

برای این پروژه چهار مدل در نظر گرفته شده و مدل‌سازی‌ها در نرم‌افزار SAP2000 انجام شده است.

۳-۱- مدل قاب خمشی

در مدل اول قاب فولادی به صورت قاب خمشی در نظر گرفته شده است. با توجه به سختی جانبی کم قاب‌های خمشی، قاب بر اساس روش مقاومت و برای ۷۵ درصد برش پایه روش استاتیکی معادل طراحی شده و تغییر مکان‌ها به وسیله میراگرهای اصطکاکی کنترل خواهد گردید. برای طراحی قاب خمشی بر

۳-۲- مدل قاب خمشی با میراگر اصطکاکی

در این مدل میراگرهای اصطکاکی به قاب خمشی مدل اول اضافه شده است. با توجه به این که میراگرهای اصطکاکی در مهاربند قرار گرفته‌اند در مرحله اول بارگذاری که میراگر اصطکاکی هنوز دچار لغزش نشده سختی کل مهاربند برابر سختی عضو مهاربندی خواهد بود. برای مدل‌سازی مجموعه میراگر و مهاربند از یک المان استفاده گردیده است. المان در نظر گرفته شده دارای دو مشخصه: سختی اولیه و نیروی لغزش خواهد بود.

سختی المان به گونه‌ای تنظیم شده است که مد اول سازه به صورت خطی باشد؛ یعنی از روش تنظیم سختی استفاده گردیده است. در این روش ابتدا با قرار دادن بار بر روی سازه سختی طبقات قاب به دست می‌آید. در مرحله بعد با در نظر گرفتن شکل خطی برای مد اول، سختی لازم در طبقات برای رسیدن به تغییرمکان هدف در طبقات محاسبه می‌شود. با داشتن سختی موجود و سختی لازم در طبقات می‌توان سختی مهاربند را تعیین نمود.

نیروی لغزش میراگر به اندازه‌ای باید باشد که میراگر قبل از کماتش مهاربند دچار لغزش گردد. البته نیروی لغزش میراگر باید بیشتر از تقاضای ناشی از نیروی باد در سازه باشد. با داشتن سختی مهاربند و فرض یک تنش مجاز برای آن می‌توان نیروی کماتش مهاربند را تعیین نمود. نیروی لغزش میراگر درصدی از نیروی کماتش مهاربند خواهد بود. البته پس از طراحی ضابطه مربوط به باد که بیان شد نیز باید کنترل گردد. شکل (۳) آرایش میراگرهای مورد استفاده در قاب را نشان می‌دهد.

$$K = \frac{AE}{L} \rightarrow A = \frac{KL}{E} \quad (1)$$

$$f = \frac{P}{A} \rightarrow P = fA \quad (2)$$

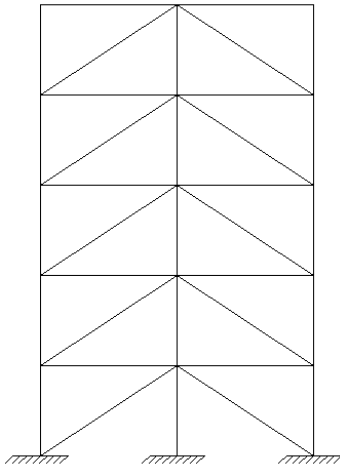
با قرار دادن رابطه (۱) در رابطه (۲)، لحاظ کردن تنش کماتش به عنوان تنش بحرانی و در نظر گرفتن نیروی لغزش میراگر به صورت 0.8 نیروی کماتش، نیروی لغزش میراگر به دست خواهد آمد.

$$P = \frac{fKL}{E}, \quad P_{Stip} = \frac{0.8f_{cr}KL}{E} \quad (3)$$

۳-۳- مدل قاب نیمه صلب

در این مدل اتصالات سازه قاب خمشی طراحی شده در مدل اول به صورت نیمه صلب درآمده‌اند. پارامترهایی که در یک اتصال نیمه صلب وجود دارند با ساده سازی رفتار اتصال عبارت

از سختی اتصال، لنگر تسلیم و مقاومت اتصال پس از تسلیم خواهند بود.



شکل ۳- الگوی قرارگیری میراگرهای اصطکاکی در قاب

برای تعیین سختی اتصال از مدل تیر ساده با صلبیت خمشی EI و طول L با بار گسترده و دو فنر پیچشی در دو انتها استفاده می‌شود. اگر بخواهیم که لنگر ماکزیمم مثبت و منفی تحت اثر بارهای ثقلی برابر شود باید سختی فنر پیچشی برابر $6EI/L$ باشد. با قرار دادن مشخصات تیرها در این رابطه می‌توان سختی اتصالات نیمه صلب هر تیر را محاسبه نمود. برای مدل‌سازی اتصالات نیمه صلب در این پروژه از المان لینک در نرم افزار SAP استفاده شده است.

ایده اتصال نیمه صلب این است که به جای تشکیل مفصل پلاستیک در تیر، اتصال تسلیم شود و اتلاف انرژی را انجام دهد؛ بنابراین لازم است که لنگر تسلیم اتصال کمتر از لنگر تسلیم تیر باشد. لنگر تسلیم اتصالات نیمه صلب به صورت نسبتی از لنگر تسلیم تیر آن‌ها در نظر گرفته می‌شود.

آزمایشات نشان می‌دهد که سختی اتصالات نیمه صلب پس از تسلیم حدود 0.1 سختی اولیه آن‌ها می‌باشد.

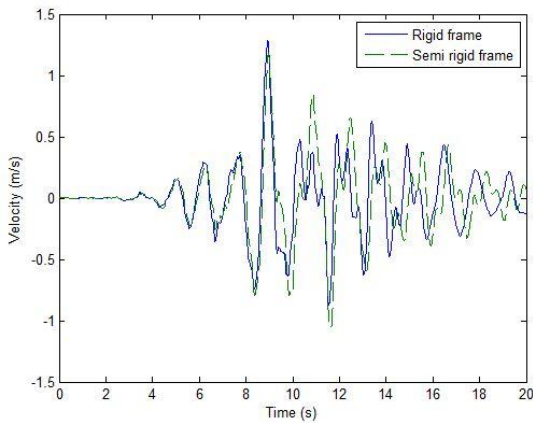
۳-۴- مدل قاب نیمه صلب با میراگر اصطکاکی

طراحی میراگرهای اصطکاکی برای قاب نیمه صلب مشابه قاب خمشی است. الگوی مورد استفاده برای محل میراگرهای اصطکاکی نیز مثل قاب خمشی یعنی شکل (۳) خواهد بود.

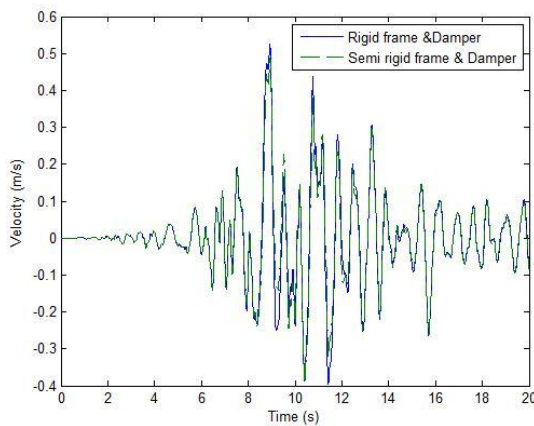
۴- نتایج مطالعه عددی

برای مقایسه و ارزیابی عملکرد چهار قاب طراحی شده از تغییرمکان طبقه پایین، سرعت و شتاب بالاترین طبقه و برش





شکل ۶- سرعت طبقه پنجم سازه صلب و نیمه صلب بدون میراگر در زمین لرزه امپریال



شکل ۷- سرعت طبقه پنجم سازه صلب و نیمه صلب با میراگر در زمین لرزه امپریال

۴-۳- شتاب طبقه پنجم

شکل‌های (۸) و (۹) به ترتیب شتاب طبقه پنجم قاب‌های بدون میراگر و قاب‌های با میراگر بطور نمونه تحت زلزله امپریال را نشان می‌دهند.

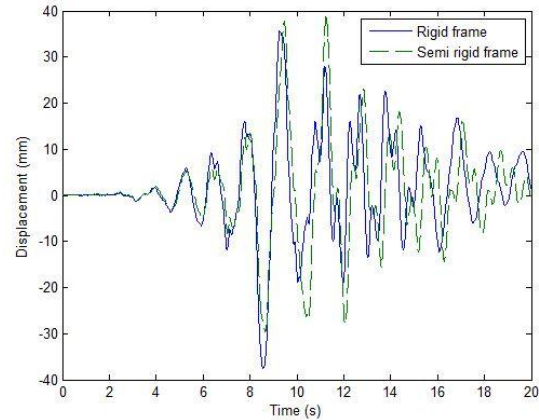
۴-۴- برش پایه

شکل‌های (۱۰) و (۱۱) به ترتیب برش پایه قاب‌های بدون میراگر و قاب‌های با میراگر را بطور نمونه تحت زلزله امپریال نشان می‌دهند.

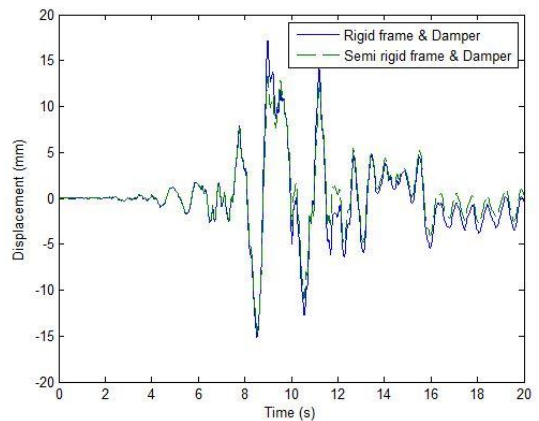
پایه استفاده خواهد گردید. پاسخ‌های سازه‌ها به زلزله امپریال برای نمونه آورده شده و در انتها نتایج برای سه زمین لرزه امپریال، کوبه و نرتریج آمده است. هر سه زلزله بر اساس طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ [۱۶] مقیاس شده‌اند.

۴-۱- جابه‌جایی طبقه اول

شکل‌های (۴) و (۵) به ترتیب جابه‌جایی طبقه اول قاب‌های بدون میراگر و قاب‌های با میراگر بطور نمونه تحت زلزله امپریال را نشان می‌دهند.



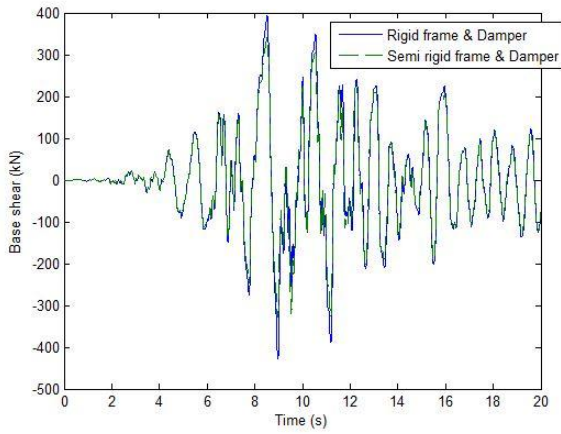
شکل ۴- جابه‌جایی طبقه اول سازه صلب و نیمه صلب بدون میراگر در زمین لرزه امپریال



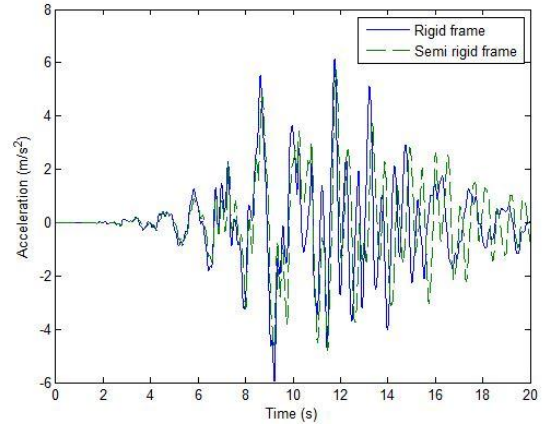
شکل ۵- جابه‌جایی طبقه اول سازه صلب و نیمه صلب با میراگر در زمین لرزه امپریال

۴-۲- سرعت طبقه پنجم

شکل‌های (۶) و (۷) به ترتیب سرعت طبقه پنجم قاب‌های بدون میراگر و قاب‌های با میراگر بطور نمونه تحت زلزله امپریال را نشان می‌دهند.



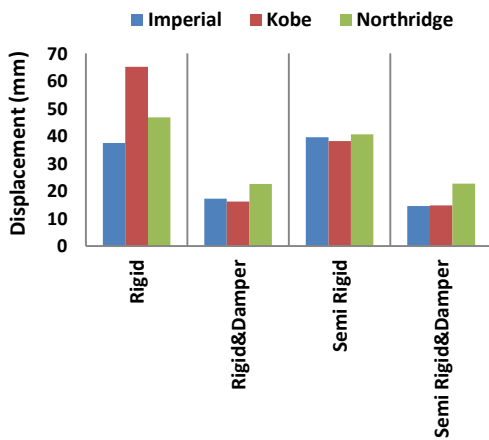
شکل ۱۱- برش پایه سازه صلب و نیمه صلب با میراگر در زمین لرزه امپریال



شکل ۸- شتاب طبقه پنجم سازه صلب و نیمه صلب بدون میراگر در زمین لرزه امپریال

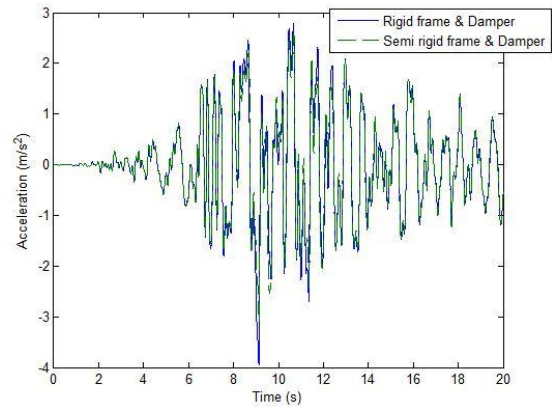
۵- مقایسه و تفسیر نتایج

برای مقایسه نتایج حاصل از تحلیل عددی، تغییرمکان، سرعت، شتاب و برش پایه در قاب‌ها در سه رکورد زلزله مقایسه می‌گردد. شکل‌های (۱۲)، (۱۳)، (۱۴) و (۱۵) به ترتیب مقایسه بین حداکثر تغییرمکان، سرعت، شتاب و برش پایه چهار حالت قاب‌های فولادی در زلزله‌های مختلف مد نظر را نشان می‌دهند.

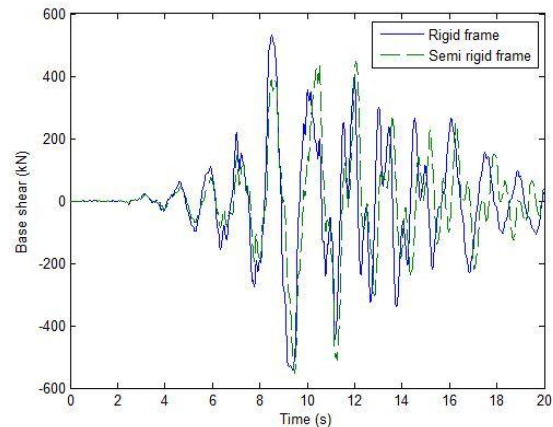


شکل ۱۲- حداکثر تغییرمکان طبقه اول قاب‌ها در سه زمین لرزه

با نیمه صلب شدن اتصالات در یک قاب سختی سازه کاهش می‌یابد، اعضای اصلی سازه ای رفتار خطی خواهند داشت و به علت اتلاف انرژی در اتصالات شکل پذیری سازه افزایش می‌یابد. ترکیب این سه عامل مشخص خواهد کرد که تغییرمکان افزایش یا کاهش پیدا کند. با توجه به ماهیت دینامیکی زلزله و متفاوت بودن رکوردهای مختلف در یک زلزله ممکن است که ترکیب این سه عامل منجر به افزایش تغییرمکان



شکل ۹- شتاب طبقه پنجم سازه صلب و نیمه صلب با میراگر در زمین لرزه امپریال

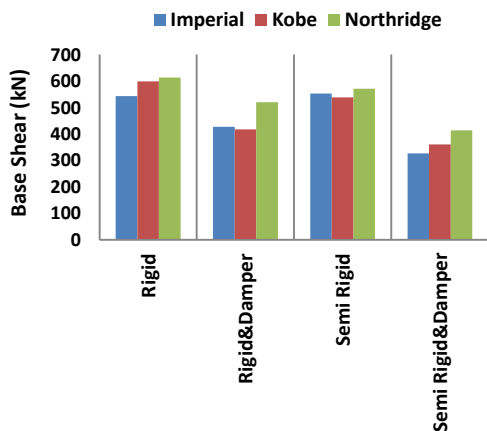


شکل ۱۰- برش پایه سازه صلب و نیمه صلب بدون میراگر در زمین لرزه امپریال

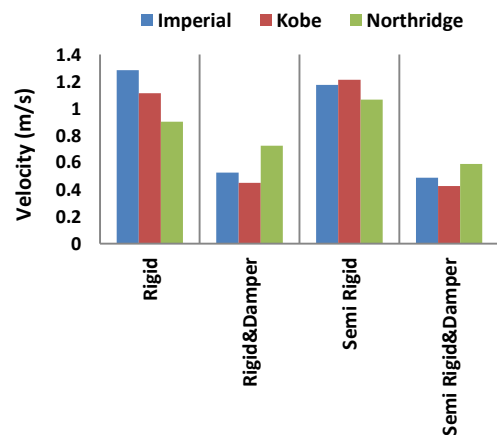


به قاب مهاربندی شده، با عملکرد فیوز مانند میراگر، همواره سبب کاهش برش پایه قاب مهاربندی شده می‌شود.

و یا کاهش آن شود که در این تحقیق منجر به کاهش تغییرمکان به صورت میانگین تحت سه زلزله گردیده است (شکل (۱۲)).



شکل ۱۰- حداکثر برش پایه قاب‌ها در سه زمین‌لرزه



شکل ۱۳- حداکثر سرعت طبقه پنجم قاب‌ها در سه زمین‌لرزه

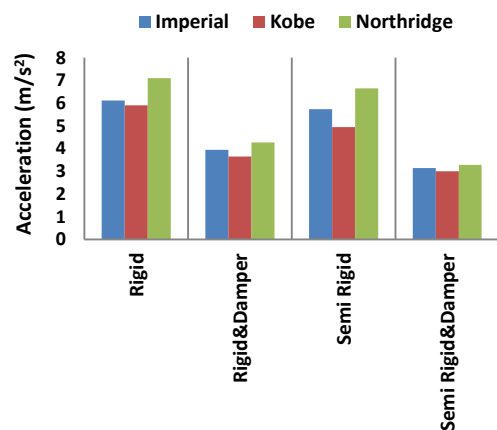
جدول (۱) مقادیر میانگین حداکثر تغییرمکان، سرعت، شتاب و برش پایه در سازه‌ها را در سه زمین‌لرزه نشان می‌دهد.

جدول ۱- میانگین پاسخهای سازه‌ها در سه زمین‌لرزه

قاب نیمه صلب با میراگر	قاب نیمه صلب	قاب صلب با میراگر	قاب صلب	
۱۷/۳	۳۹/۴	۱۸/۶	۴۹/۸	حداکثر تغییرمکان (mm)
۰/۵۰	۱/۱۵	۰/۵۷	۱/۱۰	حداکثر سرعت (m/s)
۳/۱۴	۵/۷۷	۳/۹۵	۶/۳۸	حداکثر شتاب (m/s ²)
۳۶۶/۹	۵۵۳/۸	۴۵۵/۲	۵۸۵/۰	حداکثر برش پایه (kN)

۶- نتیجه گیری

در این مقاله یک قاب دو دهانه پنج طبقه به صورت صلب و نیمه صلب با و بدون میراگرهای اصطکاکی طراحی شده است و با انجام آنالیز دینامیکی غیرخطی بر روی مدل‌ها مقادیر تغییرمکان، سرعت و شتاب در این سازه‌ها مقایسه گردیده است. در واقع، استفاده همزمان از میراگرهای اصطکاکی و اتصالات



شکل ۱۴- حداکثر شتاب طبقه پنجم قاب‌ها در سه زمین‌لرزه

با افزودن مهاربند به سازه قاب خمشی فولادی سختی سازه افزایش می‌یابد که در نتیجه آن پیوند سازه کم شده و ضریب بازتاب سازه افزایش پیدا می‌کند. اما از طرف دیگر به علت وجود میراگر در قاب مهاربندی شده که انرژی زیادی را مستهلک می‌نماید شکل پذیری سازه به میزان قابل توجهی افزایش یافته است. نتایج مدل‌سازی و تحلیل در این مقاله طبق شکل ۱۵ نشان می‌دهد که تاثیر افزایش شکل پذیری بیشتر از افزایش سختی جانبی برای برش پایه بوده است طوریکه با افزودن میراگر به همراه مهاربند برش پایه قدری در مقایسه با حالت قاب خمشی تنها کاهش می‌یابد. البته شایان ذکر اینکه برش پایه با افزودن میراگرهای تغییرمکانی مثل میراگر اصطکاکی

[5] زهرائی، س.م. (۱۳۸۹)، "کنترل غیرفعال ارتعاشات"، انتشارات دانشگاه تهران.

[6] اشتری، پ.، رسولی، ا. و عسگری، م. (۱۳۸۷)، "بررسی اثر میراگر اصطکاکی لغزشی در کنترل پاسخ سازه"، همایش ملی مقاوم سازی ایران، یزد، دانشگاه یزد.

[7] Mirtaheeri, M., Zandi, A.P., Samadi, S.S., and Samani, H.R. (2011), "Numerical and Experimental Study of Hysteretic Behavior of Cylindrical Friction Dampers", Journal of Engineering Structures, Vol. 33, pp. 3647-3656.

[8] Kim, J., Choi, H. and Min, K.W. (2011), "Use of Rotational Friction Dampers to Enhance Seismic and Progressive Collapse Resisting Capacity of Structures", Journal of Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 20, pp. 515-537.

[9] Cherry, S. and Filiatrault, A. (1993), "Seismic Response Control of Buildings Using Friction Dampers", Journal of Earthquake Spectra, Vol. 9, pp. 447-466.

[10] Monir, H. S., and Zeynali, K. (2013), "A Modified Friction Damper for Diagonal Bracing of Structures", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 87, pp. 17-30.

[11] Abolmaali, A., Kukreti, A., Motahari, A., and Ghassemieh, M. (2009), "Energy Dissipation Characteristics of Semi-Rigid Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, pp. 1187-1197.

[12] Latour, M., Piluso, V. and Rizzano, G. (2011), "Cyclic Modeling of Bolted Beam-to-Column Connections: Component Approach", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 15, pp. 537-563.

[13] Korol, R.M., Ghobarah, A. and Osman, A. (1990), "Extended End-Plate Connections under Cyclic Loading: Behavior and Design", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 16, pp. 253-280.

[14] Garlock, M.M., Ricles, J.M. and Sause, R. (2003), "Cyclic Load Tests and Analysis of Bolted Top-and-Seat Angle Connections", Journal of structural Engineering, Vol. 129, pp. 1615-1625.

[15] Razavi, M., and Abolmaali, A. (2014), "Earthquake Resistance Frames with Combination of Rigid and Semi-Rigid Connections", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 98, pp. 1-11.

[۱۶] مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، آئین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم.

نیمه صلب نوآوری این مقاله بوده است. نتایج حاصل از تحلیل عددی چهار حالت قاب فولادی برای سه رکورد زلزله عبارتند از:

- حداکثر تغییر مکان، شتاب و برش پایه در قاب نیمه صلب به ترتیب ۲۱، ۱۰ و ۵ درصد کمتر از قاب صلب است.
- حداکثر تغییر مکان، شتاب و برش پایه با استفاده از میراگر در قاب صلب به ترتیب ۶۳، ۳۸ و ۲۲ درصد و در قاب نیمه صلب به ترتیب ۵۶، ۴۶ و ۳۴ درصد کاهش یافته و در واقع کاربرد میراگر اصطکاکی در قاب صلب و نیز نیمه صلب بیشترین تاثیر را در کاهش تغییر مکان و کمترین تاثیر را در کاهش برش پایه داشته است.
- با مقایسه نتایج قاب صلب با میراگر و قاب نیمه صلب با میراگر می‌توان نتیجه گرفت که مقادیر حداکثر تغییر مکان، شتاب و برش پایه در قاب نیمه صلب با میراگر به ترتیب ۷، ۲۱ و ۱۹ درصد کمتر از مقادیر مشابه در قاب صلب با میراگر است و کاربرد میراگر اصطکاکی با اتصالات نیمه صلب پاسخ‌های بهتری را در مقایسه با استفاده از همین میراگر در قاب صلب به دنبال خواهد داشت.

کم‌ترین پاسخ‌ها در قاب نیمه صلب به همراه میراگر اصطکاکی مشاهده شده و بیش‌ترین پاسخ‌ها در قاب صلب مشاهده گردیده است. با توجه به این‌که اتلاف انرژی در قاب‌های نیمه صلب در اتصالات انجام می‌شود با وارد شدن سازه به مرحله رفتار غیرخطی، اعضای اصلی سازه‌ای به صورت خطی باقی می‌مانند که موجب کاهش تغییر مکان‌ها نسبت به قاب صلب می‌شود که در آن اعضای سازه‌ای به صورت غیرخطی رفتار می‌نمایند. در ترکیب قاب‌ها با میراگر نیز در قاب‌های صلب اعضای قاب هیچ مشارکتی در اتلاف انرژی ندارند اما در قاب نیمه صلب اتصالات هم وارد مرحله رفتار غیرخطی خود شده و در اتلاف انرژی زلزله مشارکت می‌کنند.

۷- مراجع

- [1] Ghobarah, A. (2001), "Performance-Based Design in Earthquake Engineering: State of Development", Journal of Engineering structures, Vol. 23, pp. 878-884.
- [2] Priestley, M.J.N. (2000), "Performance Based Seismic Design", Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 33, pp. 325-346.
- [3] Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. (2007), "Direct Displacement-Based Seismic Design of Structures", 2007 NZSEE Conference.
- [4] Hasan, R., Xu, L. and Grierson, D.E. (2002), "Push-Over Analysis for Performance-Based Seismic Design", Journal of Computers and structures, Vol. 80, pp. 2483-2493.





مطالعه آزمایشگاهی رفتار شکست برش قالبی اتصال صفحات فولادی

یحیی زینالی^۱، مجتبی جعفری صمیمی^{۲*}، علی مزروعی^۳، جعفر عسگری مارنانی^۴، محمد صادق روحانی منش^۵

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی تهران مرکز، تهران

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکز، تهران

۳- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکز، تهران

۴- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکز، تهران

۵- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکز، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۴۶۹۶۶۹۱۹۱، Jaafari.Mojtaba@gmail.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۲/۱۳، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۵/۰۴/۲۳)

چکیده

در این تحقیق اثرات نیروی پیش تنیدگی اتصال‌های پیچی با عملکرد اصطکاکی در صفحات اتصال اعضای کششی فولادی مورد مطالعه آزمایشگاهی قرار گرفته است. برای این منظور شش گروه نمونه دوتایی از دو نوع مصالح فولادی انتخاب و آزمایش گردید. به منظور مقایسه رفتار اتصالات پیچی در حالات اتکایی و اصطکاکی، در سه گروه از نمونه‌ها، صفحات اتصال با پیچ‌های دارای عملکرد اتکایی و در مابقی آنها با اتصال دارای عملکرد اصطکاکی آزمایش انجام شده است. در این تحقیق، تاثیر تعداد ردیف پیچ‌های اتصال و مشخصات مکانیکی مصالح به عنوان متغیرهای آزمایش، در هر دو نوع عملکرد اتصال اصطکاکی و اتکایی، مورد بررسی قرار گرفت. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که نه تنها رفتار نمونه‌ها برای اتصال‌های دارای عملکرد اصطکاکی، نسبت به اتصال‌های دارای عملکرد اتکایی، می‌تواند متفاوت باشد، بلکه نیروی پیش تنیدگی اتصال‌های اصطکاکی می‌تواند موجب افزایش سختی در محدوده تغییر شکل‌های کوچک شود. همچنین استفاده از اتصال‌های اصطکاکی، می‌تواند استحکام نهایی سطوح کششی و برشی حوزه برش قالبی را افزایش داده و در نتیجه استحکام نهایی گسیختگی برش قالبی افزایش یابد.

واژگان کلیدی

گسیختگی برش قالبی، اتصال‌های پیچی، اتصال‌های اصطکاکی، سازه‌های فولادی، مطالعه آزمایشگاهی

Experimental Study on Block Shear Rupture of Bolted Steel Plates Connection

Y. Zeynali, M. Jafari Samimi, A. Mazroi, J. Asgari Marnani, M.S. Rohanimanesh

Abstract

This research aims to investigate the effects of clamping force on the behavior of steel gusset plates with slip-critical connection. Six specimens with two different materials are tested which three specimens are bolted with bearing-type connection and three specimens are bolted with slip-critical connection. The effects of number of bolts and material properties are investigated as the variable parameters of study. The results show that in the slip-critical bolted connections, the clamping force can increase the stiffness of connection in the small deformation zone. Also, this force increases the ultimate resistance of the tensile and shear areas that cause more resistant connection.

Keywords

Block shear rupture, Bolted connection, Slip-critical connection, Steel structures, Experimental study



بوده است و در آنها سعی شده تا اثرات اصطکاک در نتایج آزمایش تأثیری نگذارد.

با مطالعه آزمایشگاهی که روی اعضای تیر زبانه شده انجام شد مشخص گردید که نیروی اصطکاک موجود در محل اتصال این اعضا می‌تواند اثرات قابل توجهی بر ظرفیت و رفتار آنها در پدیده گسیختگی برش قالبی داشته باشد [۹].

در تحقیق حاضر، با مطالعه آزمایشگاهی صفحات اتصال فولادی پیچی تحت بارگذاری محوری کششی، تفاوت‌های رفتاری و پاسخ ظرفیتی نمونه‌ها با دو نوع عملکرد اتصال بصورت اتکایی و اصطکاک برسی و تأثیر رفتار اصطکاک اتصال بر عملکرد برش قالبی بیان شده است.

۲- مشخصات هندسی و مصالح نمونه‌ها

در این تحقیق در مجموع شش گروه نمونه جفت صفحه اتصال^۳ با اتصال پیچی با دو نوع مصالح فولادی و تعداد مختلف ردیف پیچ‌های اتصال، تحت بارگذاری محوری کششی مورد آزمایش قرار گرفتند. نیمی از نمونه‌ها دارای اتصال با عملکرد اتکایی و مابقی نمونه‌ها دارای اتصال با عملکرد اصطکاک بودند. بارگذاری نمونه‌ها تا پایان فرآیند شکست (جدا شدن کامل بخش شکسته شده) ادامه یافت.

مصالح فولادی صفحات اتصال استفاده شده مطابق با استاندارد DIN آلمان شامل ST37-2 و ST44-2 بودند. مشخصات مکانیکی مصالح نمونه‌های صفحه اتصال از طریق آزمون استاندارد^۴ بر اساس استاندارد (ASTM A370 (2014) [۱۰] بدست آمد که نتایج آن در جدول (۱) قابل مشاهده است. نمونه‌های دمبلی ساخته شده برای آزمون کشش دارای ابعاد عرض و طول گیج به ترتیب برابر ۱۲/۵ میلی‌متر و ۵۰ میلی‌متر بودند. برای تعیین مقدار استحکام تسلیم مصالح نمونه‌ها از روش افست کرنش ۲٪ درصد استفاده شد.

برای تعیین مقدار ضریب اصطکاک استاتیکی و دینامیکی نمونه‌های آزمایش، آزمون اندازه‌گیری ضریب اصطکاک بر اساس استاندارد (ASTM G115-10 (2013) [۱۱] انجام شد. شایان ذکر است که سطوح تمامی نمونه‌های آزمایش با استفاده از برس سیمی تمیزکاری گردیده و عاری از مواد زائد و چربی‌ها شدند. شکل (۱) نمونه نوعی آزمون اصطکاک انجام شده در ماشین کشش اینسترون^۵ ۵۰۰ نیوتن را نشان می‌دهد. جدول (۲)

اتصال‌های پیچی در دو نوع عملکرد اتکایی و اصطکاک طبقه‌بندی می‌شوند. در مواردی که لغزش جزئی بین صفحات اتصال مجاز باشد، اتصال اتکایی به کار می‌رود و در غیر اینصورت باید از اتصال با عملکرد اصطکاک استفاده شود. مکانیزم انتقال نیرو بین صفحات اتصال اعضای تحت نیروی محوری کششی در اتصال اتکایی بر اساس تماس تنه پیچ با جداره سوراخ است که موجب ایجاد تنش برشی در پیچ و تنش فشاری در جداره سوراخ و پیچ می‌شود. همچنین در اتصال اصطکاک انتقال نیرو بین صفحات اتصال بر اساس نیروی اصطکاک ناشی از پیش تنیدگی پیچ‌ها امکانپذیر است.

برای هر دو نوع اتصال اتکایی و اصطکاک باید مکانیزم‌های مختلف خرابی در وسیله اتصال (پیچ) و قطعات اتصال بررسی شود. در این اتصال‌ها، یکی از مکانیزم‌های خرابی قطعات اتصال، گسیختگی برش قالبی است. این گسیختگی نوعی شکست در اعضای فولادی است که از تأثیر همزمان تنش‌های کششی و برشی ناشی می‌شود که موجب کنده شدن تکه‌ای از عضو می‌گردد، که در این حالت ظرفیت برش قالبی عضو از استحکام نهایی آن کمتر می‌شود. تنش‌های کششی و برشی همزمان بگونه‌ای است که در بخشی از عضو تنش کششی و در بخش دیگر تنش برشی ایجاد می‌گردد، بطوری که سطح کششی عمود بر امتداد بارگذاری تشکیل گردیده و سطح برشی نیز در امتداد بارگذاری بوجود می‌آید. در اتصال‌های پیچی با توجه به کاهش سطح مقطع عضو بعلت وجود سوراخ پیچ‌ها، نسبت به اتصال‌های جوشی، این پدیده شایع‌تر است.

گسیختگی برش قالبی به عنوان حالت حدی در تعیین مقاومت اتصال‌های پیچی در استانداردهای مختلف طراحی سازه‌های فولادی [۱-۳] شناخته می‌شود که حالات شکست گسیختگی سطح کششی به همراه تسلیم و یا گسیختگی سطح برشی را ممکن می‌دانند. اساس روابط طراحی گسیختگی برش قالبی در استانداردهای نامبرده بر مبنای نتایج مطالعات آزمایشگاهی انجام شده روی اعضای تیرهای زبانه شده [۴] و صفحات اتصال [۵] می‌باشد که با ادغام مطالعات آزمایشگاهی انجام شده بر روی توزیع تنش کششی غیر یکنواخت (u_{bs}) در سطح کششی [۶-۸] ارائه شده‌اند. این در حالی است که تمامی مطالعات آزمایشگاهی اشاره شده دارای اتصال با عملکرد اتکایی

³ Double Gusset Plates

⁴ Coupon test

⁵ Instron

¹ Coped Beams

² Gusset Plates



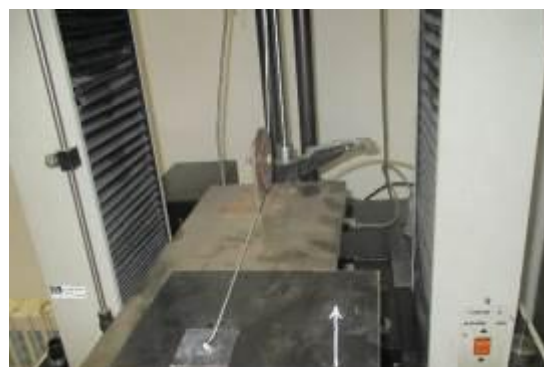
مقادیر ضریب اصطکاک سطوح اتصال نمونه‌های آزمایش را نشان می‌دهند.

جدول ۱- مشخصات مکانیکی مصالح نمونه‌های صفحه اتصال

نوع مصالح	تنش تسلیم (F_y) (MPa)	تنش نهایی (F_u) (MPa)	مدول الاستیسیته (E) (GPa)	کرنش سخت شدگی (ϵ_H) (%)	کرنش در تنش نهایی (ϵ_U) (%)	درصد ازدیاد طول نسبی (L_{50}) (%)	سطح مقطع اولیه (A_0) (mm^2)	سطح مقطع پس از شکست (A_F) (mm^2)
ST37-2	۲۷۰/۱	۳۸۹/۹	۲۰۰/۶	۲/۱۶	۱۷/۰۴	۳۹/۵	۵۰/۱۶	۱۷/۴۱
ST44-2	۳۶۱/۶	۴۵۶/۸	۲۰۵/۸	۱/۴۸	۱۶/۰۸	۳۱	۵۰/۰۸	۱۸/۲۴

استفاده از این ضخامت و گرید مصالح برای صفحات بارگذاری نسبت به صفحات نمونه‌ها، حصول اطمینان از عدم ایجاد تغییر شکل‌های پلاستیک در آنها بود تا بتوان فرض تقریباً صلب آنها را معتبر دانست و از تاثیر متقابل آنها بر یکدیگر جلوگیری کرد. این موضوع بخاطر ساده سازی در تجزیه و تحلیل نتایج آزمایش لحاظ گردید.

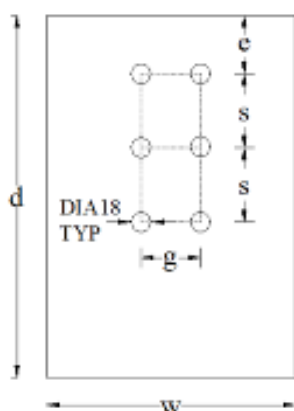
برای تمامی نمونه‌های آزمایش ضخامت (t) و عرض (w) صفحات اتصال به ترتیب برابر ۴ و ۲۰۰ میلی‌متر، فاصله پیچ‌ها از لبه برابر ۳۲ میلی‌متر (معادل دو برابر قطر پیچ)، فاصله پیچ‌ها از هم در راستای موازی با بارگذاری (s) و عمود بر بارگذاری (g) برابر ۴۸ میلی‌متر (معادل ۳ برابر قطر پیچ) در نظر گرفته شد. جزئیات نمونه‌های آزمایش در شکل (۲) قابل مشاهده است.



شکل ۱- آزمون اصطکاک در ماشین کشش اینسترون ۵۰۰ نیوتن

جدول ۲- نتایج آزمون اصطکاک

نوع مصالح	ضریب اصطکاک استاتیکی (%)	ضریب اصطکاک دینامیکی (%)
ST37-2	۳۳	۲۴
ST44-2	۳۱	۲۳



شکل ۲- جزئیات هندسی نمونه‌های آزمایش

برای نامگذاری نمونه‌ها از چندین حرف و عدد استفاده شد که در آنها "P₁" و "P₂" نشان دهنده نوع مصالح فولادی نمونه‌ها به ترتیب ST 37-2 و ST 44-2، "B16" و یا "F16" نشان دهنده نوع عملکرد اتصال اتکایی و یا اصطکاک‌ی و با قطر اسمی پیچ‌ها برابر ۱۶ میلی‌متر و اعداد ۴ و ۶ نشان دهنده تعداد پیچ‌های اتصال به ترتیب برابر ۴ عدد در دو ردیف دوتایی و ۶

تمامی پیچ‌های مصرفی از کلاس ۱۰.۹ مطابق با استاندارد خواص مکانیکی DIN EN-14399-4 [۱۲] و استاندارد ابعادی DIN6914 [۱۳] انتخاب شده و همچنین تمامی مهره‌ها و واشرها نیز از کلاس ۱۰ مطابق با استاندارد خواص مکانیکی DIN EN-14399-4 و DIN EN-14399-6 [۱۴] و استاندارد ابعادی DIN6915 [۱۵] و DIN6916 [۱۶] انتخاب شدند.

در تمامی صفحات اتصال آزمایش شده، قطر پیچ‌ها (d_b) برابر ۱۶ میلی‌متر به کار گرفته شد. کلیه نمونه‌ها با استفاده از روش مته^۱ و بصورت استاندارد (با قطری به میزان ۲ میلی‌متر بیشتر از قطر پیچ یعنی برابر ۱۸ میلی‌متر) سوراخکاری شدند.

برای اتصال نمونه‌ها و همچنین انتقال بار، از صفحات با ضخامت ۴۰ میلی‌متر و از فولاد نوع ST 52 استفاده شد. علت

¹ Drill

به اتصال دارای عملکرد اتکایی نمونه‌های مشابه؛ ارائه شده است.

عدد در سه ردیف دوتایی می‌باشند. در جدول (۳) مشخصات ابعاد هندسی، نوع اتصال، استحکام نهایی، مد شکست و همچنین نسبت استحکام نهایی اتصال دارای عملکرد اصطکاکی

جدول ۳- جزئیات نمونه‌های آزمایش و نسبت استحکام اصطکاکی به اتکایی مشابه

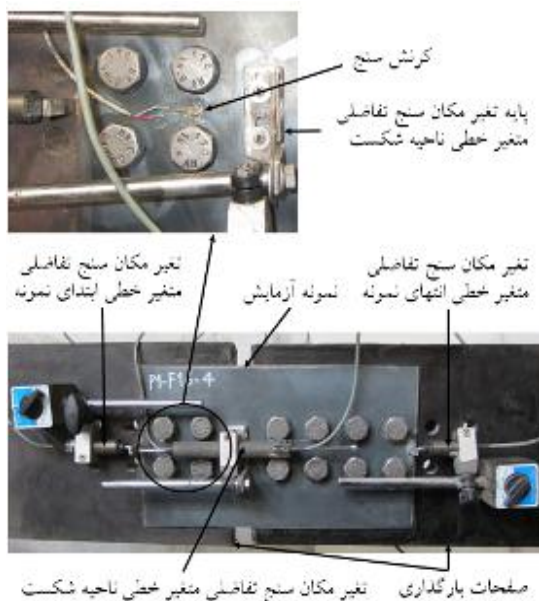
نام نمونه	نوع عملکرد اتصال	تعداد ردیف پیچ‌ها	طول نمونه (mm)	نوع مصالح فولاد	مد شکست	استحکام نهایی (kN)	نسبت استحکام نمونه اصطکاکی به نمونه مشابه اتکایی
P1-F16-4	اصطکاکی	۲	۳۵۰	ST37	برش قالبی	۲۷۸/۱	۱/۰۴۴
P1-B16-4	اتکایی	۲	۳۵۰	ST37	برش قالبی	۲۶۶/۵	
P1-F16-6	اصطکاکی	۳	۴۵۰	ST37	برش قالبی	۲۱۱/۵	۱/۰۴۳
P1-B16-6	اتکایی	۳	۴۵۰	ST37	مقطع خالص	۲۰۲/۹	
P2-F16-4	اصطکاکی	۲	۳۵۰	ST44	برش قالبی	۱۷۶/۷	۱/۰۶۷
P2-B16-4	اتکایی	۲	۳۵۰	ST44	برش قالبی	۱۶۵/۶	

کرنش سنج‌ها در این ناحیه از این نمونه‌ها، در نظر گرفته شد که در شکل (۳) قابل مشاهده است.

۳- نحوه آزمایش

برای اندازه‌گیری تغییر شکل حوزه برش قالبی در راستای اعمال بار، از تغییر مکان سنج تفاضلی متغیر خطی (LVDT) استفاده گردید و به فاصله ۳ برابر قطر پیچ از اولین ردیف پیچ‌ها نصب گردید. این مقدار فاصله بر اساس مطالعات مقدماتی با روش اجزای محدود بدست آمد که نتایج آنها حاکی از آن بود که در نمونه‌هایی که با نوع شکست برش قالبی همراه هستند، در این فاصله از اولین ردیف پیچ‌ها، بدلیل توزیع تنش نسبتاً یکنواخت در این سطح ناخالص، تغییر شکل‌ها نیز بصورت تقریباً یکنواخت خواهد بود. این حد فاصل بعنوان نقطه مرجع جهت مقایسه تغییر شکل‌های حوزه برش قالبی برای نمونه‌ها مورد استفاده قرار گرفت.

برای اطلاع از مقدار و زمان لغزش اتصال‌های اصطکاکی، از دو تغییر مکان سنج تفاضلی متغیر خطی در محل وسط عرض نمونه‌ها در ابتدا و انتهای صفحه استفاده شد که پایه آنها روی صفحه بارگذاری قرار گرفت. شایان ذکر است که برای مقایسه تغییر شکل‌های الاستیک تنها در دو نمونه P1-B16-4 با اتصال دارای عملکرد اصطکاکی از کرنش سنج‌های الاستیک استفاده گردید و در سایر نمونه‌های آزمایش، تغییرات کرنش اندازه‌گیری نشد. با توجه به اینکه بحرانی‌ترین ناحیه، سطح بین اولین ردیف پیچ‌ها در قسمت اتصال است و زودتر از سایر بخش‌های نمونه وارد محدوده پلاستیک می‌شود [۵ و ۱۹-۱۷]، بنابراین محل نصب



شکل ۳- جزئیات پربایی نمونه آزمایش

شایان ذکر است که برای مقایسه تغییر شکل‌های الاستیک تنها در دو نمونه P1-B16-4 با اتصال دارای عملکرد اتکایی و نمونه P1-F16-4 با اتصال دارای عملکرد اصطکاکی از کرنش سنج‌های الاستیک استفاده گردید و در سایر نمونه‌های آزمایش، تغییرات کرنش اندازه‌گیری نشد. با توجه به اینکه بحرانی‌ترین ناحیه، سطح بین اولین ردیف پیچ‌ها در قسمت اتصال است و زودتر از سایر بخش‌های نمونه وارد محدوده

پلاستیک می‌شود [۵ و ۱۹-۱۷]، بنابراین محل نصب کرنش سنج‌ها در این ناحیه از این نمونه‌ها، در نظر گرفته شد که در شکل (۳) قابل مشاهده است.

پیچ‌های نمونه‌های صفحه اتصال با اتصال دارای عملکرد اتکایی فقط تا حالت سفت شدن اولیه (بدون ایجاد نیروی پیش‌تندگی) بوسیله آچار معمولی محکم شدند. ولی برای محکم کردن پیچ‌ها برای نمونه‌های با اتصال دارای عملکرد اصطکاکی از روش آچار مدرج (تورک متر) استفاده شد. نیروی پیش‌تندگی بر اساس مقدار بیان شده در جدول ۱۰-۲-۹-۷ مبحث دهم مقررات ملی (و مقدار بیان شده در جدول J3.1M استاندارد AISC2010) برابر ۱۱۴ کیلو نیوتن اعمال گردید. سفت کردن پیچ‌های اصطکاکی با توجه به ضوابط بیان شده در استاندارد مبحث دهم مقررات ملی، و در دو مرحله انجام شد.

برای تعیین مقدار لنگر پیچشی لازم برای ایجاد نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها، با استفاده از دستگاه آزمون اصطکاک، آزمایشی بر روی مجموعه پیچ، مهره و واشر برای پیچ‌های پرمقاومت با قطر اسمی ۱۶ میلی متر انجام گردید که در شکل (۴) نشان داده شده است. نتیجه آزمایش مذکور منحنی نشان داده شده در شکل (۵) است که در آن محور عمودی مقدار بار پیش‌تندگی پیچ‌ها بر حسب کیلونیوتن می‌باشد و محور افقی زاویه چرخش مهره بر حسب درجه (برای مواردی که سفت کردن پیچ‌ها از روش سفت کردن مجدد مهره انجام گردد) و لنگر پیچشی مورد نیاز بر حسب نیوتن متر (برای مواردی که پیچ‌ها بوسیله آچار مدرج سفت شوند) است. بر این اساس برای ایجاد نیروی پیش‌تندگی ۱۱۴ کیلونیوتن، باید لنگر پیچشی برابر ۲۹۶ نیوتن متر (محل تقاطع خطوط خط چین) ایجاد شود.



شکل ۴- دستگاه آزمون اصطکاک

۴- نتایج آزمایش

بارگذاری کششی نمونه‌های صفحه اتصال تا زمان تکمیل شکست کامل (به صورت برش قالبی یا مقطع خالص) و جدا

شدن کامل قسمت شکسته شده نمونه‌ها، ادامه یافت. در شکل (۶) مسیر شکست نمونه‌ها قابل مشاهده است. همچنین شکست سطوح کششی و برشی حوزه برش قالبی در آنها نشان داده شده است. تمامی نمونه‌ها در حالت گسیختگی برش قالبی شکسته شده‌اند و تنها در نمونه PI-F16-6 حالت شکست نوع مقطع خالص رخ داده است.

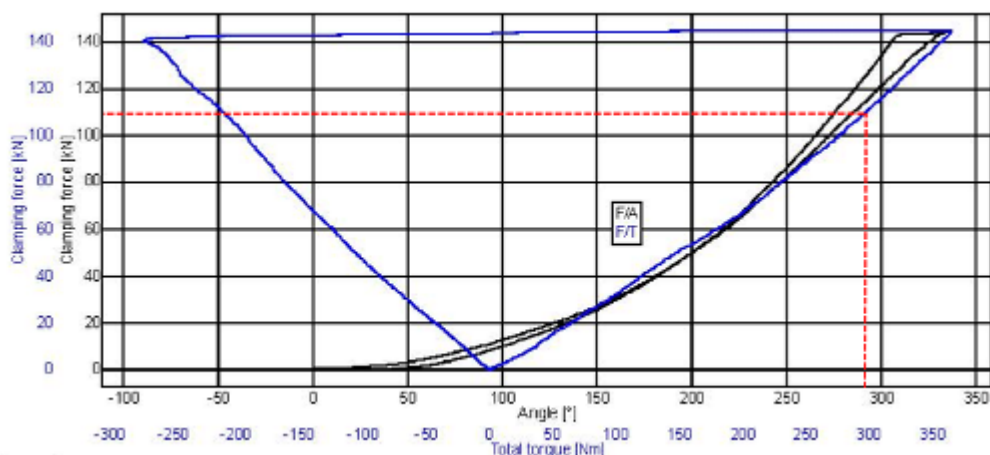
در تمامی نمونه‌هایی که در حالت گسیختگی برش قالبی شکسته‌اند، شکست ابتدا در سطح بین اولین ردیف پیچ‌ها مشاهده شد که به علت ایجاد تنش‌های کششی بزرگتر از استحکام کششی قطعه بوده است که این امر منجر به ایجاد کرنش‌های بزرگتر از کرنش شکست قطعه گردیده است. بنابراین با رسیدن کرنش سطح کششی قطعه به کرنش شکست، شکل پذیری در این سطوح به پایان رسیده و شکست در این سطح شکل خواهد گرفت. سپس با افزایش بارگذاری کششی نمونه‌های آزمایش، تنش برشی در سطوح برشی حوزه برش قالبی که موازی با امتداد بارگذاری می‌باشد، به حد تنش شکست برشی رسیده و در نهایت با تکمیل شکست سطوح برشی حوزه برش قالبی، فرآیند شکست پایان یافت و قسمت اتصال به شکل بلوکی کنده شد.

نمونه‌های PI-F16-6 و PI-B16-6 از لحاظ ابعاد و سوراخکاری کاملاً مشابه هم بودند و تنها اختلافشان در عملکرد اتصال به صورت عملکرد اتصال اصطکاکی و اتکایی است. این دو نمونه با نوع متفاوتی از شکست همراه بودند. بطوریکه روند شروع و گسترش شکست در نمونه با اتصال اصطکاکی بگونه‌ای بود که بعد از شکست سطح بین اولین ردیف پیچ‌ها، مسیر شکست به سمت لبه‌های نمونه در جهت عرضی (در راستای عمود بر امتداد بارگذاری) انتشار یافت. در واقع با ایجاد نیروی پیش‌تندگی در پیچ‌های اتصال نمونه PI-F16-6 و ایجاد عملکرد اصطکاکی در اتصال آن، نوع شکست از گسیختگی برش قالبی به نوع شکست مقطع خالص تغییر یافت.

از طرفی برای هر نمونه آزمایش، یک منحنی بار-جابجایی از نتایج آزمایش بدست آمد که در در منحنی‌های ارائه شده در شکل‌های (۷)، (۸)، و (۹) قابل مشاهده است. از آنجایی که برای هر آزمایش از دو نمونه کاملاً مشابه استفاده شد، و با توجه به اینکه اختلاف بار و جابجایی در دو نمونه در تمامی آزمایشات بسیار اندک بوده است، بنابراین از مقدار میانگین بار و جابجایی آنها استفاده گردید. محور عمودی در این منحنی‌ها نشان دهنده میانگین بار کششی برحسب کیلونیوتن و محور افقی میانگین تغییر طول حوزه برش قالبی در راستای موازی با

اتکایی به ترتیب با خطوط ممتد و خط چین ترسیم شده است.

امتداد بارگذاری برحسب میلی متر را نشان می‌دهد، که در آنها پاسخ ظرفیتی نمونه‌های دارای عملکرد اتصال اصطکاکی و



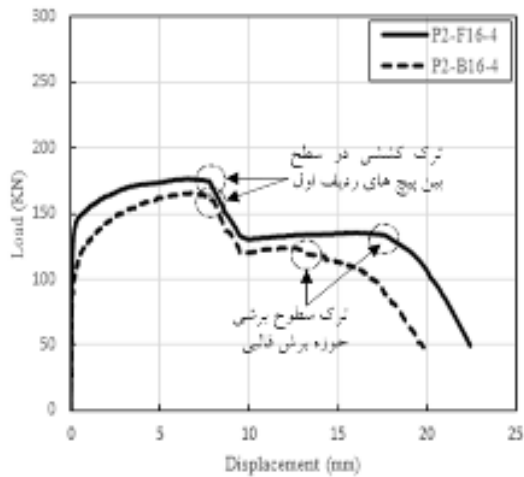
شکل ۵- نمودار نیروی پیش‌تنیدگی - لنگر پیچشی



شکل ۶- مسیر شکست نمونه‌های آزمایش

مشاهده شد. این موضوع نشان دهنده اثرات بیشتر نیروی اصطکاک در مصالح با استحکام پایین‌تر است. همچنین نیروی اصطکاک همانطور که موجب افزایش سختی اتصال اعضای تیر زبانه شده می‌شود [۹]، می‌تواند بر سختی بخش اتصال اعضای صفحه اتصال نیز اثر بگذارد. بطوریکه در ناحیه تغییرشکل‌های کوچک افزایش شیب در نمودار بار-جابجایی نمونه‌های با اتصال اصطکاکی نسبت به نمونه‌های مشابه با اتصال اتکایی در منحنی‌های ارائه شده در

بطور کلی نیروی اصطکاک در نمونه‌های صفحات اتصال، همانند اعضای تیر زبانه شده [۹]، موجب افزایش استحکام گسیختگی برش قالبی می‌گردد. بطوریکه نسبت استحکام نهایی نمونه‌های با اتصال اصطکاکی به نمونه‌های مشابه با اتصال اتکایی بین ۱/۰۴۳ الی ۱/۰۶۷ برای گروه‌های مختلف آزمایش بوده است. در نمونه P2-F16-4 که از مصالح نوع ST37-2 بود، بیشترین افزایش در استحکام نهایی نمونه با عملکرد اتصال اصطکاکی نسبت به نمونه مشابه با عملکرد اتصال اتکایی

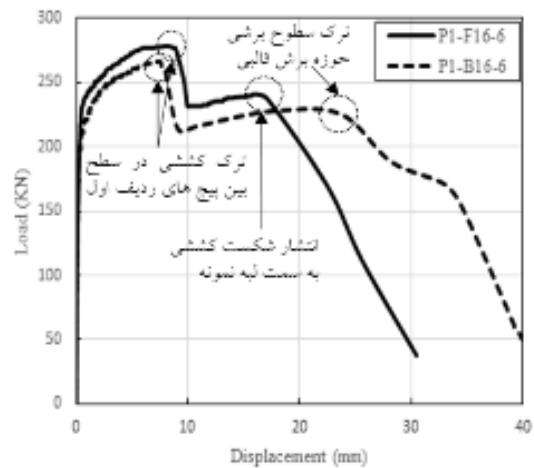


شکل ۹- منحنی های بار-جابجایی نمونه های P2-F16-4 و P2-B16-4

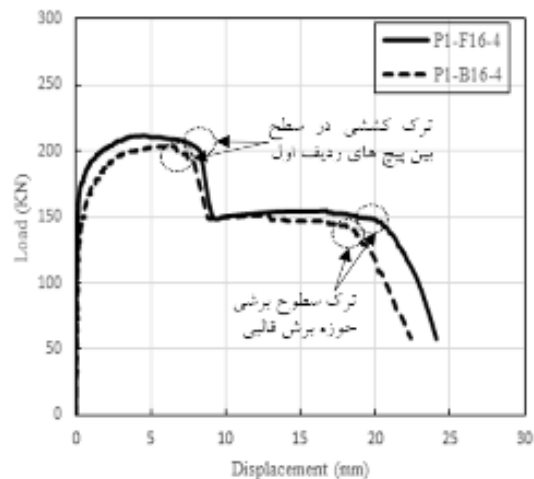
افزایش سختی ناشی از اثرات نیروی اصطکاک، موجب می شود تا در اتصالات های اصطکاکی در مقایسه با اتصالات های اتکایی در نمونه های مشابه، برای مقدار بار یکسان تغییر شکل های کمتری در کل ناحیه اتصال و بخصوص در نواحی تمرکز تنش، حاصل شود. نواحی تمرکز تنش در نمونه های آزمایش شده، نقاط اطراف سوراخ پیچ ها و سطوح بین آنها هستند. از بین این سطوح، سطح کششی که بین سوراخ های اولین ردیف پیچ های اتصال است، زودتر دچار شکست می شود. با توجه به اینکه شکست سطوح بدلیل پایان قابلیت شکل پذیری مصالح نمونه ها در ناحیه شکست است [۲۰]، بنابراین سطوحی که زودتر می شکنند زودتر به تغییر شکل نهایی خود می رسند و قابلیت شکل پذیری شان را از دست می دهند. این موضوع به معنای وجود تنش های بزرگتر نسبت به سایر سطوح که دچار شکست نشده اند می باشد. نتایج حاصل از کرنش سنج های نصب شده در این ناحیه (سطح بین اولین ردیف پیچ های اتصال) برای دو نمونه P1-F16-4 و P1-B16-4 در منحنی های شکل (۱۰) مبین این موضوع است که در آن محوری عمودی نشان دهنده میانگین بار کششی برحسب کیلونیوتن و محور افقی میانگین کرنش الاستیک در سطح بین اولین ردیف پیچ های اتصال را نشان می دهد.

البته به علت عدم توانایی اندازه گیری کرنش های پلاستیک در کرنش سنج های بکار گرفته شده در آزمایش ها، نمودار بار-کرنش نمونه ها فقط برای محدوده الاستیک بدست آمده است، که در آن محور عمودی نشان دهنده مقدار بار کششی نمونه ها بر حسب کیلونیوتن و محور افقی نشان دهنده کرنش می باشد. منحنی ترسیم شده با خط ممتد نمونه اصطکاکی است

شکل های (۷)، (۸) و (۹) قابل مشاهده است. این افزایش شیب به علت افزایش در سختی اتصال نمونه های با اتصال اصطکاکی می باشد. در واقع در اتصالات های با عملکرد اصطکاکی نیروی اصطکاک بین قطعات و وسایل اتصال ایجاد می شود که می تواند موجب جلوگیری از لغزش نمونه ها در راستای بارگذاری شود. این رفتار نیروی اصطکاک را می توان نوعی تکیه گاه اصطکاکی برای نمونه های صفحه اتصال دانست که موجب محدودیت در جابجایی نمونه ها می گردد. این اثرات موجب افزایش سختی ناحیه اتصال برای محدوده تغییر شکل های کوچک نمونه های اصطکاکی شده است.

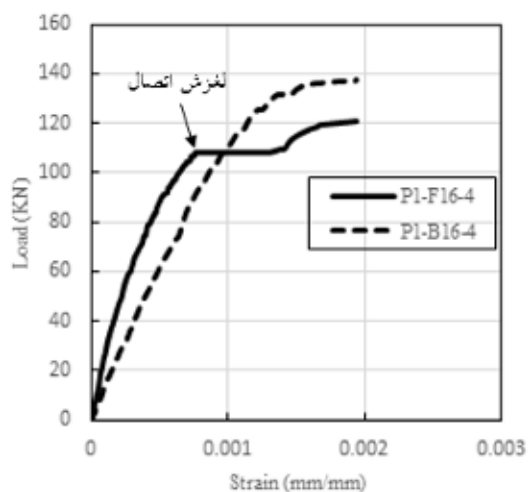


شکل ۷- منحنی های بار-جابجایی نمونه های P1-F16-6 و P1-B16-6



شکل ۸- منحنی های بار-جابجایی نمونه های P1-F16-4 و P1-B16-4

که دارای شیب بیشتری نسبت به منحنی ترسیم شده با خط چین که برای نمونه اتکایی است، می‌باشد. نمونه اصطکاکی در بار ۱۰۸ کیلونیوتن، بطور ناگهانی بصورت افقی ادامه مسیر داده است که بعلت لغزش اتصال در این نقطه از استحکام نمونه می‌باشد. این نتیجه، مجدداً بحث ایجاد محدودیت در تغییر شکل نمونه‌ها در محل اتصال‌های اصطکاکی را نشان می‌دهد. البته پس از لغزش نمونه‌ها، بعلت از بین رفتن کامل نیروی اصطکاکی، اثرات نیروی اصطکاکی با نسبت کمتری باقی می‌ماند. این ادعا از نتایج منحنی‌های بار-جابجایی در شکل (۷) قابل مشاهده است. زیرا اختلاف در شیب منحنی نمونه اصطکاکی نسبت به نمونه اتکایی در بارهای بزرگتر از بار معادل لحظه لغزش، نیز وجود دارد. این در حالی است که در نمونه‌های P2-B16-4 و P2-F16-4 که از مصالح با استحکام پایین‌تر ساخته شده بودند، اختلاف به مراتب بیشتری در شیب بخش نسبتاً خطی پاسخ ظرفیتشان رخ داده است که در منحنی‌های شکل (۹) قابل مشاهده است.



شکل ۱۰- منحنی بار-کرنش

نتایج آزمایشات نشان داد که نیروی اصطکاکی می‌تواند بر رفتار شکست و پاسخ ظرفیتی اتصال‌های پیچی با حالت شکست برش قالبی اثر بگذارد. بطوریکه این نیرو در محدوده تغییر شکل‌های کوچک، سختی اتصال‌ها را افزایش داده و شیب منحنی بار-جابجایی را در این محدوده افزایش داده است.

علاوه بر این، مقدار بیشینه استحکام ناحیه نسبتاً خطی پاسخ ظرفیتی نمونه‌های با اتصال اصطکاکی از نمونه‌های با اتصال اتکایی بیشتر است. همچنین با کاهش تمرکز تنش در سوراخ پیچ‌ها و نواحی اطراف آنها در نمونه‌های با اتصال اصطکاکی، استحکام نهایی نمونه‌ها نیز افزایش یافته است. بطوریکه در نمونه‌هایی که با مد شکست برش قالبی همراه بوده‌اند، افزایش استحکام در هر دو سطح کششی و برشی حوزه برش قالبی رخ دادند که بطور میانگین نسبت استحکام نهایی نمونه‌های اصطکاکی به نمونه‌های مشابه اتکایی برابر ۱/۰۵۱ بوده است.

در یکی از نمونه‌های آزمایش تغییر کلی در مد شکست مشاهده شد که این تغییر با توزیع یکنواخت‌تر تنش به جهت اثرات ناشی از نیروی اصطکاکی، ارتباط دارد. این بخاطر تقاضای کمتر شکل‌پذیری برای بارهای یکسان در نمونه‌های مشابه با اتصال‌های دارای عملکرد متفاوت است. در واقع برای بارهای یکسان در نمونه‌های با اتصال اصطکاکی تغییر شکل‌های کمتری در مقایسه با اتصال اتکایی ایجاد شده است که این پدیده بخاطر ثابت بودن کرنش نهایی مصالح نمونه‌ها است که منجر به شروع شکست سطح کششی در بار بزرگتر می‌شود.

در دو نمونه از مصالح فولادی نوع ST 37-2 با تنش تسلیم و تنش نهایی پایین‌تر نسبت به مصالح فولادی نوع ST 44-2 استفاده شد. نتایج آزمایشات نشان داد که با افزایش خصوصیات مقاومتی مصالح فولادی (با شکل‌پذیری ثابت)، اثرات نیروی اصطکاکی کاهش می‌یابد.

تقدیر و تشکر

از شرکت آکام فلز و آکام بتن برای در اختیار قرار دادن فضا و امکانات کمکی آزمایشگاهی قدردانی می‌شود. همچنین از شرکت ایران توحید برای در اختیار قرار دادن پیچ‌های مصرفی در آزمایشات تشکر می‌شود. از همکاری‌های مرکز پژوهش متالوژی مواد رازی بخصوص سرپرست آزمایشگاه بررسی خواص مکانیکی فلزات سپاسگزاری می‌گردد.

۵- نتیجه گیری

در این تحقیق شش گروه نمونه صفحه اتصال با بارگذاری محوری کششی مورد آزمایش قرار گرفتند. متغیرهای آزمایش شامل مشخصات مصالح نمونه‌ها، تعداد پیچ‌ها، و نوع عملکرد اتصال بودند. در مقابل هر نمونه اصطکاکی، یک نمونه اتکایی کاملاً مشابه نیز ساخته شد و در شرایط یکسان آزمایش گردید تا بتوان با مقایسه داده‌های آنها تأثیرات نیروی اصطکاکی حاصل از پیش تنیدگی پیچ‌ها را مشاهده نمود.



- [۱] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۲)، "مبحث دهم: طرح و اجرای ساختمان های فولادی"، تهران: نشر توسعه ایران.
- [2] AISC, (2010), Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction Chicago.
- [3] CSA-S16-01, (2003), Limit States Design of Steel Structures, Canadian Standards Association.
- [4] Birkemoe, P.C. and Gilmor, M.I. (1978), "Behavior of Bearing-Critical Double-Angle Beam Connections", Engineering Journal, AISC, Vol. 15, pp. 109-115.
- [5] Hardash, S.G. and Bjorhovde, R. (1985), "New Design Criteria for Gusset Plates in Tension", Engineering Journal, AISC, Vol. 22, pp. 77-94.
- [6] Yura, J.A., Birkemoe, P.C. and Ricles, J.M. (1982), "Beam Web Shear Connections: An Experimental Study", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, pp. 311-326.
- [7] Kulak, G.L. and Grondin, G.Y. (2001), "AISC LRFD Rules for Block Shear-A Review," Engineering Journal, AISC, Vol. 38, pp. 199-203.
- [8] Kulak, G.L. and Grondin, G.Y. (2002), "Closure: AISC LRFD Rules for Block Shear-A Review," Engineering Journal, AISC, Vol. 39, pp. 241.
- [9] Fang, C., Lam, A.C.C., Yam, M.C.H. and Seak, K.S. (2013), "Block Shear Strength of Coped Beams with Single-Sided Bolted Connection", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 86, pp. 153-166.
- [10] ASTM A370, (2014), Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products, American Society for Testing and Material.
- [11] ASTM G115-10, (2013), Standard Guide for Measuring and Reporting Friction Coefficients, American Society for Testing and Material.
- [12] DIN EN 14399-4, (2006), High-Strength Structural Bolting Assemblies for Preloading-Part 4: System HV-Hexagon Bolt and Nut Assemblies English Version of DIN En, European Committee for Standardization.
- [13] DIN 6914, (2007), High-Strength Hexagon Head Bolts with Large Widths Across Flats for Structural Steel Bolting, International Organization for Standardization.
- [14] DIN EN 14399-6, (2006), High-Strength Structural Bolting Assemblies for Preloading-Part 6: Plain Chamfered Washers, European Committee for Standardization.
- [15] DIN 6915, (2007), Steel Hexagon Nuts with Large Width Across Flats for High-Strength Structural Bolting, International Organization for Standardization.
- [16] DIN 6916, (2007), Round Washers for High-Strength Structural Bolting, International Organization for Standardization.
- [17] Huns, B.B.S., Grondin, G.Y. and Driver, R.G. (2006), "Tension and Shear Block Failure of Bolted Gusset Plates", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 33, pp. 395-408.
- [18] Teh, L.H. and Clements, D.D.A. (2012), "Block Shear Capacity of Bolted Connections in Cold-Reduced Steel Sheets", Journal of Structural Engineering, Vol. 138, pp. 459-467.
- [19] The, L.H. and Yazici, V. (2013), "Unconventional block shear failures of bolted connections in cold-reduced steel sheets", Engineering Structures, Vol. 56, pp. 567-571.
- [20] Wei, F., Fang, C., Yam, M.C.H. and Zhang, Y. (2015), "Fracture Behaviour and Design of Steel Tensile Connections with Staggered Bolt Arrangements", International Journal of Steel Structures, Vol. 15, pp. 863-879.

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

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

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 ۴۵۰۷۰۴۳۳ 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.	ر.ز. پ.ر.ن. پ.ر.ن. پ.ر.ن. پ.ر.ن.
در جلسه هیأت مدیره مورخ مورد تایید قرار گرفت.	
کمیته پذیرش	
هیأت مدیره	

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.