



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.journaliss.ir

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

info@iss.ir

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

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 بیست و یکم - شماره‌ی بیست و هشتم

تابستان ۱۳۹۹

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

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

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

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

فهرست

انجمن سازه‌های فولادی ایران ۲

ارزیابی تأثیر میراگرهای ویسکوز در بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای فولادی با کمک تحلیل شکنندگی ۵
Evaluation of Seismic Retrofit Effectiveness in Steel Buildings with Supplemental Viscous Dampers Using Seismic Fragility Analysis

محمد بهمنی، سید مهدی زهرایی

بررسی جوشکاری نقطه‌ای فولاد TRIP به صورت المان محدود و تجربی (مطالعه دوروش FSSW و RSW) ۱۹
Finite element and experimental investigation of spot welding of TRIP steel (FSSW and RSW)

علی ابراهیم پور، امیر مصطفی پور، نعیمه حتی

بهبود ظرفیت دوران پلاستیک اتصال لینک های خمشی متصل به ستون در قاب های مهاربندی واگرا با استفاده از اتصالات باجان کاهش یافته ۲۹
Enhancement of the Rotational Capacity of Moment Links in EBFs using Reduced Beam Web Connections

علیرضا کلاتری خاندانی، امیر احمد هدایت

پایش سلامت سازه ها و شناسایی آسیب در آن ها توسط روش تبدیل موجک ۴۱
Structural Health Monitoring and Damage Detection of Structures by Wavelet-Based Method

سید محمدرضا مرتضوی، بهروز زعیم دار

تحلیل تیر مرکب پیش تنیده به روش مختلط نرمی - سختی و بهینه سازی متغیرهای طراحی ۵۳
Analysis of the prestressed composite beams using flexibility-stiffness method and optimization of design variables

سید محمد حسین نوری رحیم آبادی

مطالعه مقایسه‌ای بین ستون‌های لوله‌ای فولادی پر شده از بتن (CFST) با مقاطع دایره‌ای و مربعی پس از آتش ۶۳
Comparative study between circular and square concrete-filled steel tube (CFST) columns post-fire

فاطمه کمانی، سعید بختیاری، علی مزروعی، سید محمد میر حسینی

شیوه نگارش ۷۳

فرم عضویت ۷۴

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 رخدادهای 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

ارزیابی تاثیر میراگرهای ویسکوز در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی با کمک تحلیل شکنندگی

محمد بهمنی^۱، سید مهدی زهرائی^{۳*}

۱- دانش آموخته دکتری، مهندسی عمران، واحد اراک، دانشگاه آزاد اسلامی، اراک

۲- استادیار، مهندسی عمران، واحد آبادان، دانشگاه آزاد اسلامی، آبادان

۳- استاد، مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران

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

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۹/۰۹، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۱۱/۱۵)

چکیده

از منحنی‌های شکنندگی برای نمایش احتمال ایجاد خسارت به ساختمان‌ها در هنگام وقوع زلزله با شدت‌های مختلف استفاده می‌شود. هدف اصلی این مطالعه ارائه یک پروسه طراحی جدید برای بررسی اثربخشی استفاده از میراگرهای ویسکوز در بهسازی لرزه‌ای سازه‌های فولادی با استفاده از تحلیل شکنندگی لرزه‌ای می‌باشد. علاوه بر این برای تعیین میزان اثربخشی بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی با میراگرهای ویسکوز یک فرمول ساده و کاربردی پیشنهاد می‌گردد. تغییر مکان نسبی بین طبقات به عنوان یک پارامتر موثر در ارزیابی ایمنی ساختمان‌ها پس از وقوع زلزله در این مطالعه به عنوان شاخص خرابی مورد استفاده قرار می‌گیرد. برای مقایسه احتمال شکست ساختمان‌های با و بدون میراگر، از سه ساختمان شاخص سه، نه و بیست طبقه استفاده می‌شود. همچنین در تحلیل دینامیکی غیرخطی از رکوردهای زلزله که متناظر با سه سطح خطر زلزله می‌باشند، استفاده می‌گردد. مقایسه منحنی‌های شکنندگی ساختمان فولادی کنترل شده با ساختمان‌های بدون میراگر نشان‌دهنده کاهش چشمگیر در احتمال شکست سازه پس از بهسازی با میراگرهای ویسکوز می‌باشد. نتایج تحلیل‌های عددی نشان داد میزان اثربخشی بهسازی در ساختمان‌های شاخص ۳، ۹ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۴۵، ۴۸ و ۴۱ درصد می‌باشد و اگرچه بهسازی لرزه‌ای در تمامی ساختمان‌های شاخص منجر به بهبود عملکرد لرزه‌ای شده است، اما میزان کاهش در پاسخ سازه میان مرتبه بیشتر از سایر ساختمان‌ها می‌باشد.

واژگان کلیدی

میراگرهای ویسکوز، ساختمان‌های فولادی، منحنی‌های شکنندگی، بهسازی لرزه‌ای، جابجایی نسبی بین طبقات

Evaluation of seismic rehabilitation effectiveness in steel buildings with supplemental viscous dampers using seismic fragility analysis

M. Bahmani, S.M. Zahrai

Abstract

The fragility curves are used to indicate the probability of damage to buildings during the earthquakes with different intensities. The main objective of this study is to present a new design procedure for exploring the effectiveness of using viscous dampers in the seismic rehabilitation of steel structures using the seismic fragility analysis. In addition, a straightforward formula is presented to determine the effectiveness of seismic rehabilitation of steel structures with viscous dampers. The inter-story drift as one of the effective parameters for assessing the safety of buildings after an earthquake is used in this study as a damage index. To compare the damage probability of buildings with and without damper, three 3, 9 and 20-story benchmark buildings are used. Furthermore, the earthquake records corresponding to three levels of seismic hazard are used for the nonlinear dynamic analysis. Comparison of the fragility curves between the steel structures controlled and the buildings without the damper shows a significant decrease in the damage probability after the rehabilitation with the viscous dampers. The results of numerical analysis showed that although seismic rehabilitation in all benchmark buildings led to the improved seismic performance, the decrease in the response of the 9-story structure is higher compared to the other buildings.

Keywords

Viscous dampers, Steel buildings, Fragility curves, Seismic rehabilitation, Inter-story drift ratio

قطعیت در مصالح، نحوه توزیع بارها، عدم قطعیت در پارامترهای طراحی سیستم‌های کنترلی و غیره مواجه هستیم [۱۹].

در این مطالعه به منظور ارزیابی اثربخشی استفاده از میراگرها در بهسازی لرزه‌ای سازه‌های فولادی و همچنین در نظر گرفتن عدم قطعیت در بررسی خسارات احتمالی ساختمان‌های بهسازی شده در برابر زلزله‌های آینده، از روش احتمالاتی استفاده می‌شود. در این روش رفتار احتمالاتی ساختمان بهسازی شده توسط منحنی‌های شکنندگی بیان می‌شود که در آن احتمال خسارت ناشی از زمین لرزه به عنوان تابعی از مشخصه‌های حرکت زمین بیان می‌گردد. برای مدل‌های عددی از ساختمان‌های شاخص ۳، ۹ و ۲۰ طبقه که معرف ساختمان‌های کوتاه، میان و بلند مرتبه هستند استفاده می‌شود. همچنین در طراحی میراگرهای ویسکوز، دو دسته رکوردهای حوزه دور و نزدیک در سه سطح خطر زلزله به کار گرفته می‌شوند.

پروژه طراحی پیشنهادی با هدف دستیابی به یک متدولوژی ساده برای بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی و به کارگیری آن توسط مهندسين طراحی حرفه ای ارائه می‌گردد. پروژه طراحی پیشنهادی دارای چند نوآوری و مزیت نسبی در مقایسه با روندهای طراحی موجود می‌باشد. برخی از مهمترین مزیت‌ها عبارتند از:

- ۱- اثر عدم قطعیت در ارزیابی بهسازی لرزه‌ای ساختمان با میراگرهای ویسکوز لحاظ می‌گردد.
- ۲- ارزیابی میزان اثر بخشی استفاده از میراگرهای ویسکوز در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های شاخص با ارایه یک فرمول نوآورانه پیشنهادی که ضمن استفاده از داده‌های منحنی شکنندگی ساده و کاربردی است، صورت می‌پذیرد.
- ۳- مشخصات میراگرهای ویسکوز بر اساس سطح عملکرد هدف و تنها با استفاده از پرپود ساختمان و جرم هر طبقه تعیین می‌شود.
- ۴) برای ساختمان‌ها با جرم و سختی متفاوت در طبقات، پاسخ‌های سازه دارای دقت کافی و قابل قبولی می‌باشند.
- ۵) نسبت گریز بین طبقات، در طبقات مختلف ساختمان تقریباً مشابه است (توزیع یکنواخت گریز طبقات) زیرا توزیع میراگرهای ویسکوز در ارتفاع ساختمان بر اساس روش توزیع انرژی کرنشی برشی طبقه می‌باشد.

طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی موجود بر مبنای معیار ایمنی جانی یا آستانه فروریزش می‌باشد اما خسارات گسترده مالی به وقوع پیوسته در زلزله‌های اخیر نمایانگر عدم کفایت این معیارها جهت حفاظت از منابع مالی شده در احداث ساختمان‌ها است. پیامدهای مالی ناشی از زلزله‌های اخیر و اصلاح آیین‌نامه‌های لرزه‌ای نیاز روز افزون سازه‌های ساختمانی موجود را به بهسازی لرزه‌ای جهت بهبود عملکردشان آشکار می‌سازد [۱].

در دو دهه اخیر با توجه به مزیت‌های فراوان میراگرهای ویسکوز در بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها، مطالعات متعددی در خصوص جنبه‌های مختلف مهندسی و اقتصادی میراگرهای ویسکوز صورت پذیرفته است. در یک تقسیم بندی کلی، مطالعات انجام شده در سال‌های اخیر را می‌توان به ده بخش اصلی تقسیم بندی نمود.

- ۱- استراتژی‌های طراحی میراگرهای ویسکوز [۲ و ۳].
- ۲- بررسی اثر رفتار غیر خطی میراگرهای ویسکوز در کاهش پاسخ سازه‌ها [۴ و ۵].
- ۳- تعیین مکان و سایز بهینه میراگرهای ویسکوز [۶ و ۷].
- ۴- استفاده از میراگرهای ویسکوز در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۸ و ۹].
- ۵- کمینه کردن هزینه چرخه عمر سازه با استفاده از میراگر ویسکوز [۱۰ و ۱۱].
- ۶- کارهای آزمایشگاهی جهت صحت سنجی روابط طراحی ارایه شده [۱۲ و ۱۳].
- ۷- طراحی لرزه‌ای بر اساس تغییر مکان برای سازه‌های ساختمانی به همراه میراگر ویسکوز [۱۴ و ۱۵].
- ۸- پیکره بندی میراگرهای ویسکوز [۱۶].
- ۹- مقایسه عملکرد میراگر ویسکوز با سایر میراگرهای کنترل غیر فعال [۱۷].
- ۱۰) توسعه فنی میراگرهای ویسکوز [۱۸].

اکثر مطالعات انجام شده در زمینه بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی با میراگرهای ویسکوز با استفاده از الگوریتم‌های تکاملی سعی در بهینه سازی طراحی میراگرها داشته‌اند و از اثر عدم قطعیت در تحلیل و طراحی سیستم‌های کنترلی چشم‌پوشی نموده‌اند. لیکن برای طراحی یک سیستم کنترلی، با عدم قطعیت بسیاری از قبیل خطاهای ساخت، عدم

۲- اصول پایه میراگرهای ویسکوز

۲-۱- نسبت میرایی مکمل تهیه شده توسط میراگرهای ویسکوز خطی

فرمول‌های نسبت میرایی مکمل توسط میراگرهای ویسکوز خطی در فصل نهم FEMA 356 ارائه شده است. این فرمول‌های طراحی یک روش ساده و مناسب برای محاسبه ضریب میرایی میراگرهای ویسکوز خطی متناظر با نسبت میرایی اضافه شده دلخواه می‌باشند. نسبت میرایی (ξ) تهیه شده توسط میراگرهای ویسکوز خطی برای یک سیستم یک درجه آزادی که تحت اثر یک بار چرخه‌ای هارمونیک ارتعاش می‌کند عبارت است از:

$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_S} \quad (1)$$

که در آن W_D انرژی مستهلک شده توسط میراگر در یک چرخه کامل می‌باشد و W_S حداکثر انرژی کرنشی قاب است. نتایج آزمایشگاهی نشان داده‌اند در صورت افزایش نسبت میرایی یک سازه چند درجه آزادی، مدهای بالاتر پاسخ سازه سرکوب خواهند شد و مود اول سازه مد غالب خواهد بود. در نتیجه غالباً تنها مد اول سیستم‌های چند درجه آزادی در روندهای ساده شده طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد. بنابراین برای سیستم‌های چند درجه آزادی انرژی مستهلک شده توسط میراگرهای ویسکوز خطی و حداکثر انرژی کرنشی قاب برای مد اول به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$W_D = \sum_j W_{Dj} = \sum_j \pi C_j \left(\frac{2\pi}{T_m}\right) (u_{roof} \varphi_{mr,j} f_j)^2 \quad (2)$$

$$W_S = \frac{2\pi^2}{T_m^2} \sum_i m_i u_{roof}^2 \varphi_{mi}^2 \quad (3)$$

که در آن W_{Dj} انرژی مستهلک شده توسط میراگر j ام در یک چرخه کامل، C_j ضریب میرایی برای میراگر ویسکوز خطی j ام، T_m پریود ارتعاش مد اول، u_{roof} حداکثر تغییر مکان بام سازه، $\varphi_{mr,j}$ تغییر مکان نسبی مودال در مد اول بین دو سر میراگر j ام در جهت محور میراگر، f_j برای حالتی که مهاربند به صورت مورب باشد برابر $\cos\theta_j$ که در آن θ_j زاویه بین محور میراگر و راستای افق می‌باشد. m_i جرم کف سطح i ام و φ_{mi} تغییر مکان مودال در مد اول برای سطح طبقه i ام. با جایگذاری معادله (۲) و (۳) در معادله (۱) نسبت میرایی (ξ_m) تهیه شده توسط میراگرهای ویسکوز خطی در مد اول سازه به صورت زیر به دست می‌آید.

$$\xi_m = \frac{T_m \sum_j C_j \varphi_{mr,j}^2 f_j^2}{4\pi \sum_i m_i \varphi_{mi}^2} \quad (4)$$

۲-۲- نسبت میرایی مکمل تهیه شده توسط میراگرهای

ویسکوز غیرخطی

انرژی اتلاف شده توسط میراگرهای ویسکوز غیرخطی برای یک سیستم یک درجه آزادی که تحت اثر یک بار چرخه‌ای هارمونیک ارتعاش می‌کند، عبارت است از:

$$W_D = \int F_d du = \int C_N \dot{u}^\alpha du = \lambda C_N \left(\frac{2\pi}{T_m}\right)^\alpha u_0^{\alpha+1} \quad (5)$$

$$\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)}{\Gamma(2 + \alpha)} \quad (6)$$

که در آن u تغییر مکان سیستم یک درجه آزادی، u_0 حداکثر مقدار u ، C_N ضریب میرایی میراگرهای ویسکوز غیر خطی و Γ تابع گاما می‌باشد. معادله (۵) را برای سیستم‌های چند درجه آزادی می‌توان به صورت زیر بسط داد.

$$W_D = \sum_j W_{D,j} = \sum_j \lambda_j C_{N,j} \left(\frac{2\pi}{T_m}\right)^{\alpha_j} (u_{roof} \varphi_{mr,j} f_j)^{\alpha_j+1} \quad (7)$$

با جایگذاری معادله (۳) و (۷) در معادله (۱) نسبت میرایی (ξ_m) تهیه شده توسط میراگرهای ویسکوز غیر خطی در مد اول سازه به صورت زیر به دست می‌آید.

$$\xi_m = \frac{\sum_j \lambda_j C_{N,j} \left(\frac{2\pi}{T_m}\right)^{\alpha_j-2} u_{roof}^{\alpha_j-1} \varphi_{mr,j}^{\alpha_j+1} f_j^{\alpha_j+1}}{2\pi \sum_i m_i \varphi_{mi}^2} \quad (8)$$

$$\lambda_j = 2^{2+\alpha_j} \frac{\Gamma^2\left(1 + \frac{\alpha_j}{2}\right)}{\Gamma(2 + \alpha_j)} \quad (9)$$

که در آن $C_{N,j}$ ضریب میرایی برای میراگر ویسکوز غیر خطی j ام و α_j توان سرعت میراگر ویسکوز غیر خطی j ام می‌باشد.

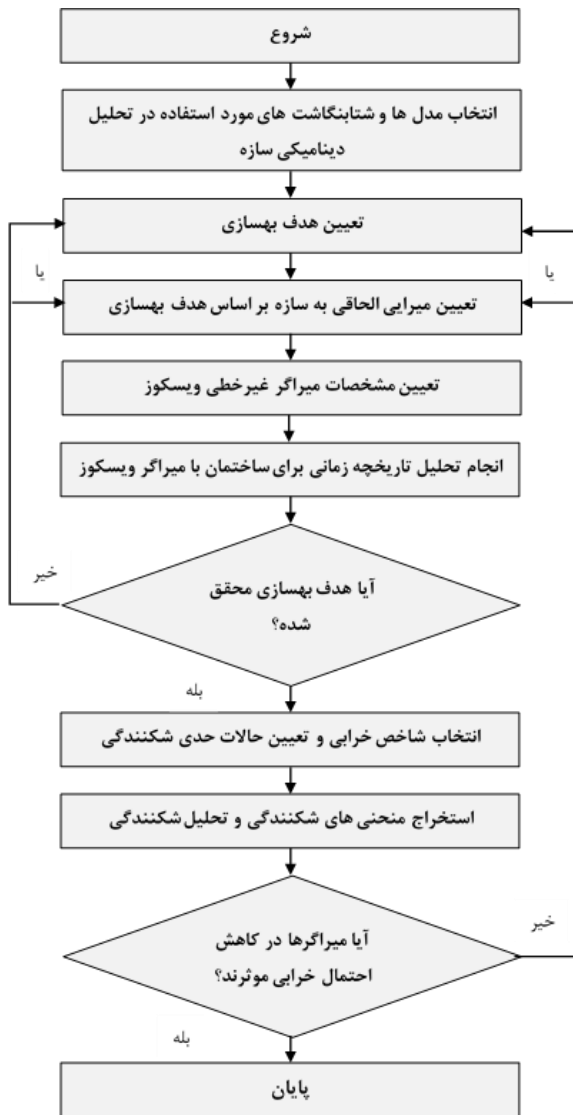
۳- اصول پایه منحنی‌های شکنندگی

منحنی شکنندگی بیانگر احتمال تجاوز میزان خسارت ساختمان از میزان مشخص شده، در سطوح مختلف جنبش لرزه‌ای زمین است. از دیدگاه ریاضی شکنندگی ساختمان به صورت احتمال بروز خرابی در ساختمان بر اثر یک زلزله خاص با شدت Z و بر اساس خسارت i تعریف می‌شود.

$$F_{ij} = \text{prob}[D \geq d_i | IM] \quad (10)$$

در این رابطه، F تابع شکنندگی، IM پارامتر اندازه گیری شدت زلزله است. این پارامتر حتی می‌تواند متفاوت باشد، مانند بیشینه شتاب زمین (PGA)، بیشینه سرعت زمین (PGV)، بیشینه تغییر مکان زمین (PGD)، شتاب طیفی (S_d)، سرعت طیفی (S_v) و تغییر مکان طیفی (S_d). D میزان خرابی در سازه بر اثر وقوع





شکل ۱- روند طراحی جامع پیشنهادی برای بهسازی لرزه‌ای با میراگرهای ویسکوز غیرخطی

انجمن مهندسين امريكا با درك اهميت وجود سازه‌هاي شاخص در کنترل سازه‌ها سعی در ایجاد و توسعه آنها کرد. سازه‌های شاخص شامل مشخصات چند سازه، نحوه مدل‌سازی آنها و معیارهای ارزیابی می‌باشند که در اختیار محققین قرار گرفتند تا با در نظر گرفتن سیستم‌های کنترل مورد نظرشان معیارها را برای ساختمان‌های شاخص ارائه شده بررسی کنند. این ساختمان‌های سه، نه و بیست طبقه به عنوان قسمتی از پروژه فولادی SAC برای مناطق لس آنجلس و کالیفرنیا طراحی شده‌اند. هدف از انتخاب این ساختمان‌ها برای مثال‌های طراحی، مهیا کردن یک مبنای شفاف برای ارزیابی روند طراحی جامع پیشنهادی می‌باشد. هر سه ساختمان به صورت قابل توجهی در مشخصات

رخدادهای تصادفی (برای مثال تغییر مکان نسبی طبقات) و d_i میزان خرابی مشخصی از سازه است که به آن خرابی حالت نام گفته می‌شود. این خرابی به صورت کیفی بیان و از نظر کمی با شاخص‌های متفاوتی مانند شکل پذیری سازه یا تغییر مکان نسبی اندازه‌گیری می‌شود. سه روش برای برآورد منحنی‌های شکنندگی وجود دارد [۲۰]:

- ۱- روش قضاوت مهندسی که در صورت عدم وجود اطلاعات خرابی از نظر کارشناسی متخصصان برای تعیین میزان خرابی سازه‌ها استفاده می‌شود.
 - ۲- روش تجربی که از اطلاعات خرابی به دست آمده از یک زلزله واقعی برای تعیین منحنی‌های شکنندگی استفاده می‌شود.
 - ۳- روش تحلیلی که برای برآورد منحنی شکنندگی از نتایج تحلیل‌های عددی استفاده می‌شود.
- در این مطالعه از روش سوم برای ترسیم منحنی‌های شکنندگی استفاده می‌شود.

۴- روند طراحی جامع پیشنهادی

در دو دهه‌ی اخیر روندهای طراحی متفاوتی توسط محققین و آیین‌نامه‌ها جهت طراحی ساختمان‌ها به همراه میراگر ویسکوز ارایه شده است که غالباً بدون بررسی عدم قطعیت در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها بوده است و معمولاً این پروسه‌های طراحی شامل یک فرآیند سعی و خطا برای رسیدن به طرح نهایی می‌باشند. در این مقاله با اصلاح روندهای طراحی موجود و اضافه نمودن تحلیل شکنندگی جهت ارزیابی اثربخشی بهسازی لرزه ساختمان‌های فولادی با میراگرهای ویسکوز الحاقی، یک روند طراحی جامع جدید برای بهسازی لرزه‌ای سازه‌های فولادی موجود به کمک میراگر ویسکوز غیر خطی در شکل (۱) معرفی شده است.

۴-۱- گام اول: انتخاب مدل‌ها و شتابنگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی سازه

برای ارزیابی روند طراحی جامع پیشنهاد شده در این تحقیق، از سه ساختمان شاخص ارایه شده توسط Ohtori و همکارانش استفاده می‌نماییم [۲۱]. محققین حوزه کنترل سازه‌ها با در نظر گرفتن سازه‌های مختلف و معیارهای متفاوت سعی در نشان دادن اثر روش یا وسیله کنترل خاصی داشتند، اما با توجه به فقدان اصول مشترک در تحقیقات امکان مقایسه روش‌ها و یا وسایل کنترلی آنها با یکدیگر موجود نبود. کمیته کنترل سازه

توسط FEMA 227 استفاده می‌نماییم. همان گونه که در جدول (۱) مشاهده می‌شود از حداکثر درصد نسبت گریز طبقه که از پارامترهای موثر پاسخ ساختمان است به عنوان شاخصی جهت تعیین سطح عملکرد سازه استفاده شده است. حالت حدی بهره برداری بی وقفه به این صورت تعریف می‌شود که حداکثر درصد گریز طبقه Δ برای کل ساختمان کوچکتر از ۰/۷ درصد باشد. برای سطح عملکرد ایمنی جانی به این صورت تعریف می‌شود که $\Delta < ۰.۲/۵$ و برای سطح عملکرد آستانه فرو ریزش $\Delta < ۰.۵/۵$ می‌باشد.

جدول ۱- حالات حدی و سطوح عملکرد متناظر

حالت حدی	شرح خرابی	درصد گریز حداکثر	سطوح عملکرد
۱	بدون خرابی	$\Delta < ۰.۲$	بهره برداری بی وقفه
۲	خیلی کم	$۰.۲ < \Delta < ۰.۴$	
۳	کم	$۰.۴ < \Delta < ۰.۷$	
۴	متوسط	$۰.۷ < \Delta < ۱.۵$	ایمنی جانی
	شدید	$۱.۵ < \Delta < ۲.۵$	
۶	خیلی شدید	$۲.۵ < \Delta < ۵.۰$	آستانه فروریزش
۷	تخریب کامل	$\Delta < ۵.۰$	-

۴-۳- گام سوم: تعیین میرایی الحاقی به سازه بر اساس هدف بهسازی

تاثیر نسبت میرایی سازه در کاهش پاسخ لرزه‌ای در نواحی شتاب ثابت، سرعت ثابت و تغییر مکان ثابت در طیف پاسخ کاملاً یکسان نمی‌باشد ولی با تقریب قابل قبولی می‌توان تاثیر نسبت میرایی بر کاهش پاسخ لرزه‌ای در طول محدوده پریودی ساختمان‌های رایج را ثابت فرض نمود. در این تحقیق ضریب کاهش در پاسخ لرزه‌ای ساختمان $\eta_{\Delta}(\xi)$ از تقسیم ماکزیمم گریز طبقه برای حالت بهسازی شده با میراگر ویسکوز بر ماکزیمم گریز طبقه برای ساختمان بدون میراگر (با میرایی ذاتی $\xi = ۰.۰۵$) به دست می‌آید. در این تحقیق برای بیان رابطه بین نسبت میرایی ساختمان پس از بهسازی با میزان کاهش پاسخ لرزه‌ای متناظر با آن از رابطه پیشنهادی توسط Bommer و همکارانش استفاده می‌شود [۲۳]. درصد میرایی قید شده در ستون پنجم جداول (۲) تا (۴) از این رابطه تعیین می‌شود.

$$\eta_{\Delta}(\xi) = \frac{\Delta_{max}(\xi_m + \xi)}{\Delta_{max}(\xi = 0.05)} \quad (11)$$

دینامیکی و ظرفیت مقاومت جانبی با هم متفاوت هستند به نحوی که یک مبنای گسترده را برای مقایسه‌ی راهبردهای مختلف کنترل سازه مهیا می‌سازند. سازه‌های این ساختمان‌ها مطابق با الزامات آیین‌نامه‌های محلی و با در نظر گرفتن بارهای ثقلی، باد و زلزله طراحی شده‌اند و نشان دهنده ساختمان‌ها کوتاه، میان و بلند مرتبه هستند. سیستم سازه‌ای برای هر سه ساختمان شامل قاب‌های مقاوم خمشی محیطی و قاب‌های مفصلی داخلی با استفاده از اتصال برشی می‌باشد. شرح کامل مشخصات سازه‌ها شامل ابعاد، اندازه اعضا، بارگذاری و نوع مصالح استفاده شده در مطالعه انجام شده توسط Ohtori و همکارانش موجود می‌باشد.

رویکرد رایج در تحلیل لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی استفاده از طیف‌های پاسخ آیین‌نامه‌ها به دلیل سهولت در استفاده از آنها می‌باشد. اما در صورت نیاز به یک طراحی دقیق‌تر استفاده از رکوردهای زلزله طبیعی مناسب‌تر می‌باشد. در این تحقیق با توجه به استفاده از ساختمان‌های شاخص برای مدل‌های طراحی، برای ارزیابی روند جامع پیشنهادی از دو رکورد حوزه دور و دو رکورد حوزه نزدیک پیشنهاد شده توسط Ohtori و همکارانش جهت تحلیل تاریخچه زمانی استفاده شده است. بنا به پیشنهاد آنها از مولفه‌های شمال - جنوب زلزله‌های السترو، هاچینوه، نورث‌ریج و کوبه جهت تحلیل تاریخچه زمانی استفاده شده است.

علاوه بر این جهت ارزیابی روند پیشنهادی برای مناطق مختلف با لرزه خیزی متفاوت و مقایسه‌ی نتایج روند ارایه شده با پاسخ مسئله شاخص، سطوح مختلف رکوردهای هر زلزله شامل: ۰/۵، ۱ و ۱/۵ برابر زلزله السترو و هاچینوه و ۰/۵ و ۱ برابر زلزله‌های نورث‌ریج و کوبه مورد بررسی قرار گرفته است. از طرفی Somerville و همکارانش سه مجموعه شتابنگاشت، که هر مجموعه شامل ۲۰ رکورد می‌باشد برای پروژه SAC در نظر گرفته‌اند. این شتابنگاشت‌ها متناظر با احتمال وقوع زلزله‌ی ۲، ۱۰ و ۵۰ درصد در ۵۰ سال می‌باشند. در این مطالعه از دو مجموعه با احتمال وقوع ۲ و ۱۰ درصد در ۵۰ سال برای استخراج منحنی‌های شکنندگی استفاده شده است [۲۲].

۴-۲- گام دوم: تعیین هدف بهسازی

هدف بهسازی (سطح عملکرد سازه پس از بهسازی) بر مبنای فصل مشترک خواسته‌های مالک و ضوابط لرزه‌ای مورد پذیرش آیین‌نامه‌ها تعیین می‌شود. در این تحقیق برای بیان سطوح عملکرد سازه مطابق جدول (۱) از حالات حدی بیان شده



با جایگذاری معادله (۱۷) در معادله (۱۵) ضریب میرایی هر طبقه به صورت زیر خواهد بود:

$$C_j = \frac{4\pi\xi_m\varphi_{mj}S_j(\sum_i m_i\varphi_i^2)}{T_m \sum_i [\varphi_{mi}S_i(f_j\varphi_{mi})^2]} \quad (18)$$

با فرض اینکه میراگر ویسکوز غیر خطی در تحریک‌های لرزه‌ای یکسان، عملکردی مشابه با میراگرهای ویسکوز خطی دارد، برای تعیین ضریب میرایی میراگر ویسکوز غیر خطی با استفاده از رویکرد انرژی، فرض می‌کنیم میانگین انرژی مستهلک شده توسط میراگر ویسکوز غیر خطی و خطی در یک سیستم SDOF تحت اثر ارتعاش هارمونیک است یکسان می‌باشد.

$$\frac{1}{u_0} \int_0^{u_0} W_{DN} du = \frac{1}{u_0} \int_0^{u_0} W_{DL} du \quad (19)$$

$$\frac{1}{u_0} \int_0^{u_0} \lambda C_N \left(\frac{2\pi}{T_m}\right)^\alpha u^{\alpha+1} du = \quad (20)$$

$$\frac{1}{u_0} \int_0^{u_0} \pi C_N \left(\frac{2\pi}{T_m}\right)^\alpha u^2 du$$

که در آن W_{DN} انرژی مستهلک شده توسط میراگر ویسکوز غیر خطی در یک چرخه ارتعاش هارمونیک و W_{DL} انرژی مستهلک شده توسط میراگر ویسکوز خطی در یک چرخه ارتعاش هارمونیک می‌باشد. سمت چپ معادله (۱۹) میانگین انرژی مستهلک شده توسط میراگرهای ویسکوز غیر خطی و سمت راست این معادله میانگین انرژی مستهلک شده توسط میراگرهای ویسکوز خطی می‌باشد. با یکپارچه سازی معادله (۲۰) خواهیم داشت:

$$C = \frac{3\lambda C_N \left(\frac{2\pi}{T_m}\right)^{\alpha-1} u_0^{\alpha-1}}{\pi(2+\alpha)} \quad (21)$$

این معادله برای سیستم‌های یک درجه آزادی می‌باشد و برای سیستم‌های چند درجه آزادی با جایگذاری $u_{roof}\varphi_{mr,j}f_j$ با u خواهیم داشت:

$$C = \frac{3\lambda C_{N,j} \left(\frac{2\pi}{T_m}\right)^{\alpha_j-1} (u_{roof}\varphi_{mr,j}f_j)^{\alpha_j-1}}{\pi(2+\alpha_j)} \quad (22)$$

بنابراین نسبت میرایی مهیا شده توسط میراگر ویسکوز غیر خطی می‌تواند به صورت زیر با جایگذاری معادله (۲۲) در معادله (۴) به دست آید.

$$\xi_m = \frac{3 \sum_j \lambda_j C_{N,j} \left(\frac{2\pi}{T_m}\right)^{\alpha_j-2} u_{roof}^{\alpha_j-1} \varphi_{mr,j} f_j^{\alpha_j+1}}{2\pi \sum_i m_i \varphi_{mi}^2} \quad (23)$$

۴-۵- گام پنجم: انجام تحلیل تاریخچه زمانی برای ساختمان همراه با میراگر ویسکوز غیر خطی

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi + \xi_m}} \quad (12)$$

۴-۴- گام چهارم: تعیین مشخصات میراگر غیر خطی ویسکوز برای مشخص نمودن ضریب میرایی هر طبقه و تعیین مشخصات میراگر ویسکوز Silvestri و همکارانش با فرض برابر بودن وزن و سختی جانبی تمامی طبقات، روش ساده شده‌ای بر مبنای توزیع یکنواخت میراگرها در ارتفاع ساختمان ارایه داده‌اند. در این تحقیق از روش بهینه‌تر توزیع میرایی بر مبنای انرژی کرنشی برشی طبقه (بدون در نظر گرفتن فرض برابر بودن جرم و سختی طبقات که باعث تقریب در پاسخ می‌شود) استفاده شده است. در روش توزیع یکنواخت، میرایی در طبقات مختلف سازه با ماکزیمم نیروی میرایی ایجاد شده هنگام زلزله در طبقات ساختمان متناسب نمی‌باشد. این موضوع باعث می‌شود میزان استهلاک انرژی ورودی زلزله در مقایسه با سایر روش‌ها توزیع میرایی کاهش یابد. استفاده از روش توزیع میرایی بر مبنای انرژی کرنشی برشی طبقه به عنوان یک روش غیر تکرار شونده توزیع میرایی در ساختمان نسبت به سایر روش‌ها منطقی‌تر است زیرا در این روش در محلی از ساختمان که انرژی کرنشی برشی طبقه بیشتر است ضریب میرایی بیشتری اختصاص داده می‌شود و در نتیجه مشارکت میراگرها بسیار موثرتر خواهد بود.

برای ساختمان برشی انرژی کرنشی برشی طبقه متناسب با $S_j\varphi_{mj}$ خواهد بود، بنابراین ضریب میرایی در هر طبقه از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$C_j = qS_j\varphi_{mj} \quad (13)$$

که در آن q نسبت تناسب و $S_j = \sum_{i=j}^{roof} m_i\varphi_i$ می‌باشد، بنابراین ضریب میرایی کل ساختمان برابر است با:

$$\sum_i C_i = q \sum_i \varphi_{mi} S_i \quad (14)$$

با استفاده از معادله‌های (۱۳) و (۱۴) ضریب میرایی در هر طبقه به صورت زیر به دست می‌آید:

$$C_j = \frac{\varphi_{mj}S_j}{\sum_i \varphi_{mi} S_i} \sum_i C_i \quad (15)$$

با جایگذاری معادله (۱۵) در معادله (۴):

$$\xi_m = \frac{T_m \sum_j [\varphi_{mj}S_j(\sum_i C_i)(f_j\varphi_{mj})^2]}{4\pi(\sum_i m_i\varphi_i^2)(\sum_i \varphi_{mi}S_i)} \quad (16)$$

بنابراین برای میرایی کل سازه داریم:

$$\sum_i C_i = \frac{4\pi\xi_m(\sum_i m_i\varphi_i^2)(\sum_i \varphi_{mi}S_i)}{T_m \sum_i [\varphi_{mi}S_i(f_j\varphi_{mi})^2]} \quad (17)$$



می‌شود. سپس تحلیل دینامیکی فزاینده برای هریک از شتابنگاشت‌ها انجام می‌شود. برای تولید منحنی شکنندگی باید یک توزیع احتمال برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی فزاینده به دست می‌آیند در نظر گرفت [۲۷]. در این مطالعه از توزیع لوگ نرمال که جز توزیع‌های احتمالاتی رایج در این زمینه می‌باشد، استفاده می‌شود. هر یک از سازه‌های شاخص تحت ۴۰ رکورد زلزله از ۰/۱g تا ۲g تحلیل می‌گردد و سپس احتمال شکست سازه در هر سطح از شدت زلزله محاسبه می‌شود. هنگامی که ظرفیت سازه‌ای و تقاضای لرزه‌ای دو متغیری باشند که از توزیع نرمال یا لگاریتم نرمال پیروی کنند، با استفاده از قاعده حد مرکزی می‌توان نشان داد که عملکرد مرکب حاصل شده، توزیع لگاریتم نرمال خواهد داشت. بنابراین تابع شکنندگی را می‌توان به صورت تابع توزیع تجمعی لگاریتمی نرمال مطابق رابطه (۲۴) نوشت:

$$P(D \geq d_i) = 1 - \varphi \left[\frac{1}{\beta_{TOT}} \ln \left(\frac{S_d}{S_c} \right) \right] \quad (24)$$

در رابطه‌ی بالا φ تابع توزیع تجمعی لگاریتم نرمال، P احتمال رسیدن یا تجاوز از حالت خرابی d_i (در این تحقیق حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقات)، β_{TOT} انحراف معیار لگاریتم نرمال کل برای هر حالت خرابی (d_i) است و مطابق با رابطه (۲۵) از جذر مجموع مربعات چهار منبع عدم قطعیت حاصل می‌شود:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (25)$$

که در این رابطه β_{RTR} مربوط به عدم قطعیت ناشی از تغییرات رکورد به رکورد است، β_{DR} مربوط به عدم قطعیت ناشی از الزامات طراحی است، β_{TD} مربوط به عدم قطعیت ناشی از داده‌های تست است و β_{MDL} مربوط به عدم قطعیت ناشی از مدل سازی است. β_{RTR} با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده برای یک سطح خرابی خاص تعیین می‌شود، سایر پارامترهای انحراف استاندارد لگاریتم نرمال شامل β_{DR} ، β_{TD} و β_{MDL} به ترتیب برابر با ۰/۳۵، ۰/۳۵ و ۰/۲ فرض می‌شوند. S_c مقدار حالت حدی می‌باشد که در جدول (۱) برای حالت‌های مختلف خرابی ارایه شده است و S_d متوسط مقدار نیاز لرزه‌ای، از رابطه (۲۶) بدست می‌آید.

$$\ln(S_d) = a \ln(PGA) + b \quad (26)$$

در این رابطه مقادیر a و b ضرایب رگرسیونی هستند که از طریق تحلیل رگرسیون لگاریتمی، حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای، در مقابل PGAهای مختلف به دست می‌آیند.

با توجه به افزودن میراگرهای ویسکوز غیر خطی به سازه، برای انجام یک طراحی عملی نیازمند تحلیل تاریخچه زمانی برای بررسی رفتار سازه به همراه میراگر ویسکوز غیر خطی هستیم. دو هدف اصلی از انجام تحلیل تاریخچه زمانی در این مرحله عبارتند از:

- ۱- ارزیابی عملکرد سازه به همراه میراگر ویسکوز غیر خطی و مقایسه آن با هدف بهسازی انتخاب شده در گام دوم
- ۲- ارزیابی میرایی مهیا شده توسط میراگر ویسکوز غیر خطی و مقایسه آن با میرایی هدف بیان شده در گام سوم در صورت عدم ارضا هدف عملکردی سازه، نیاز به تجدید نظر در اجرای گام‌های ۲ و ۳ می‌باشد.

۴-۶- گام ششم: انتخاب شاخص خرابی و تعیین حالات حدی شکنندگی

در مطالعات انجام شده توسط سایر محققین از پارامترهای متفاوتی به عنوان شاخص خرابی استفاده شده است. به عنوان مثال می‌توان به استفاده از نسبت شکل پذیری توسط Shinozuka و همکارانش [۲۴]، تغییر مکان نسبی طبقات توسط Hirata و Dimova [۲۵] و شاخص خرابی Park و Ang توسط Karim و Yamazaki [۲۶] اشاره نمود. تعیین شاخص خرابی (شاخص شکنندگی) یکی از عوامل مهم در ترسیم منحنی‌های شکنندگی می‌باشد یکی از بهترین شاخص‌هایی که به دلیل معنی فیزیکی آن می‌تواند به خوبی بیانگر میزان خرابی ساختمان‌ها باشد، نسبت گریز بین طبقات است. بر همین اساس در این مطالعه برای تعیین حالات حدی ساختمان از نسبت گریز بین طبقات به عنوان شاخص خرابی استفاده شده است [۲۰].

در آیین‌نامه‌های مختلف آسیب پذیری ساختمان‌ها در سطوح مختلف از عدم خرابی تا فروریختگی کامل با استفاده از شاخص خرابی تعریف می‌شود. در این تحقیق با استفاده از FEMA 356 از سه حالت حدی بر مبنای نسبت گریز بین طبقات استفاده شده است. همانگونه که در جدول (۱) نشان داده شده این حالات حدی عبارتند از: استفاده بی وقفه‌ای (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP).

۴-۷- گام هفتم: استخراج منحنی‌های شکنندگی و تحلیل شکنندگی ساختمان‌ها

در این مطالعه برای تحلیل سازه، از تحلیل دینامیکی فزاینده استفاده می‌شود. به این صورت که حداکثر شتاب زلزله (PGA) اعمالی به سازه از ۰/۱g تا فروریزش با گام‌های ۰/۲g مقیاس

ده رکورد زلزله (۳/۳۴ درصد می‌باشد که ۸/۷ درصد با هدف تعیین شده اختلاف دارد. از طرفی کمترین میزان کاهش در پاسخ سازه مربوط به رکوردهای (1.5) Hachinohe, (1) Northridge و (1) Kobe می‌باشد و بیشترین کاهش در پاسخ زلزله مربوط به چهار رکورد با ضریب ۰/۵ است. بنابراین می‌توان بیان نمود که روند طراحی جامع در ساختمان‌های بلند برای زلزله‌های با شدت کم و متوسط عملکرد مناسب‌تری در کاهش ماکزیمم پاسخ سازه به نسبت زلزله‌های شدید دارد.

برای ساختمان ۹ طبقه میزان کاهش حداکثر نسبت گریز بین طبقات (میانگین ده رکورد زلزله) ۴۳/۹ درصد می‌باشد که ۰/۹ درصد با هدف تعیین شده اختلاف دارد. از طرفی کمترین میزان کاهش در پاسخ سازه مربوط به رکوردهای (1.5) Hachinohe و (1) Northridge می‌باشد و بیشترین کاهش در پاسخ زلزله مربوط به چهار رکورد با ضریب ۰/۵ همچنین و (1) Kobe و (1,1.5) El Centro است. بنابراین می‌توان بیان نمود که روند طراحی جامع در ساختمان‌های میان مرتبه برای زلزله‌های با شدت متوسط عملکرد مناسب‌تری در کاهش ماکزیمم پاسخ سازه به نسبت زلزله‌های شدید دارد. برای ساختمان ۳ طبقه میزان کاهش حداکثر نسبت گریز بین طبقات (میانگین ده رکورد زلزله) ۳۵/۶ درصد می‌باشد که ۷/۴ درصد با هدف تعیین شده اختلاف دارد. از طرفی کمترین میزان کاهش در پاسخ سازه مربوط به رکوردهای (0.5,1,1.5) Hachinohe می‌باشد و بیشترین کاهش در پاسخ زلزله مربوط به سه رکورد با ضریب ۰/۵ همچنین و (1) Kobe و (1) El Centro است. بنابراین می‌توان بیان نمود که روند طراحی جامع در ساختمان‌های کوتاه مرتبه برای زلزله‌های با شدت متوسط عملکرد مناسب‌تری در کاهش ماکزیمم پاسخ سازه به نسبت زلزله‌های شدید دارد.

با توجه به اینکه در تحقیق انجام شده توسط Ohtori و همکارانش نتایج حاصل از کنترل سازه تنها برای ساختمان ۲۰ طبقه ارائه شده است در این بخش به مقایسه‌ی نتایج حاصل از روش طراحی جامع با استراتژی کنترل خطی که توسط Ohtori و همکارانش به عنوان نمونه برای ساختمان ۲۰ طبقه انجام شده، می‌پردازیم. در شکل (۳) حداکثر نسبت گریز بین طبقات برای هر چهار زلزله با ضریب ۱ نمایش داده شده است. همان گونه که در شکل مشخص می‌باشد برای هر چهار رکورد زلزله، بیشترین نسبت گریز بین طبقات سازه‌ی کنترل نشده در بام رخ داده است. روش طراحی جامع پیشنهادی به خوبی قادر به کنترل پاسخ در بام سازه بوده است. همچنین با بررسی شکل (۳) مشخص می‌شود که روند طراحی جامع پیشنهادی علاوه بر بام

۴-۸- گام هشتم: ارزیابی اثر بخشی استفاده از میراگرهای ویسکوز در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های شاخص

برای ارزیابی اثر بخشی استفاده از میراگرهای ویسکوز در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های شاخص، با استفاده از خروجی مرحله‌ی پنجم و هفتم روند طراحی جامع، رابطه ساده و کاربردی زیر پیشنهاد می‌گردد:

$$EFF = \left[0.5 \frac{\Delta_{Before}^{max} - \Delta_{After}^{max}}{\Delta_{Before}^{max} - \Delta_{LS_1}} + 0.5 \times \frac{((P_{Before}^{LS} + P_{Before}^{CP}) - (P_{After}^{LS} + P_{After}^{CP}))/2}{P_{Before}^{CP}} \right] \times 100 \quad (27)$$

که در آن EFF درصد اثربخشی استفاده از میراگرهای ویسکوز در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها، Δ_{Before}^{max} حداکثر نسبت گریز برای حالت قبل از بهسازی می‌باشد، Δ_{After}^{max} حداکثر نسبت گریز برای حالت بعد از بهسازی می‌باشد، Δ_{LS_1} حداکثر نسبت گریز ساختمان در حالت حدی اول می‌باشد، P_{Before}^{LS} احتمال تجاوز از حالت حدی دوم برای ساختمان بدون میراگر، P_{Before}^{CP} احتمال تجاوز از حالت حدی سوم برای ساختمان بدون میراگر، P_{After}^{LS} احتمال تجاوز از حالت حدی دوم برای ساختمان با میراگر و P_{After}^{CP} احتمال تجاوز از حالت حدی سوم برای ساختمان با میراگر می‌باشد. مزیت عمده رابطه پیشنهادی استفاده از داده‌های روند طراحی جامع برای محاسبه اثربخشی استفاده از میراگرها در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها و احتراز از پیچیدگی در محاسبات می‌باشد. مقدار EFF عددی بین ۰ تا ۱۰۰ می‌باشد.

۲- پیاده سازی روش طراحی جامع برای ساختمان‌های شاخص

در این مطالعه تنها نتایج مهم اجرای روش طراحی جامع برای ساختمان‌های شاخص ارائه و تفسیر می‌شود. شرح کامل پیاده سازی گام به گام فرآیند طراحی جامع در فاز بعدی تحقیق مورد بررسی قرار خواهد گرفت. بر اساس نتایج تحلیل تاریخچه زمانی در ساختمان‌های بدون میراگر تحت اثر شدت‌های مختلف زلزله (۰/۵، ۱ و ۱/۵)، هدف بهسازی کاهش ۴۳٪ در پاسخ ساختمان‌های شاخص در نظر گرفته شد. نتایج طراحی میراگرهای ویسکوز غیر خطی در جدول (۲) تا (۴) و مقایسه بین شاخص خرابی قبل و بعد از بهسازی در شکل (۲) ارائه شده است.

همان گونه که در شکل (۲) برای ساختمان ۲۰ طبقه مشاهده می‌شود میزان کاهش حداکثر نسبت گریز بین طبقات (میانگین



جدول ۲- پارامترهای طراحی میراگر ویسکوز غیرخطی در ساختمان ۲۰ طبقه

C_{nd} (kN.s ^{α} /m ^{α})	C_{ni} (kN.s ^{α} /m ^{α})	C_i (kN.s/m)	ξ_m (%)	α	گریز مودال، φ_{mi}	جابجایی مودال، φ_i	تراز طبقه
۴۲۹۹	۸۵۹۸	۵۱۳۲۸	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۵۵	۰/۰۵۵	۱
۲۹۳۶	۵۸۷۱	۳۸۹۱۲	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۴۲	۰/۰۹۷	۲
۲۶۶۸	۵۳۳۶	۳۶۵۹۱	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۴۰	۰/۱۳۷	۳
۲۶۲۰	۵۲۳۹	۳۵۹۳۱	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۴۰	۰/۱۷۷	۴
۲۵۵۸	۵۱۱۵	۳۵۰۷۸	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۴۰	۰/۲۱۷	۵
۲۲۷۴	۴۵۴۸	۳۲۳۳۰	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۳۸	۰/۲۵۵	۶
۲۱۹۲	۴۳۸۴	۳۱۱۶۳	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۳۸	۰/۲۹۳	۷
۱۹۱۳	۳۸۲۷	۲۸۲۵۱	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۳۶	۰/۳۲۹	۸
۱۶۴۹	۳۲۹۷	۲۵۳۳۴	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۳۴	۰/۳۶۳	۹
۱۴۰۰	۲۸۰۰	۲۲۴۴۴	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۳۲	۰/۳۹۵	۱۰
۱۳۰۵	۲۶۱۰	۲۰۹۲۱	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۳۲	۰/۴۲۷	۱۱
۱۰۷۷	۲۱۵۴	۱۸۰۷۰	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۳۰	۰/۴۵۷	۱۲
۹۲۴	۱۸۴۸	۱۵۸۷۱	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۲۹	۰/۴۸۶	۱۳
۷۳۱	۱۴۶۱	۱۳۱۹۵	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۲۷	۰/۵۱۳	۱۴
۵۶۰	۱۱۲۰	۱۰۶۷۲	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۲۵	۰/۵۳۸	۱۵
۳۸۲	۷۶۴	۷۹۶۵	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۲۲	۰/۵۶۰	۱۶
۲۶۴	۵۲۹	۵۸۹۲	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۲۰	۰/۵۸۰	۱۷
۱۵۳	۳۰۶	۳۸۲۰	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۱۷	۰/۵۹۷	۱۸
۷۵	۱۵۰	۲۱۳۹	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۱۴	۰/۶۱۱	۱۹
۲۲	۴۴	۷۹۱	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۱۰	۰/۶۲۱	۲۰

جدول ۳- پارامترهای طراحی میراگر ویسکوز غیرخطی در ساختمان ۹ طبقه

C_{nd} (MN.s ^{α} /m ^{α})	C_{ni} (MN.s ^{α} /m ^{α})	C_i (MN.s/m)	ξ_m (%)	α	گریز مودال، φ_{mi}	جابجایی مودال، φ_i	تراز طبقه
۲/۰۴	۴/۰۸	۴۹/۳۶	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۱۱۳	۰/۱۱۳	۱
۱/۲۰	۲/۴۱	۳۴/۷۵	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۸۲	۰/۱۹۵	۲
۱/۱۵	۲/۳۰	۳۳/۰۹	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۸۲	۰/۲۷۸	۳
۱/۰۹	۲/۱۹	۳۱/۱۱	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۸۴	۰/۳۶۲	۴
۰/۹۰	۱/۸۰	۲۶/۴۹	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۸۰	۰/۴۴۲	۵
۰/۶۷	۱/۳۴	۲۰/۸۶	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۷۴	۰/۵۱۶	۶
۰/۵۴	۱/۰۸	۱۶/۶۹	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۷۴	۰/۵۹۰	۷
۰/۳۵	۰/۷۱	۱۱/۲۹	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۷۱	۰/۶۶۱	۸
۰/۱۳	۰/۲۶	۴/۹۱	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۰۵۷	۰/۷۱۸	۹

جدول ۴- پارامترهای طراحی میراگر ویسکوز غیرخطی در ساختمان ۳ طبقه

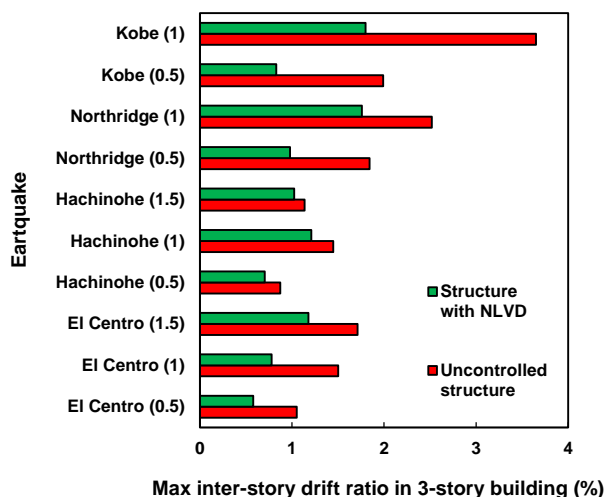
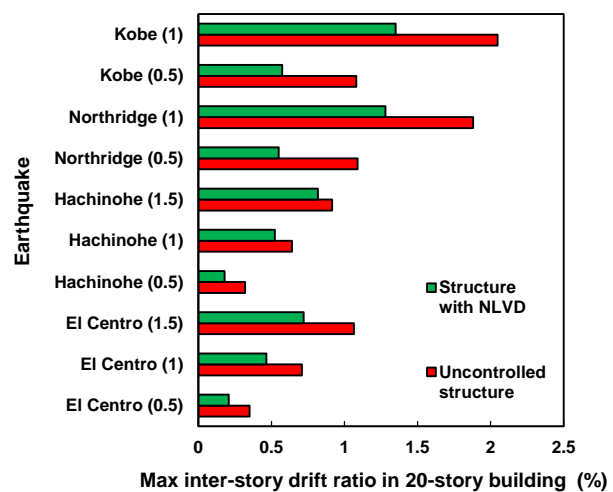
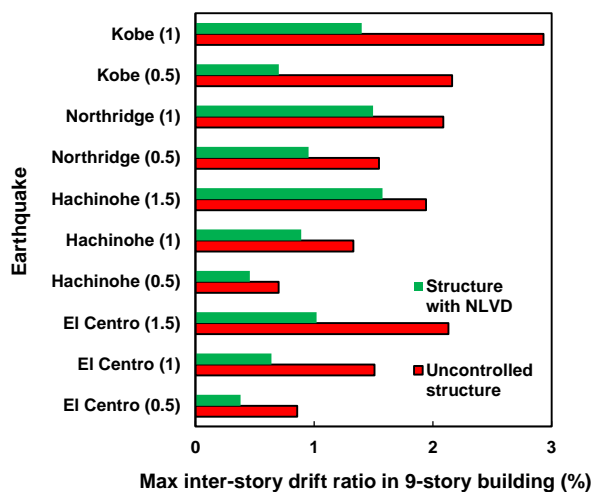
C_{nd} (MN.s ^{α} /m ^{α})	C_{ni} (MN.s ^{α} /m ^{α})	C_i (MN.s/m)	ξ_m (%)	α	گریز مودال، φ_{mi}	جابجایی مودال، φ_i	تراز طبقه
۱/۹۹	۳/۹۷	۲۳/۵۷	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۳۲۵	۰/۳۲۵	۱
۰/۴۴۱	۵/۷۴	۲۷/۵۰	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۴۴۱	۰/۷۶۶	۲
۰/۳۸۴	۲/۸۲	۱۴/۸۶	۰/۲۰	۰/۳۰	۰/۳۸۴	۱/۱۵۰	۳

ساختمان‌های فولادی کنترل شده با ساختمان‌های بدون میراگر نشان‌دهنده کاهش چشمگیر در احتمال شکست سازه پس از بهسازی با میراگرهای ویسکوز می‌باشد. همچنین نتایج حاکی از آن است که در مقایسه رفتار سازه با ارتفاع‌های متفاوت، می‌توان گفت که با افزایش ارتفاع، سازه زودتر وارد ناحیه غیرخطی شده و ظرفیت سازه کاهش می‌یابد. به طور کلی با افزایش ارتفاع سازه، آسیب پذیری سازه در همه حالات حدی افزایش می‌یابد ولی نرخ افزایش احتمال خرابی، با افزایش ارتفاع ساختمان کند می‌شود.

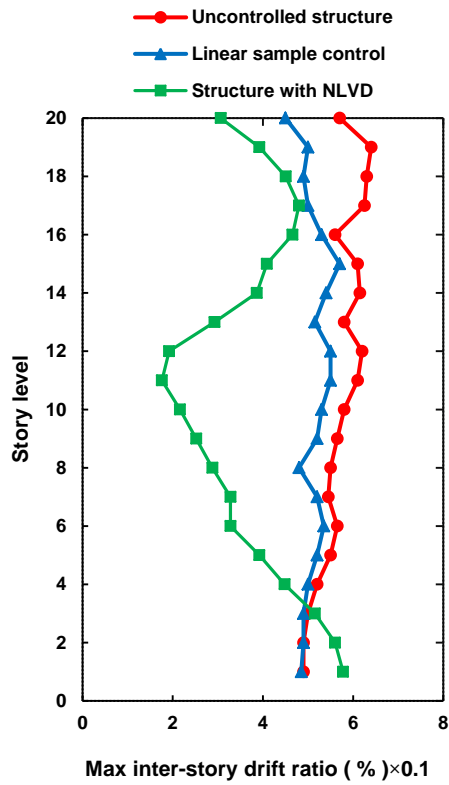
در جدول (۵) ارزیابی اثر بخشی استفاده از میراگرهای ویسکوز در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های شاخص، با استفاده از رابطه (۲۷) برای ساختمان‌های شاخص (برای $PGA=1g$) ارایه شده است.

قادر به کاهش پاسخ سازه در تمامی طبقات بوده است (به جز طبقه اول ساختمان در زلزله کوبه که با تغییرات موضعی در ظرفیت میراگرها قابل اصلاح می‌باشد). علاوه بر این به دلیل توزیع میراگرهای ویسکوز متناسب با انرژی کرنشی طبقات، در اکثر رکوردها نسبت گریز بین طبقات برای طبقه‌های ۴ تا ۲۰ تقریباً یکسان می‌باشد. وجود این مزیت در طراحی باعث کاهش چشم‌گیر آسیب به سازه در هنگام وقوع زلزله خواهد شد. شایان ذکر است استفاده از روند طراحی جامع منجر به کاهش نسبت گریز بین طبقات (در اکثر طبقات) به زیر ۰/۷ درصد شده است و این بدان معنی است که ساختمان تحت اثر رکورد های اعمال شده در سطح عملکردی IO رفتار خواهد نمود.

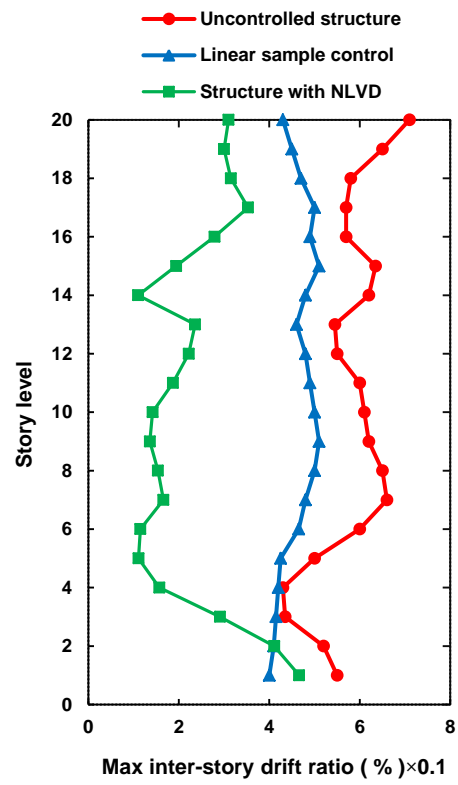
در شکل (۴) منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های مبنا در سه حالت حدی ترسیم شده است. مقایسه منحنی‌های شکنندگی



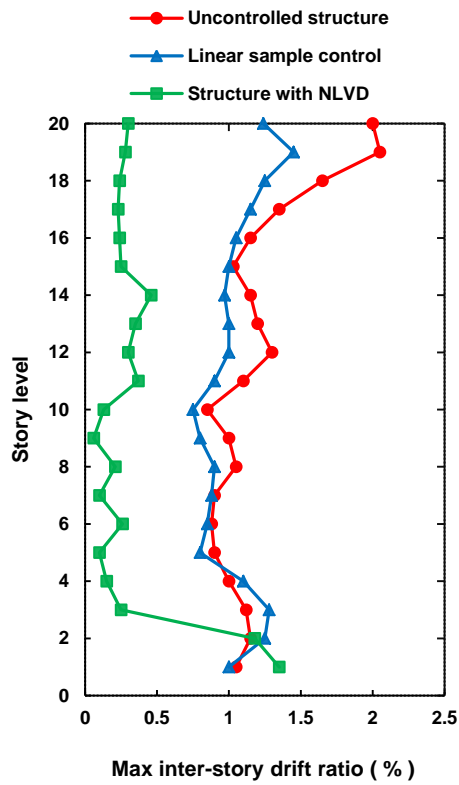
شکل ۲- حداکثر نسبت گریز بین طبقات برای ساختمان‌های شاخص با و بدون میراگر



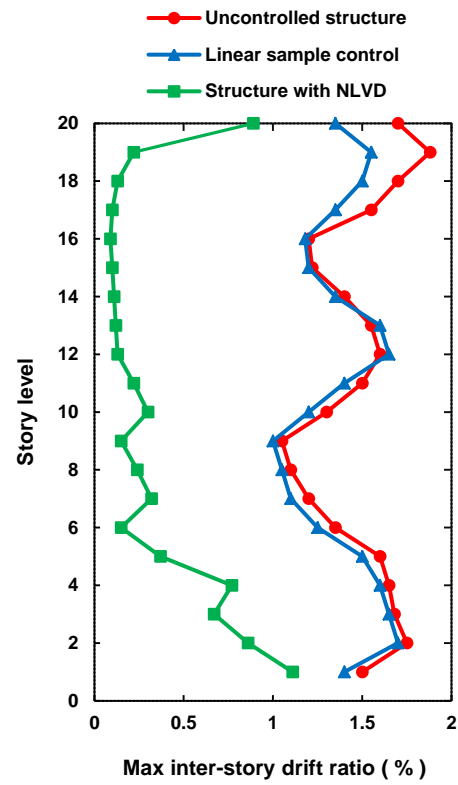
ب) هاچینوهه



الف) السترو

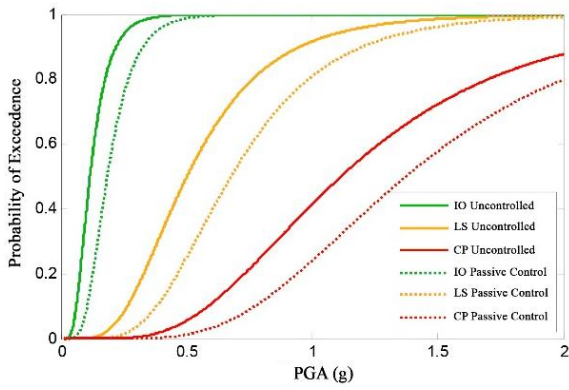


د) کوبه

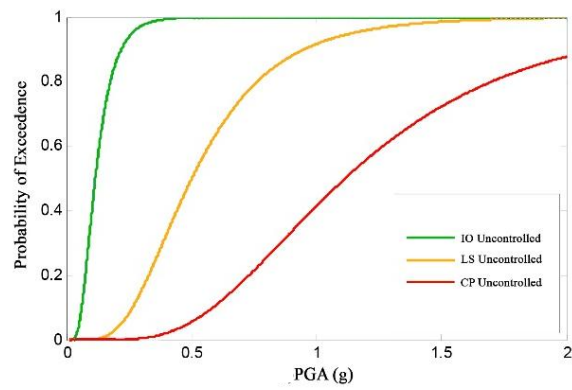


ج) نورتریج

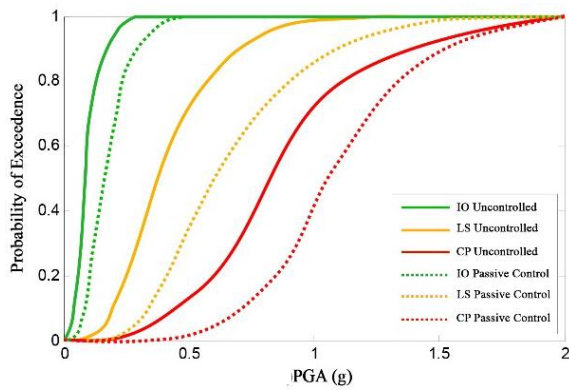
شکل ۳- حداکثر نسبت گریز بین طبقات برای ساختمان ۲۰ طبقه تحت اثر چهار رکورد زلزله



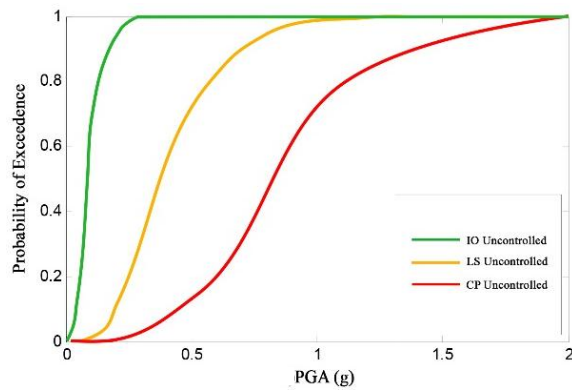
ب) ۳ طبقه



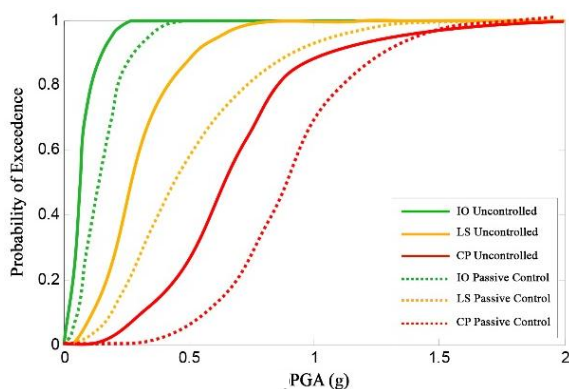
الف) ۳ طبقه



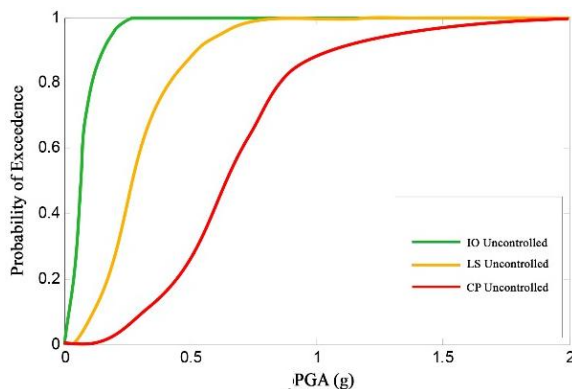
د) ۹ طبقه



ج) ۹ طبقه



و) ۲۰ طبقه



ه) ۲۰ طبقه

شکل ۴- منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های شاخص با و بدون میراگر

جدول ۵- ارزیابی میزان اثربخشی بهسازی لرزه‌ای با استفاده از میراگرهای ویسکوز در ساختمان‌های شاخص

EFF (%)	P_{Before}^{CP}	$P_{After}^{LS} + P_{After}^{CP}$	$P_{Before}^{LS} + P_{Before}^{CP}$	Δ_{LS1}	Δ_{After}^{max}	Δ_{Before}^{max}	ساختمان مبنا
۴۵/۲۸۷۱	۰/۴۴	۱/۰۷	۱/۳۷	۰/۷	۱/۳۸۸	۲/۲۸۱	۳ طبقه
۴۷/۹۸۱۰	۰/۷۳	۱/۳۰	۱/۷۱	۰/۷	۱/۱۰۶	۱/۹۶۴	۹ طبقه
۴۱/۳۸۷۰	۰/۸۹	۱/۶۱	۱/۸۹	۰/۷	۰/۹۰۴	۱/۳۱۹	۲۰ طبقه

the nonlinear behavior of viscous dampers on the seismic demand hazard of building frames", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 45, pp. 149-169.

- [5] Chopra, A.K. and McKenna, F. (2016), "Modeling viscous damping in nonlinear response history analysis of buildings for earthquake excitation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 45, pp. 193-211
- [6] Hwang, J.-S., Lin, W.-C. and Wu, N.-J. (2013), "Comparison of distribution methods for viscous damping coefficients to buildings", *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 9, pp. 28-41.
- [7] Whittle, J., Williams, M., Karavasilis, T.L. and Blakeborough, A. (2012), "A comparison of viscous damper placement methods for improving seismic building design", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 16, pp. 540-560.
- [8] Sorace, S., Terenzi, G. and Mori, C. (2016), "Passive energy dissipation-based retrofit strategies for R/C frame water towers", *Engineering Structures*, Vol. 106, pp. 385-398.
- [9] Guo, T., Xu, J., Xu, W. and Di, Z. (2014), "Seismic upgrade of existing buildings with fluid viscous dampers: Design methodologies and case study", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 29, 40141.
- [10] Banazadeh, M., Gholhaki, M. and Parvini Sani, H. (2017) "Cost-benefit analysis of seismic-isolated structures with viscous damper based on loss estimation", *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 13, pp. 1045-1055.
- [11] Gidaris, I. and Taflanidis, A.A. (2015), "Performance assessment and optimization of fluid viscous dampers through life-cycle cost criteria and comparison to alternative design approaches", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 13, pp. 1003-1028.
- [12] Seleemah, A. and Constantinou, M.C. (1997), "Investigation of seismic response of buildings with linear and nonlinear fluid viscous dampers", Report number: NCEER-1997-0004, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York, USA.
- [13] Sorace, S. and Terenzi, G. (2008), "Seismic protection of frame structures by fluid viscous damped braces", *Journal of structural engineering*, Vol. 134, pp. 45-55.
- [14] Blandon, C.A. and Priestley, M. (2005), "Equivalent viscous damping equations for direct displacement based design", *Journal of earthquake Engineering*, Vol. 9, pp. 257-278.
- [15] Sullivan, T. and Lago, A. (2012), "Towards a simplified direct DBD procedure for the seismic design of moment resisting frames with viscous dampers", *Engineering Structures*, Vol. 35, pp. 140-48.
- [16] Hwang, J.-S., Huang, Y.-N., Yi, S.-L. and Ho, S.-Y. (2008), "Design formulations for supplemental viscous dampers to building structures, *Journal of structural engineering*", Vol. 134, pp. 22-31.
- [17] Fu, Y. and Kasai, K. (1998), "Comparative study of frames using viscoelastic and viscous dampers", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, pp. 513-522.
- [18] Lee, D. and Taylor, D.P. (2001), "Viscous damper development and future trends", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 10, pp. 311-320.

[۱۹] باغبان، ا.، اکرم‌الدین، ع. و حاجی کاظمی، ح. (۱۳۹۳)، "تحلیل شکنندگی لرزه‌ای برای ساختمان‌های کنترل شده"، هشتمین کنگره مهندسی عمران.

همان گونه که در جدول (۵) مشاهده می‌شود اگرچه بهسازی لرزه‌ای در همه ساختمان‌های شاخص منجر به بهبود عملکرد لرزه‌ای شده است، اما میزان کاهش احتمال خرابی در سازه نه طبقه بیشتر از سایر ساختمان‌ها می‌باشد.

۶- نتیجه‌گیری

خسارات ناشی از زلزله‌های به وقوع پیوسته در سال‌های اخیر نیاز به طراحی بر مبنای عملکرد و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود را آشکار می‌سازد. یکی از روش‌های موثر در بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها استفاده از میراگرهای ویسکوز غیر خطی می‌باشد. در این تحقیق با هدف دستیابی به یک روند طراحی جدید برای مهندسين طراح حرفه‌ای جهت بررسی اثربخشی استفاده از میراگرهای ویسکوز در بهسازی لرزه‌ای سازه‌های فولادی، یک روند طراحی جامع جهت بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها با استفاده از تحلیل شکنندگی لرزه‌ای ارائه شده است. در این روند طراحی جامع اثر عدم قطعیت در ارزیابی بهسازی لرزه‌ای ساختمان لحاظ می‌گردد و همچنین میزان اثر بخشی استفاده از میراگرهای ویسکوز در بهسازی لرزه‌ای با ارایه یک فرمول پیشنهادی ساده و کاربردی، صورت می‌پذیرد.

در روند طراحی پیشنهادی از نسبت گریز بین طبقات به عنوان شاخص خرابی و از PGA به عنوان پارامتر شدت زلزله استفاده شده است. نتایج تحلیل مدل‌های عددی نشان داد که روند پیشنهادی قادر به کاهش پاسخ سازه‌ها و بهبود عملکرد آنها می‌باشد به نحویکه میزان اثر بخشی آن در ساختمان‌های شاخص ۳، ۹ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۴۵، ۴۸ و ۴۱ درصد می‌باشد. همچنین نتایج عددی نشان داد اگرچه بهسازی لرزه‌ای در همه ساختمان‌های شاخص منجر به بهبود عملکرد لرزه‌ای شده است، ولی روند طراحی جامع پیشنهادی در بهبود عملکرد سازه‌های میان مرتبه موثرتر است.

۷- مراجع

- [1] Shin, H. and Singh, M. (2014), "Minimum failure cost-based energy dissipation system designs for buildings in three seismic regions-Part I: Elements of failure cost analysis", *Engineering Structures*, Vol. 74, pp. 266-274.
- [2] Kitayama, S. and Constantinou, M.C. (2018), "Seismic performance of buildings with viscous damping systems designed by the procedures of ASCE/SEI 7-16", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 144, 04018050.
- [3] Silvestri, S., Gasparini, G. and Trombetti, T. (2010), "A five-step procedure for the dimensioning of viscous dampers to be inserted in building structures", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 14, pp. 417-447.
- [4] Dall' Asta, A., Tubaldi, E. and Ragni, L. (2016), "Influence of



[۲۰] قادری، د. و ناصراسدی، ک. (۱۳۹۴)، "مطالعه تاثیر نوع خاک در برآورد منحنی‌های شکنندگی تحلیلی قاب‌های خمشی بتنی کوتاه با شکل پذیری متوسط"، علوم و مهندسی زلزله، سال دوم، ص. ۱-۱۲.

[21] Ohtori, Y., Christenson, R., Spencer Jr, B. and Dyke, S. (2004), "Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings, *Journal of Engineering Mechanics*", Vol. 130, pp. 366-385.

[22] Somerville, P. and Collins, N. (2002), "Ground motion time histories for the Humboldt Bay bridge", Pasadena, CA, URS Corporation.

[23] Bommer, J.J., Elnashai, A.S. and Weir, A.G. (2000), "Compatible acceleration and displacement spectra for seismic design codes", *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 1-8.

[24] Shinozuka, M., Feng, M.Q., Lee, J. and Naganuma, T. (2000), "Statistical analysis of fragility curves", *Journal of engineering mechanics*, Vol. 126, pp. 1224-1231.

[25] Dimova, S.L. and Hirata, K. (2000), "Simplified seismic fragility analysis of structures with two types of friction devices", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 29, pp. 1153-1175.

[26] Karim, K.R. and Yamazaki, F. (2003), "A simplified method of constructing fragility curves for highway bridges", *Earthquake engineering and structural dynamics*, Vol. 32, pp. 1603-1626.

[۲۷] ناصری، ع.، پهلوان، ح. و قدرتی امیری، غ.ر. (۱۳۹۶)، "ارزیابی احتمالاتی خسارات لرزه‌ای سازه‌های بتن آرمه شمال ایران با استفاده از منحنی‌های شکنندگی"، مهندسی سازه و ساخت، سال چهارم، ص. ۵۸-۷۸.



بررسی جوشکاری نقطه‌ای فولاد TRIP به صورت المان محدود و تجربی (مطالعه دوروش FSSW و RSW)

علی ابراهیم پور^{۱*}، امیر مصطفی پور^۲، نعیمه حقی^۳

۱- استادیار، مهندسی مکانیک، دانشگاه تبریز، تبریز

۲- دانشیار، مهندسی مکانیک، دانشگاه تبریز، تبریز

۳- کارشناسی ارشد، مهندسی مکانیک، دانشگاه تبریز، تبریز

* تبریز، صندوق پستی ۵۱۶۶۶۱۶۴۷۱، a.ebrahimpoor@tabrizu.ac.ir

تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۳/۱۴، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۰۶/۲۷

چکیده

فولادهای TRIP یکی از انواع فولادهای استحکام بالای پیشرفته می‌باشند که به دلیل خواص مکانیکی بسیار خوبشان (به علت برخورداری از یک ریزساختار چندفازی شامل فریت، بینیت، مارتنزیت و آستنیت باقیمانده) در حال جایگزینی با فولادهای معمولی در صنعت خودروسازی می‌باشند. جوشکاری‌های ذوبی به دلیل از بین بردن ریزساختار این فولادها کاربرد آنها را با چالش روبرو کرده‌اند. لذا در این تحقیق دو روش جوشکاری نقطه‌ای مقاومتی (RSW) و جوشکاری اصطکاکی اغتشاشی نقطه‌ای (FSSW) که به ترتیب نیمه ذوبی و حالت جامد می‌باشند، مورد بررسی قرار گرفت. ابتدا با تحلیل المان محدود توزیع و تاریخچه دمایی در هر دو روش به دست آمد و سپس به صورت تجربی ورق‌ها با این دو روش متصل گردیدند. براساس اطلاعات دمایی حاصل از تحلیل المان محدود و داده‌های حاصل از تست‌های تجربی مانند ریزساختار، میکروسختی، مقدار آستنیت باقیمانده در منطقه جوش و استحکام اتصالها به مقایسه دو روش پرداخته شد. ریزساختار منطقه جوش در هر دو روش عمدتاً مارتنزیتی بود، اما در روش FSSW مقداری آستنیت باقیمانده نیز شناسایی گردید. بیشترین سختی در RSW برابر ۵۰۵ VHN و در FSSW برابر ۴۷۸ VHN بود که علت آن مربوط به دمای بیشینه کمتر و عدم ذوب و انجماد در حین فرآیند و وجود مقداری آستنیت در ریزساختار فلزجوش می‌باشد. بیشینه دمای حاصل برای FSSW و RSW به ترتیب برابر ۹۴۰ و ۱۹۰۰ درجه سانتیگراد بود. همچنین استحکام اتصال در FSSW برابر ۹/۸ کیلونیوتن بود که از استحکام اتصال حاصل از RSW (۷/۸ کیلونیوتن) بیشتر بود. این امر نیز به دلیل وجود ساختار مارتنزیتی با سختی مناسب و باقی ماندن مقداری آستنیت در ساختار نهایی می‌باشد.

واژگان کلیدی

فولاد TRIP، جوشکاری نقطه‌ای مقاومتی، جوشکاری اصطکاکی اغتشاشی نقطه‌ای، آنالیز اجزاء محدود

Finite element and experimental investigation of spot welding of TRIP steel (FSSW and RSW)

A. Ebrahimpoor, A. Mostafapur, N. Haghi

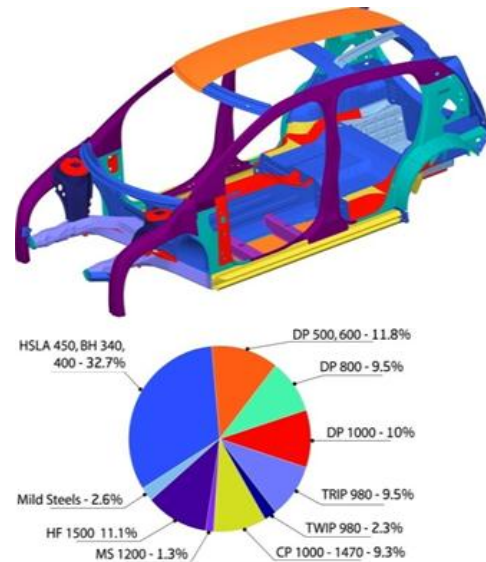
Abstract

Transformation induced plasticity (TRIP) steel is one of the advanced high strength steels (AHSS) group with multiphase microstructure that are replacing conventional steels in the automotive industry because of their very good mechanical properties. Fusion welding methods have challenged their application by destroying of microstructure. Therefore, in this paper two type of spot joining, resistance spot welding (semi-fusion) and friction stir spot welding (solid state), investigated. First, thermal history of metal during both of welding obtained using finite element analysis. Then, TRIP steel sheets joined under same condition of finite element models. Based on the temperature data obtained from finite element analysis and the data obtained from experimental tests such as microstructure (FE-SEM and XRD), microhardness, residual austenite value in the welding zone and the lap shear strength of joints, a comparison was made between the two methods. The microstructure of the weld region in both methods was mainly martensite, but in the FSSW method, some retained austenite also identified. Also, the maximum hardness in RSW was 505 VHN and in FSSW was 478 VHN. It can be related to the lower peak temperature and non-melting and non-solidification during the process, and the presence of some austenite in the microstructure of the weld metal. The maximum temperatures for the FSSW and RSW were 940 and 1900 °C, respectively. The FSSW strength was 9.8 kN, which was higher than the RSW bond strength (7.8 kN). This is due to the presence of a martensitic microstructure with an appropriate hardness and a certain amount of austenite in the final microstructure.

Keywords

TRIP steel, FSSW, RSW, Finite element analysis

در دهه‌های اخیر تلاش‌های بسیاری برای تولید فولادهای با استحکام بالا و در عین حال با چقرمگی قابل ملاحظه برای استفاده در صنعت خودرو صورت گرفته است. فولادهای استحکام بالای پیشرفته (AHSS) به دلیل دارا بودن خصوصیات از قبیل کاهش وزن نهایی خودرو (به دلیل کاهش مصرف سوخت)، بالا بودن استحکام (به دلیل افزایش ایمنی سرنشینان خودرو) و بالا بودن جذب انرژی به هنگام تغییر شکل‌های زیاد، برای استفاده در صنعت خودروسازی بسیار مناسب می‌باشند [۱]. انواع فولادهای AHSS را می‌توان به طور خلاصه عبارتند از [۱ و ۲]: فولادهای دوفازی^۱ (DP)، فولادهای تریپ^۲ (TRIP)، فولادهای با ساختار پیچیده^۳ (CP)، فولادهای مارتنزیتی^۴ (M). شکل (۱) افزایش استفاده از فولادهای AHSS در صنعت خودروسازی را براساس پیش‌بینی شرکت FSV نشان می‌دهد.



شکل ۱- استفاده از فولادهای AHSS در صنعت خودروسازی [۱]

در میان فولادهای AHSS فولادهای TRIP به دلیل داشتن ترکیب بسیار خوبی از استحکام و شکل‌پذیری از اهمیت بالایی برخوردارند. این فولادها دارای فازهای مختلف در ریزساختار خود می‌باشند که عبارتند از: فریت، بینیت، آستنیت باقیمانده و احتمالاً به صورت جزئی مارتنزیت.

اصطلاح تریپ (بهبود رفتار تغییر شکل پلاستیکی فولاد در اثر دگرگونی آستنیت به مارتنزیت در نتیجه اعمال نیروهای مکانیکی) اولین بار توسط Zackay و همکارانش در سال ۱۹۶۷ به کار گرفته شد [۲]. آنها بیان داشتند مارتنزیتی که از آستنیت

باقیمانده حین تغییر شکل ایجاد می‌شود، سبب بروز خواص مکانیکی مناسب در این فولاد می‌شود. در واقع وجود فاز نیمه پایدار آستنیت در ریزساختار این فولاد سبب بروز خواص مکانیکی مطلوبی مانند افزایش استحکام، افزایش چقرمگی و افزایش انعطاف‌پذیری می‌گردد.

یکی از محدودیت‌ها برای کاربرد گسترده فولاد TRIP جوشکاری این فولادها می‌باشد. تا کنون، تحقیقات بسیاری در رابطه با یافتن یک روش جوشکاری مناسب برای فولاد TRIP انجام شده، اما با موفقیت‌های کمی همراه بوده است. جوشکاری نقطه‌ای مقاومتی^۵ (RSW) در حال حاضر بیشترین کاربرد را در زمینه مونتاژ خودرو دارد [۴]؛ فرآیند جوشکاری اصطکاکی اغتشاشی^۶ (FSW) که در سال ۱۹۹۱ توسط انستیتو جوش انگلستان ابداع شد [۵] نیز در سال‌های اخیر و به صورت نقطه‌ای (FSSW) برای اتصال ورق‌های فولادی مورد استفاده قرار گرفته و حتی به مرحله صنعتی و تولید انبوه نیز رسیده است [۶].

جوشکاری مقاومتی نقطه‌ای فولادهای AHSS در برخی تحقیقات قبلی مورد بررسی قرار گرفته است. در یکی از این تحقیقات، Hernandez و همکارانش [۷] با اتصال فولادهای TRIP و DP به یکدیگر به این نتیجه رسیدند که منطقه‌ی جوش در فولاد TRIP با ترکیب C-Mn-Si دارای ریزساختار تک‌فاز مارتنزیتی می‌باشد. Khan و همکارانش [۸] نیز به نتایج مشابهی دست یافتند. در تحقیقی دیگر Nayak و همکارانش [۹] رابطه بین سختی و ریزساختار را در منطقه ذوب فولادهای TRIP جوشکاری شده به روش RSW بررسی کردند و دریافتند که با افزایش درصد کربن و سیلیسیم مقدار مارتنزیت افزایش می‌یابد. هم‌چنین، Cretteur و همکارانش [۱۰] جوشکاری فولاد TRIP به روش RSW را مطالعه کرده و نشان دادند که با انجام ترکیبی از پیش و پس گرم فولاد می‌توان کارایی ماده را بهبود بخشید. Khan و همکارانش [۴] ریزساختار و خواص مکانیکی اتصال RSW را در تعدادی از فولادهای AHSS از جمله فولاد TRIP780 مورد مطالعه قرار دادند. آن‌ها رابطه بین ترکیب شیمیایی و سختی منطقه ذوب را نیز مطالعه نمودند.

از طرفی دیگر به کارگیری روش اتصال FSW و نوع نقطه‌ای آن با گذشت زمان در صنعت و به ویژه صنایع خودروسازی افزایش یافته است. مزایای این روش از جمله امکان اتصال قطعات غیرهم‌جنس باعث شده تا خودروسازان به استفاده از این روش علاقه‌مند گردند. در یکی از این موارد شرکت هوندا با استفاده از روش جوشکاری اغتشاشی اصطکاکی

نقطه‌ای دو قطعه غیر هم‌جنس فولاد و آلومینیوم از اجزاء شاسی خودرو را به هم متصل کرده است.

در رابطه با FSW و FSSW فولادهای TRIP کارهای محدودتری انجام شده است. در یکی از این تحقیقات **Mironov** و همکارانش [۱۱] ریزساختار مناطق مختلف جوش FSW در فولادهای TRIP را مورد بررسی قرار دادند. آنها با استفاده از روش‌های مختلف بررسی ریزساختار به این نتیجه رسیدند که در منطقه متأثر از حرارت به دلیل کروی شدن آستنیت‌های باقیمانده در ریزساختار و پراکندگی آنها، پدیده نرم شدن رخ می‌دهد که به نوبه خود باعث کاهش استحکام اتصال در این ناحیه می‌شود. در یک پژوهش دیگر **Tehrani-Moghadam** و همکارانش [۱۲] روش FSP را برای فولادهای TRIP با درصد نیکل بالا به کار برده‌اند و خواص مکانیکی و ریزساختاری را در سرعت‌های پیشروی مابین ۵۰ تا ۱۵۰ میلی‌متر بر دقیقه مورد بررسی قرار داده‌اند. نتایج به دست آمده نشان داد که استحکام در نمونه‌های FSP شده افزایش قابل توجهی داشته ولی افزایش طول نمونه‌ها محدود گردیده است که علت آن می‌تواند کاهش اثر TRIP در نمونه‌های FSP شده باشد. همچنین نویسندگان این مقاله در دو تحقیق قبلی خود به بررسی شبیه سازی المان محدود، تاثیر پارامترها بر ریزساختار و خواص مکانیکی فولاد TRIP متصل شده به روش FSSW پرداخته‌اند [۱۳ و ۱۴].

مزایا و محدودیت‌های دو روش ذکر شده به نحوی است که نیاز به انجام تحقیقاتی گسترده برای دستیابی به اطلاعاتی در رابطه با شرایط بکارگیری هر یک از آنها در اتصال فولادهای TRIP را ضروری به نظر می‌رساند. اگرچه در یک تحقیق **Khan** و همکارانش [۱۵] اتصالات RSW و FSSW را در فولادهای DP600 از نظر ریزساختار و خواص مکانیکی باهم مقایسه نمودند و به این نتیجه دست یافتند که منطقه HAZ برای هر دو روش مشابه است و در جوشکاری FSSW علاوه بر منطقه HAZ، منطقه‌ای دیگر به نام TMAZ، تشکیل می‌شود که دارای ریزساختار مارتنزیتی و بینیتی به همراه فریت می‌باشد، اما تاکنون هیچ تحقیق دیگری در رابطه با مقایسه نتایج حاصل از اتصال ورق‌های فولادی و به خصوص فولادهای TRIP با روش‌های RSW و FSSW انجام نگرفته است. بنابراین هدف از انجام این پژوهش بررسی تاثیر فرآیندهای یاد شده بر رفتار حرارتی و خواص ریزساختاری و مکانیکی فولاد TRIP می‌باشد.

۲- روش تحقیق

ریزساختار چندفازی فولاد TRIP معمولاً بعد از انجام نورد سرد،

طی دو مرحله عملیات حرارتی به دست می‌آید. مرحله‌ی اول شامل عملیات آنیل میان بحرانی^۱ (IA) می‌باشد که در حین آن میزان کسر حجمی آستنیت و فریت در محدوده‌ی دمایی بین Ac_1 و Ac_3 کنترل می‌شود. مرحله‌ی دوم بلافاصله بعد از مرحله‌ی اول انجام می‌شود که در آن نمونه به صورت هم‌دما در محدوده‌ی دمایی استحاله‌ی بینیتی نگه داشته می‌شود که به آن استحاله هم‌دما^۲ (IBT) می‌گویند. در این مرحله بخشی از آستنیت به بینیت تبدیل شده و باعث پایداری آستنیت باقیمانده تا دمای محیط می‌شود [۱۶]. فولاد استفاده شده در این تحقیق دارای ترکیب شیمیایی 0.021 C، 1.5 Si، 1.68 Mn، 0.03 Cr، 0.016 Al، 0.01 Ni و 0.009 S (wt. %) است. این فولاد بعد از ریخته‌گری، نورد گرم، نورد سرد و عملیات حرارتی دو مرحله‌ای مخصوص تهیه گردید. برای تولید فولاد TRIP از دماهای ۷۹۰ و ۳۵۰ درجه سانتیگراد به ترتیب برای مراحل IA و IBT استفاده شد. نحوه به دست آوردن دماهای مختلف استحاله‌ای مربوط به فولاد مورد مطالعه که از طریق نرم افزارهای **Termo-Calc** و **MCUG83** انجام شد در تحقیق قبلی نویسندگان به طور کامل شرح داده شده است [۱۷]. همچنین خواص فیزیکی و مکانیکی این فولاد در دیگر تحقیق نویسندگان ارائه گردیده است [۱۴]. از نرم افزار المان محدود **ABAQUS** ورژن ۶.۱۲.۱ برای حل مسئله دینامیکی حرارتی-مکانیکی کوپل صریح^۳ در FSSW و کوپل الکتریکی-حرارتی-مکانیکی برای RSW استفاده شده است. استفاده از روش صریح باعث تسریع محاسبات در مسایل همراه با تغییر شکل زیاد می‌گردد [۱۸].

قطعه‌کار برای تحلیل المان محدود و انجام جوشکاری تجربی شامل دو ورق با ابعاد $100\text{ mm} \times 30\text{ mm} \times 1/2\text{ mm}$ که به مقدار ۳۵ mm روی هم قرار گرفته‌اند می‌باشد؛ ابعاد قطعه‌کار برابر با ابعاد ورق‌ها در جوشکاری تجربی و مطابق استاندارد **ISO 14273** [۱۹] انتخاب شدند. شکل (۲) هندسه ورق‌ها را در مدل المان محدود و همچنین اندازه مش بندی را نشان می‌دهد. پس از انجام شبیه سازی در اندازه مش‌های مختلف و براساس دقت نتایج به دست آمده برای دما (با توجه به داده‌های تجربی) تعداد حدوداً ۲۴۰۰۰ المان برای مدل انتخاب شد. مش بندی قطعه‌کار در نزدیکی محل فرود ابزار ریزتر و با دورشدن از آن بزرگتر می‌شود تا در این ناحیه حساس دقت نتایج افزایش یابد. اندازه مش در ناحیه اطراف محل فرود ابزار حدوداً ۰/۱ میلی‌متر می‌باشد. قطعه کار توسط المان‌های با درجه آزادی حرارت و جابجایی که با کد **C3D8RT**

برای بررسی ریزساختار از دستگاه FE-SEM و میکروسکوپ نوری و برای اندازه گیری درصد آستنیت باقیمانده از روش تفرق اشعه ایکس یا XRD استفاده شد. همچنین میکروسختی نمونه‌ها به روش ویکرز و تحت نیروی ۱۰۰ گرم و مدت زمان ۱۵ ثانیه، اندازه گیری شد. برای مطالعه استحکام اتصال‌ها، نمونه‌های جوشکاری شده که مطابق استاندارد ISO 14273 آماده شده بودند، تحت آزمون کشش برشی قرار گرفتند. دستگاه مورد استفاده از نوع SANTAM و دارای یک اکستنسومتر بود که برای اندازه‌گیری مقدار ازدیاد طول استفاده می‌گردد.

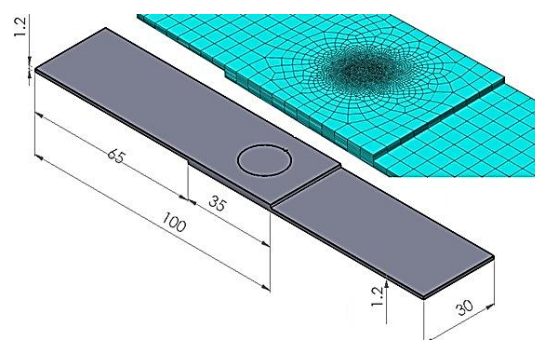
۳- نتایج و بحث

شکل (۳) نمونه‌های جوشکاری شده را نشان می‌دهد. قطعه متصل شده با روش RSW دارای ظاهر مناسب‌تری می‌باشد. علت این است که گرمای ایجاد شده در این روش در محل تماس دو ورق بالا و پایینی حاصل می‌شود که باعث ذوب نسبی و اتصال می‌گردد و در نتیجه قابل رویت نمی‌باشد. مقطع عرضی دو اتصال در حالت‌های تجربی و شبیه‌سازی در شکل (۴) باهم مقایسه شده است. مقدار دمای به دست آمده از تحلیل المان محدود در این تحقیق مطابقت قابل قبولی با نتایج به دست آمده در مطالعات تجربی و المان محدود قبلی که در شرایط یکسان انجام شده بودند، داشت [۱۳ و ۱۴].

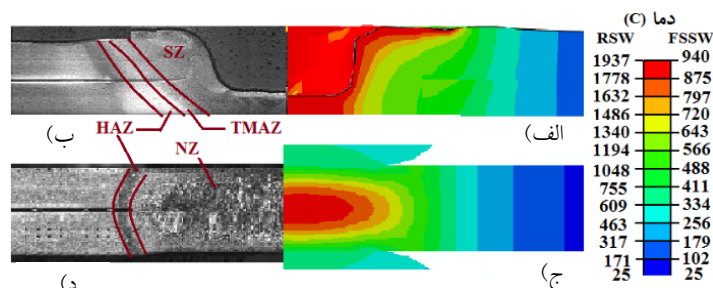


شکل ۳- نمونه‌های جوشکاری شده

در نرم‌افزار تعریف می‌شود مش‌بندی گردید. این المان‌ها دارای ۸ گره می‌باشند. در جوشکاری FSSW که همراه با تغییر شکل‌های گسترده می‌باشد از روش اویلری-لاگرانژی دلخواه (ALE) برای بازسازی مش‌ها در تغییر شکل استفاده گردید. این روش قبلاً با موفقیت برای شبیه‌سازی فرآیند FSW استفاده شده است [۱۳ و ۱۴]. در مطالعات قبلی برای محاسبه بیشینه دما و نرخ سرد شدن در حین فرآیند جوشکاری اصطکاکی اغتشاشی فولادهای مشابه با فولاد تحقیق حاضر مقدار ضریب اصطکاک برابر ۰/۴۹ گزارش شده است [۲۰] که در این تحقیق نیز همین مقدار انتخاب گردید. شرایط جوشکاری در RSW عبارت بودند از: شدت جریان ۸ kA، زمان جوشکاری ۲۰ چرخه برق متناوب با فرکانس ۵۰ هرتز و نیروی فشار ۳ کیلو نیوتن. همچنین از الکترودهای مسی با قطر ۵ میلی‌متر استفاده گردید. این مقادیر به عنوان مناسب‌ترین شرایط از منابع انتخاب گردیدند [۲۱]. همچنین شرایط جوشکاری در FSSW که مستخرج از منابع بودند [۱۳ و ۱۴]، عبارت بودند از: سرعت چرخشی ۱۲۰۰ rpm، زمان نگهداری ۲ S و عمق نفوذ ۰/۲ mm از یک ابزار تنگستن، کاربرد با ابعاد ۵، ۱/۹ و ۱۰ میلی‌متر به ترتیب برای قطر پین، طول پین و قطر شانه استفاده گردید.



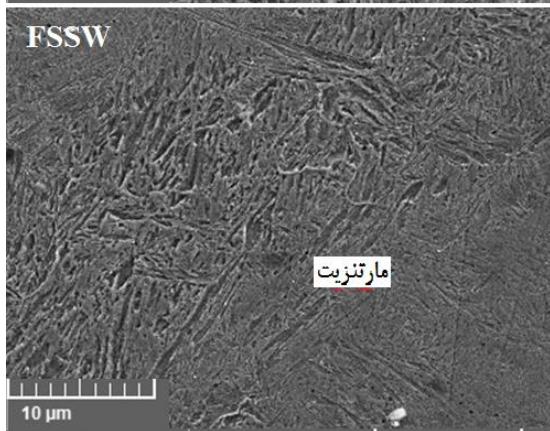
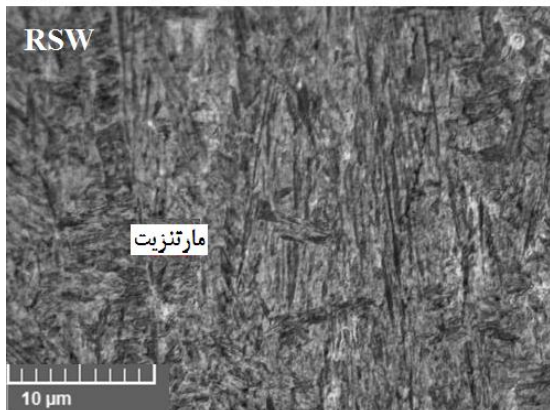
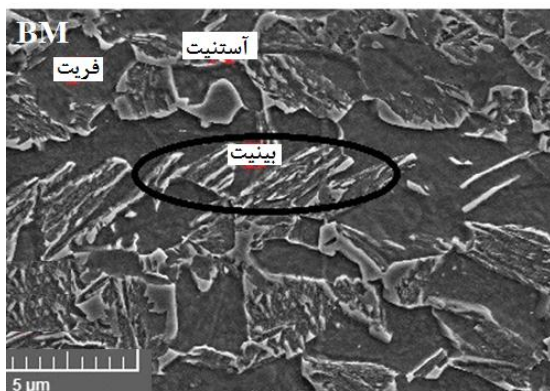
شکل ۲- نمایش ابعاد قطعه کار و مش‌بندی ورق‌ها



شکل ۴- توزیع دمای حاصل از آنالیز المان محدود و تصاویر ماکرو از مقطع جوش و مناطق مختلف

(الف) FSSW، (ب) FSSW، (ج) RSW و (د) RSW

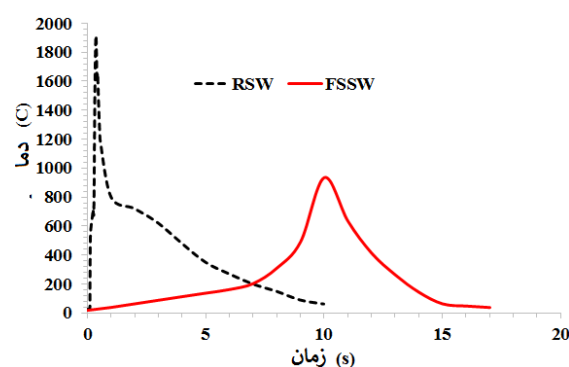
علت این امر افزایش دما تا ناحیه کاملاً آستنیتی و سرد شدن آن با سرعتی بیش از سرعت بحرانی تبدیل مارتنزیتی می‌باشد.



شکل ۶- ریزساختار فلز پایه، منطقه جوش NZ در RSW و منطقه FSSW در SZ

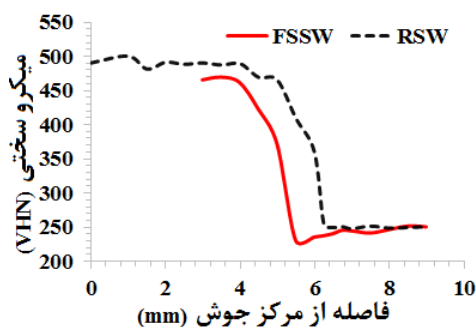
در FSSW در کنار مارتنزیت، فازهای فریت، بینیت و آستنیت باقیمانده نیز به مقدار خیلی کم قابل مشاهده می‌باشند که علت آن مربوط به رخ دادن فعل و انفعالات ترمومکانیکی نظیر بازیابی و تبلور مجدد دینامیکی فریت می‌باشد. این نتایج در تصاویر به دست آمده از میکروسکوپ نوری هم قابل مشاهده می‌باشد. شکل (۷) ریزساختار ناحیه SZ برای اتصال

با معیار دما می‌توان دو ناحیه ناگت (NZ) و متاثر از حرارت (HAZ) را در RSW نسبت به فلز پایه متمایز کرد. در FSSW با توجه به تحمیل کرنش از طرف فرآیند بر فولاد بر اساس معیارهای دما و کرنش سه ناحیه اختلاطی (SZ)، متاثر از حرارت و تغییر شکل (TMAZ) و متاثر از حرارت (HAZ) را می‌توان نسبت به فولاد پایه متمایز کرد. مشاهده می‌گردد که اندازه NZ در RSW بزرگتر از مجموع نواحی در FSSW می‌باشد. شکل (۵) تاریخچه دمایی نقاطی در مرکز منطقه جوش دو نوع اتصال را با یکدیگر مقایسه می‌کند. همانگونه که مشخص است دما در RSW از دمای ذوب فراتر رفته است (۱۹۳۷ درجه سانتیگراد). اما دمای بیشینه در FSSW در حدود ۹۴۰ درجه می‌باشد.



شکل ۵- تاریخچه دمایی نقاطی واقع در مرکز جوش در FSSW و RSW

شکل (۶) ریزساختار FE-SEM ناحیه اتصال در هر دو روش را در کنار ریزساختار فولاد پایه نشان می‌دهد. در فلز پایه فریت با رنگ کاملاً تیره و به عنوان فاز زمینه مشاهده می‌شود. فاز بینیت به وضوح با ساختاری لایه لایه که شامل فریت بینیتی و آستنیت باقیمانده می‌باشد، قابل مشاهده است. آستنیت باقیمانده به صورت دانه‌های حکاکی نشده و با سطحی کاملاً صاف و روشن مشاهده می‌شود. مارتنزیت برخلاف آستنیت دارای سطحی زبر است که باعث شناسایی آسان‌تر آن می‌شود؛ تشخیص مارتنزیت از آستنیت تنها از طریق صافی و زبری سطح این دو فاز امکان پذیر است. روش پیشنهاد شده برای شناسایی مارتنزیت و آستنیت در تصاویر SEM این است که قبل از انجام SEM فولاد تحت دمای ۲۰۰ تا ۲۶۰ °C قرار گیرد که ممکن است باعث بازیخت^۱ مارتنزیت شود و در نتیجه سطح مارتنزیت زبرتر گردد [۲۲ و ۲۳]. با وجود این در این مطالعه بدون بازیخت مارتنزیت، برخی از دانه‌های آن با سطحی زبرتر به صورت نسبی قابل شناسایی در تصویر SEM بود. ناحیه اتصال در هر دو روش عمدتاً به مارتنزیت تبدیل شده است.



شکل ۸- میکروسختی در منطقه جوش برای هر دو روش

شکل (۹) ریزساختار ناحیه HAZ برای هر دو روش را نشان می‌دهد. در این شکل فازهای سفید رنگ فریت می‌باشند و مناطق تیره نشان دهنده مارتنزیت (یا بینیت) هستند. همانگونه که مشهود است مقدار فاز مارتنزیت در RSW بیشتر است و علت آن این است که در این روش ناحیه HAZ دمای بالاتری را تجربه می‌کند (دما تا ناحیه آستنیتی شدن بالا می‌رود) و در هنگام سرد شدن بخشی از آستنیت تشکیل شده به مارتنزیت تبدیل می‌شود. این نتیجه در شکل (۸) نیز تایید شده است به طوریکه سختی ناحیه HAZ در روش RSW بالاتر از FSSW می‌باشد. در واقع سرعت زیاد سرد شدن باعث افزایش سختی پذیری و افزایش مقدار مارتنزیت و در نتیجه افزایش سختی می‌شود. با توجه به شکل (۸)، در ناحیه HAZ روش FSSW و در فاصله حدود ۵/۵ میلیمتر از مرکز جوش، یک کاهش سختی دیده می‌شود که حتی از سختی فلز پایه نیز کمتر است. دمای این ناحیه کمتر از Ac_1 می‌باشد. دمای کمتر از Ac_1 باعث به وجود آمدن مارتنزیت جدیدی نمی‌شود (البته مقدار کمی مارتنزیت در این ناحیه محاسبه نگردیده است و شیب افزایشی مشاهده شده در نمودار صرفاً موید افزایش مارتنزیت از BM به HTHAZ می‌باشد)، اما ممکن است باعث بازپخت مارتنزیت موجود در فلز پایه گردد که این امر به نوبه خود باعث کاهش سختی می‌گردد [۲۸]. در تحقیقات قبلی به تاثیر پدیده تبلور مجدد در ناحیه HAZ بر اندازه دانه‌ها و سختی پرداخته شده است. نویسندگان این مقاله در تحقیق قبلی خود وقوع پدیده تبلور مجدد در نواحی مختلف فولاد TRIP را مورد بررسی قرار داده‌اند [۱۳ و ۱۴]. وقوع این پدیده باعث کاهش اندازه دانه‌ها می‌شود که به نوبه خود باعث افزایش سختی این ناحیه می‌گردد.

شکل (۱۰) مقدار فاز آستنیت باقیمانده در ناحیه اتصال را نشان می‌دهد. درصد آستنیت باقیمانده در فولاد پایه ۱۲ درصد

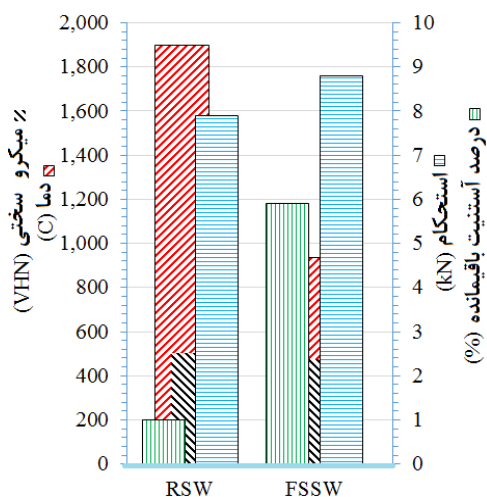
FSSW را نشان می‌دهد که در آن دانه‌های ریز فریت به رنگ سفید دیده می‌شوند و با فلش نشان داده شده‌اند. وجود فریت در ناحیه اختلاطی اتصال FSSW که قبلاً نیز گزارش شده است [۱۶ و ۲۴] دلایل مختلفی دارد؛ یکی از دلایل می‌تواند پایدار شدن برخی از فریت‌های موجود در فلز پایه در حضور عناصری مانند Zn و O باشد [۲۵]. از طرفی این احتمال وجود دارد که این فریت‌ها در اثر جوانه‌زنی در حفره‌ها^{۱۱} یا نواحی با نابجایی‌های شدید در طول سرد شدن به وجود آمده باشند [۲۶]. هم‌چنین، Mazzaferro [۲۴] گزارش داده است که وجود این فریت‌ها می‌تواند به این دلیل باشد که سرعت خنک شدن به اندازه‌ای نیست که ساختاری ۱۰۰٪ مارتنزیتی حاصل شود. سرعت خنک شدن بحرانی که منجر به ساختار ۱۰۰٪ مارتنزیتی می‌شود، در این فولاد برابر 90°C/s ذکر شده است [۲۷]. البته باید توجه داشت که در فولاد با ترکیب مشخص که به طور کامل آستنیتی شده است، ریزساختار نهایی علاوه بر سرعت سرد شدن به اندازه دانه‌های آستنیت اولیه نیز بستگی دارد؛ به طوری که هرچه قدر اندازه دانه‌ها کوچک‌تر باشد، سختی‌پذیری کاهش می‌یابد.



شکل ۷- ریزساختار میکروسکوپ نوری ناحیه SZ در روش FSSW (حرف F نشان دهنده فریت می‌باشد).

نتایج حاصل از میکروسختی سنجی این نواحی که در شکل (۸) نشان داده شده است نیز نتایج ریزساختاری را تایید می‌کنند. بیشترین سختی در RSW برابر ۵۰۵ VHN در FSSW برابر ۴۷۸ VHN می‌باشد.

جوشکاری وابسته است [۳۰]. در شرایط جوشکاری به کار رفته در این تحقیق که در واقع شرایط پرکاربردی نیز می‌باشند نتایج بیان شده حاصل گردیده است. با توجه به مزایای بسیار زیاد روش FSSW (از قبیل کاهش مصرف انرژی، کاهش آلایندگی و ...) حتی اگر استحکام این روش اندکی کمتر از استحکام جوش مقاومتی نقطه‌ای باشد (که در برخی از تحقیقات گزارش شده است) باز هم می‌توان این روش را در تولید انبوه قطعات خودروسازی ترجیح داد.

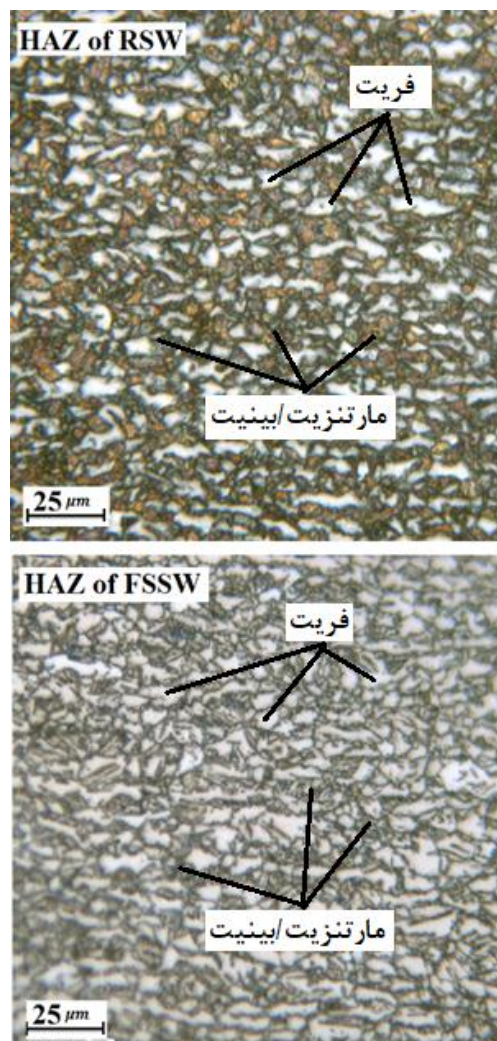


شکل ۱۰- مقایسه دمای بیشینه، سختی بیشینه، آستنیت باقیمانده در منطقه جوش و استحکام اتصال برای دو روش RSW و FSSW

۴- نتیجه‌گیری

آستنیت باقیمانده مهمترین عنصر در ریزساختار فولاد TRIP می‌باشد که باعث به وجود آمدن خواص منحصر به فرد نظیر استحکام بالا و شکل پذیری بسیار خوب در آن می‌شود. علت اصلی این امر تبدیل آستنیت باقیمانده به مارتنزیت در حین تغییر شکل مکانیکی است. متاسفانه روش‌های ذوبی مرسوم باعث از بین رفتن این ویژگی ممتاز می‌شود و در نتیجه کاربرد این فولادها در صنایع مختلف و به خصوص صنعت خودروسازی را محدود می‌کند. در این تحقیق دو روش اتصال نقطه‌ای FSSW و RSW مورد بررسی قرار گرفتند. برای به دست آوردن توزیع و تاریخچه حرارتی از تحلیل المان محدود استفاده گردید و نتایج به دست آمده از آن با نتایج مطالعات قبلی اعتبارسنجی گردید که مطابقت بسیاری خوبی داشتند.

دمای بیشینه در FSSW برابر ۹۴۰ درجه و در RSW در حدود ۱۹۰۰ درجه حاصل گردید. ذوب و انجماد به وقوع



شکل ۹- ریزساختار میکروسکوپ نوری ناحیه HAZ برای دو روش (نواحی روشن فاز فریت و نواحی تیره فاز مارتنزیت/باینیت می‌باشند).

بود که از طریق روش XRD حاصل شد. مقدار آستنیت باقیمانده در FSSW در حدود ۶ درصد و در RSW تقریباً صفر می‌باشد. در واقع سرعت سرد شدن در RSW بیشتر است و همه ریزساختار به مارتنزیت تبدیل شده است.

شکل (۱۰) همچنین استحکام برشی اتصالات نقطه‌ای را نشان می‌دهد. استحکام ضروری پیشنهاد شده از طرف استاندارد AWS برابر ۷/۵ کیلو نیوتن می‌باشد [۲۹] که در هر دو روش برآورده گردیده است. همانگونه که مشخص است استحکام در روش FSSW (۹/۸ کیلونیوتن) بیشتر از RSW (۷/۸ کیلو نیوتن) است. البته این بدین معنی نیست که همیشه استحکام اتصالات جوش اصطکاکی اغتشاشی نقطه‌ای از جوش مقاومتی بیشتر است. در واقع استحکام این اتصالات شدیداً به پارامترهای

- [11] Mironov, S., Sato, Y.S., Yoneyama, S., Kokawa, H., Fujii H.T. and Hirano, S. (2018), "Microstructure and tensile behavior of friction-stir welded TRIP steel", Vol. 717, pp. 26-33.
- [12] Tehrani-Moghadam, H., Jafarian, H.R. Salehi, M.T. and Eivani, A.R. (20158), "Evolution of microstructure and mechanical properties of Fe-24Ni-0.3 C TRIP steel during friction stir processing", Vol. 718, pp. 335-344.
- [13] Mostafapour, A., Ebrahimpour, A. and Saeid, T. (2017), "Numerical and experimental study on the effects of welding environment and input heat on properties of FSSWed TRIP steel", The International Journal of Advanced Manufacturing Technology, Vol. 90, pp. 1131-1143.
- [14] Mostafapour, A., Ebrahimpour, A. and Saeid, T. (2017), "Finite element investigation on the effect of FSSW parameters on the size of welding subdivided zones in TRIP steels", The International Journal of Advanced Manufacturing Technology, Vol. 88, pp. 277-289.
- [15] Khan, M.I., Kuntz, M. L., Su, P., Gerlich, A.P., North, T. and Zhou, Y. (2007), "Resistance and friction stir spot welding of DP600: a comparative study", Science and Technology of Welding and Joining, Vol. 12, pp. 175-182.
- [16] Lomholt, T.N., Adachi, Y., Peterson, J., Steel, R., Pantleon, K. and Somers, M. (2011), "Microstructure characterization of friction stir spot welded TRIP steel", Advanced Materials Research, Vol. 409: pp. 275-280.
- [17] Mostafapour, A., Ebrahimpour, A. and Saeid, T. (2015), "Investigation of two stage heat treatment on microstructure and mechanical properties of TRIP steel", Journal of structure and steel, Vol. 18, pp. 63-74.
- [18] Awang, M. and V.H. Mucino, (2010), "Energy generation during friction stir spot welding (FSSW) of Al 6061-T6 plates", Materials and Manufacturing Processes, Vol. 25, pp. 167-174.
- [19] ISO 14273, 2002, Specimen dimensions and procedure for shear testing resistance spot, seam and embossed projection welds.
- [20] Manvatkar, V., De, A., Svensson, L.-E. and DebRoy, T. (2015), "Cooling rates and peak temperatures during friction stir welding of a high-carbon steel", Scripta Materialia, Vol. 94, pp. 36-39.
- [21] Eshraghi, M., Tschopp, M.A., Zaeem, M.A. and Felicelli, S.D. (2014), "Effect of resistance spot welding parameters on weld pool properties in a DP600 dual-phase steel: a parametric study using thermomechanically-coupled finite element analysis", Materials & Design, Vol. 56: p. 387-397.
- [22] Jacques, P., Delannay, F., Cornet, X., Harlet, Ph. and Ladriere, J. (1998), "Enhancement of the mechanical properties of a low-carbon, low-silicon steel by formation of a multiphased microstructure containing retained austenite", Metallurgical and Materials Transactions A, Vol. 29, pp. 2383-2393.
- [23] Timokhina, I., Hodgson, P. and Pereloma, E. (2004), "Effect of microstructure on the stability of retained austenite in transformation-induced-plasticity steels", Metallurgical and Materials Transactions A, Vol. 35, pp. 2331-2341.
- [24] Mazzaferro, C., Rosendo, T., Tier, M., Mazzaferro, J.A.E., Santos, J.F. and Strohaecker, T.R. (2015), "Microstructural and mechanical observations of galvanized TRIP steel after friction stir spot welding", Materials and Manufacturing Processes, Vol. 30, pp. 1090-1103.
- پیوسته در RSW باعث افزایش سختی پذیری و تشکیل مارتزیت بیشتر می گردد. میکروسختی حاصل برای نواحی مختلف در دو روش موید این مطلب بود به نحوی که بیشینه سختی در RSW تا ۵۰۵ ویکرز افزایش یافت درحالی که برای FSSW برابر ۴۷۸ ویکرز بود.
- مقدار آستنیت باقیمانده در فولاد پایه، جوش FSSW و جوش RSW به ترتیب برابر ۱۲، ۶ و صفر درصد بود که نشان دهنده تغییرات فازی گسترده تر در RSW می باشد. در واقع ذوب شدن نسبی و انجماد دوباره فلز جوش در جوش مقاومتی اجازه به وجود آمدن مجدد آستنیت باقیمانده را نداده است.
- استحکام اتصال FSSW برابر ۹/۸ کیلو نیوتن و استحکام RSW برابر ۷/۸ کیلو نیوتن به دست آمد. استحکام بیشتر در FSSW مربوط به ریزساختار مارتزیتی با سختی پایین تر و وجود اندکی (حدود ۶ درصد) آستنیت باقیمانده در ریزساختار آن می باشد.

۵- مراجع

- [1] Keeler, S. and M. Kimchi, 2015, Advanced high-strength steels application guidelines V5, published by: World Auto Steel.
- [2] Kuziak, R., Kawalla, R. and Waengler, S. (2008), "Advanced high strength steels for automotive industry", Archives of civil and mechanical engineering, Vol. 8, pp. 103-117.
- [3] Zackay, V.F., Parker, E.R. Fahr, D. and Bush, R. (1967), "The enhancement of ductility in high-strength steels", Transactions of the ASM, Vol. 60, pp. 252-257.
- [4] Khan, M.I., Kuntz, M.L., Biro, E. and Zhou, Y. (2008), "Microstructure and mechanical properties of resistance spot welded advanced high strength steels", Materials Transactions, Vol. 49, pp. 1629-1637.
- [5] Thomas, W.M., (1991), "Friction stir butt welding", U.S. Patent NO. 5460, 317, USA.
- [6] Science News, (2014), Lighter cars with new robotic welding method, Source: University West.
- [7] Baltazar Hernandez, V.H., Kuntz, M.L., Khan, M.I. and Zhou, Y. (2008), "Influence of microstructure and weld size on the mechanical behaviour of dissimilar AHSS resistance spot welds", Science and Technology of Welding and Joining, Vol. 13, pp. 769-776.
- [8] Khan, M.I., Kuntz, M.L. and Zhou, Y. (2008), "Effects of weld microstructure on static and impact performance of resistance spot welded joints in advanced high strength steels", Science and Technology of Welding and Joining, Vol. 13, pp. p. 294-304.
- [9] Nayak, S.S., Baltazar Hernandez, V.H., Okita, Y. and Zhou, Y. (2012), "Microstructure-hardness relationship in the fusion zone of TRIP steel weld", Materials Science and Engineering: A, Vol. 551: pp. 73-81.
- [10] Cretteur, L., Koruk, A.I. and Tosal-Martinez, L. (2002), "Improvement of weldability of TRIP steels by use of in-situ pre-and post-heat treatment", Steel Research, Vol. 73, pp. 314-319.



- [28] Sinha, A.K., (2002), Physical Metallurgy Handbook, McGraw-Hill.
- [29] AWS, (2007), Specification for automotive weld quality - resistance spot welding of steel, AWS D8.1M:2007.
- [30] Mostafapour, A., Ebrahimpour, A. and Saeid, T. (2017), "Finite element investigation on the effect of FSSW parameters on the size of welding subdivided zones in TRIP steels", The International Journal of Advanced Manufacturing Technology, Vol. 88, pp. 277-289.
- [25] ASM Handbook Volume 03, (1992), Alloy phase diagrams, ASM International, Materials Park, OH, USA.
- [26] Cheng, L. and K. Wu, (2009), "New insights into intragranular ferrite in a low-carbon low-alloy steel", Acta Materialia, Vol. 57, pp. 3754-3762.
- [27] Gould, J.E., Khurana, S.P. and Li, T. (2006), "Predictions of microstructures when welding automotive advanced highstrength steels", Welding Journal, Vol. 85, pp. 111S-116S.

پی نوشت

- ¹ Dual phase (DP)
- ² Transformation induced plasticity (TRIP)
- ³ Complex phase (CP)
- ⁴ Martensitic (M)
- ⁵ Resistance spot welding (RSW)
- ⁶ Friction stir welding (FSW)
- ⁷ Intercritical annealing (IA)
- ⁸ Isothermal bainitic transformation (IBT)
- ⁹ Dynamic explicit coupled temperature displacement
- ¹⁰ Temper
- ¹¹ Inclusion

بهبود ظرفیت دوران پلاستیک اتصال لینک‌های خمشی متصل به ستون در قاب‌های مهاربندی واگرا با استفاده از اتصالات باجان کاهش یافته

امیراحمد هدایت^{۱*}، علیرضا کلانتری خاندانی^۲

۱- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمان، کرمان

۲- دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمان، کرمان

* کرمان، صندوق پستی ۷۶۳۵۱۳۱۱۶۷، amirahmad1356@yahoo.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۱/۲۸، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۰۴/۱۸)

چکیده

در دهه‌های گذشته آئین نامه سازه‌های فولادی آمریکا (AISC) مقرر می‌کرد که اتصال تیر پیوند در قاب‌های مهار بند واگرا (EBF) مطابق قاب‌های خمشی ویژه طراحی گردد ولی پس از وقوع زلزله نورتریج ۱۹۹۴ بسیاری از قاب‌هایی که به این شکل طراحی و اجرا شده بودند دچار تخریب گردیدند. در این تحقیق به صورت تئوریک سعی شده تا با بهره برداری از ایده تیر ضعیف شده در جان (RBW) با سوراخ‌های مستطیلی بلند ضمن دور کردن مفصل پلاستیک از بر ستون (مقطع بحرانی) ظرفیت دوران پلاستیک اتصال نیز افزایش یابد. پارامترهای در نظر گرفته شده در مدل‌های اجزای محدود شامل قطر - شعاع انحناء - طول و فاصله عمودی و افقی سوراخ‌ها از یکدیگر می‌باشد. به منظور اعتبار سنجی نتایج بدست آمده، نمونه کالیبره با نتایج آزمایشگاهی که توسط Okazaki و همکارانش در سال ۲۰۰۴ در کشور آمریکا انجام شده مقایسه گردید. نتایج این تحقیق نشان داد که با اعمال ایده RBW، در اکثر اتصالات مدل شده مفصل پلاستیک از مقطع بحرانی دور و دوران پلاستیک مد نظر آئین نامه نیز در محل اتصال تأمین می‌گردد. مطابق این بررسی، مدل‌های انجام شده با تشکیل سریع تر مفصل پلاستیک در ناحیه جان کاهش یافته، وقوع تسلیم شدگی تیر پیوند در بر ستون را به تأخیر می‌اندازند و همچنین تا قبل از رسیدن نیروی برشی در ناحیه جان کاهش یافته به ظرفیت برشی مورد انتظار (مقاومت اسمی تیر پیوند)، در بر ستون تسلیم شدگی رخ نخواهد داد.

واژگان کلیدی

مهاربندهای EBF، اتصال تیر پیوند به ستون، آنالیز اجزای محدود

Enhancement of the rotational capacity of moment links in EBFs using reduced beam web connections

A.A. Hedayat, A. Kalantari-Khandani

Abstract

In the past decades, although the regulations of American Institute of Steel Construction (AISC) ordained that the link to column in Eccentrically Braced Frames (EBF) had to conform with the moment frames designed specially, unfortunately most of them got destroyed after Northridge earthquake in 1994. From this point, therefore, the regulations of AISC regarding the fore mentioned designed and performed links reconsidered more carefully; the final results have not been included in revised regulations of AISC yet. In recent studies, different ways have been put forward to solve this problem; almost all of them believe in keeping away the critical section of links to columns from common sections. The present research does its utmost to find the most useful dimensional limits for holes made in steel joist; it is going to be done through making use of RBW, holding the plastic joint at a special distance from the critical section and increasing the capacity of plastic joint circulation. To validate the results, calibrated samples were compared with Okazaki and colleagues' experimental results in 2004 in America. This article shows that applying RBW in plastic joints, modeled in most of the links, causes critical sections to be kept away and plastic joint circulation be also observed. Based on this study, RBW models can make the joints very quickly and delay the failure of link-to-column connections. Therefore, before reaching shear force to resisting link in RBW, the failure does not happen.

Keywords

EBF, Link to column, Finite-element analysis

مهاربندهای واگرا به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی زلزله به طور وسیعی مورد استفاده قرار می‌گیرند. مهمترین مزیت قاب‌های با این نوع مهاربند سختی مناسب، شکل پذیری بالا و قابلیت جذب انرژی زیاد می‌باشد. آئین نامه AISC [۱] ضوابطی را برای اطمینان از عملکرد نرم اتصالات این نوع مهاربند و اینکه تغییر شکل پلاستیک، ابتدا در تیرهای پیوند اتفاق بیفتد تعیین می‌کند. اما در حال حاضر جزئیات اتصال تیر پیوند به ستون برای مهاربندهای واگرای تک قطری که بتواند این ضوابط را اثناء کند در آیین‌نامه فوق یا کم است و یا اصلاً وجود ندارد. بنابر این طراحی جزئیات اتصال تیر پیوند به ستون مشکل حل نشده‌ای را در استفاده از این نوع قاب‌ها باقی گذاشته است، و مقررات لرزه‌ای آمریکا توصیه به استفاده محدود از سیستم مهاربند واگرای را می‌کند که در آن تیر پیوند به ستون متصل می‌باشد، تا زمانی که تحقیقات بعدی اتصال مناسب تیر پیوند به ستون را نشان دهند.

در این راستا اقداماتی از جمله استفاده از سیستم‌های جداگر پایه یا وسایل الحاقی میراگر، تغییر در پیکربندی اتصال و اتصالات کاهش یافته پیشنهاد گردید. تغییر در پیکربندی اتصال به دو صورت تقویت کردن اتصال یا ضعیف کردن تیر انجام می‌پذیرد. تقویت کردن اتصال بوسیله ورق روسری، لچکی مثلی یا صاف، پشت بند قائم، پشت بند طولی، براکت‌های پیچی و ورق‌های کناری صورت می‌گیرد. اکثر روش‌های فوق سبب تحمیل هزینه‌های اضافی، بالا رفتن تقاضای لرزه‌ای ستون‌ها و پیچیده شدن اتصال تیر به ستون می‌گردد. مشکل دیگر کارایی پایین آنها در بهسازی سازه‌های موجود است. ضعیف کردن مقطع تیر می‌تواند با برش دادن بخشی از بال تیر به وسیله ایجاد انحنا یا فرم‌های برشی متداول دیگر (اتصالات RBS^۱)، یا برش دادن بخشی از جان به وسیله سوراخ‌های دایره‌ای، شکاف‌های سینوسی شکل، بازشوی تخم مرغی شکل، یا فرم‌های متداول دیگر (اتصالات RBW^۲) انجام گیرد. مشکل عمده اتصالات RBS کاهش مقاومت اتصال در برابر کمانش جانبی - پیچشی می‌باشد. همچنین در تغییر مکان‌های بزرگ توانایی تحمل بار آن کاهش می‌یابد. برای ساختمان‌های جدید RBS به صورت الگووار برای بال‌های بالا و پایین برش داده می‌شود اما این نوع اتصال برای بهسازی نسبتاً پر هزینه است (مخصوصاً برای ساختمان‌های با دال بتنی) زیرا نیاز به برش دادن بال‌ها در ۴ لبه آنها است.

در این مقاله به معرفی اتصالات RBW که با ایجاد بازشوهای مستطیلی در جان تیر ایجاد می‌گردد، می‌پردازیم. که علاوه بر دارا بودن مزایای اتصالات مشابه باعث افزایش مقاومت جانبی در مقابل کمانش شده و همچنین امکان بهسازی سازه‌های موجود را نیز افزایش می‌دهد. اتصال با بازشو مستطیلی در جان در دور کردن مفصل پلاستیک از سوراخ دسترسی جوش عملکرد مناسبی داشته و با توجه به شکل مطلوبی که داراست نیاز به برشکاری دشواری ندارد.

برای این منظور نمونه آزمایش شده توسط Okazaki با نام MWM^۳ (اتصال نورتریج اصلاح شده خمشی) شامل تیر پیوند با مقطع $W40 \times 18$ و ستون با مقطع $W12 \times 120$ به عنوان مدل کالیبره جهت صحت سنجی و اعمال ایده RBW با فرم سوراخ‌های پیشنهاد شده مورد مطالعه قرار گرفت و بهترین فرم و ابعاد برای سوراخ‌ها با رویکرد اتلاف انرژی و افزایش شکل پذیری اتصال معرفی شد. همچنین برای بارگذاری نمونه کالیبره از مدل بارگذاری Old در آیین‌نامه AISC 2002 که همان بارگذاری استفاده شده در رساله Okazaki است [۲] استفاده شده و در ادامه از پروتکل بارگذاری Revised که مورد تأیید آئین نامه AISC 2016 می‌باشد، استفاده گردیده است.

در ادامه در این مقاله در بخش بعدی به مروری بر تحقیقات گذشته در این زمینه پرداخته می‌شود. بخش سوم به نحوه مدل سازی اتصال می‌پردازد. در بخش چهارم معیار شکست در نظر گرفته شده تشریح می‌گردد و در بخش پنجم نتایج به دست آمده ارائه می‌شود. در نهایت، بخش ششم به خلاصه مقاله و نتیجه گیری اختصاص دارد.

۲- مروری بر تحقیقات پیشین

۲-۱- مطالعات انجام شده بر روی اتصال لینک‌های متصل به ستون

فکر استفاده از قاب‌های مهاربندی واگرا اولین بار توسط Popov مطرح و مزیت‌های منحصر به فرد سیستم شناخته شد. اما بعد از زمین لرزه نورتریج آمریکا و کوبه ژاپن بسیاری از این قاب‌ها دچار تخریب شدند لذا از آن به بعد آئین نامه AISC طرح و اصلاح این اتصال را در برنامه تحقیقاتی خود قرار داد. با این وجود توجه کمتری به اتصال تیر پیوند به ستون نسبت به سایر اعضا شده است، هر چند که این اتصال نقش مهمی به عنوان یک جزء اصلی در بهبود عملکرد اتصال پیوندهای خمشی و برشی دارد و به لحاظ فرم بادبند نیز مد نظر معماران می‌باشد.



در نظر گرفته شده در مقررات لرزه‌ای AISC 2002، برای اتصال تیر پیوند به ستون بسیار محافظه کارانه است، به طوریکه اتصال قبل از رسیدن به دوران مقرر، نیازمند گذراندن سیکل‌های غیر الاستیک بسیار زیادی است. این محققان در سال ۲۰۰۴، یک بارگذاری اصلاح شده پیشنهاد کردند که در نهایت در مقررات لرزه‌ای AISC 2005 منتشر شد. در این مطالعه نیز از همین پروتکل بارگذاری که در آیین‌نامه اخیر نیز مورد تأیید است استفاده شده است [۶].

Okazaki در سال ۲۰۰۴ ایده‌های متفاوتی منجمله اصلاح نوع جوش، اصلاح سوراخ دسترسی جوش، استفاده از اتصالات با بال آزاد و استفاده از اتصالات بدون سوراخ دسترسی جوش را مورد بررسی قرار داد ولی تست‌های انجام شده نشان دهنده عدم حصول ظرفیت دوران مناسب در اکثر نمونه‌ها بود [۲].

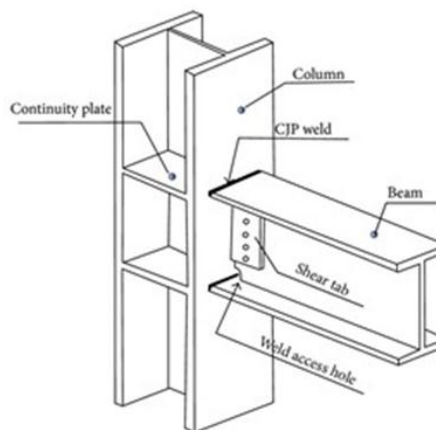
در ادامه Okazaki و همکارانش، یک جفت ورق تقویتی جان را به یک اتصال تیر پیوند به ستون اضافه کردند، این سخت‌کننده‌ها در پانل اول تیر پیوند در مجاورت ستون و به موازات جان قرار گرفتند و از یک طرف به ستون و از طرف دیگر به سخت‌کننده‌های تیر پیوند متصل بودند. نمونه‌های آزمایش شده با این جزئیات شکل‌پذیری مناسبی داشتند و توانستند دوران پلاستیک مقرر در AISC را برآورده نمایند [۷].

Bermann و همکارانش ایده‌ی تیر با مقطع کاهش‌یافته RBS را روی تیرهای پیوند مجزا اعمال کردند و روندی برای طراحی آن ابداع نمودند، مطالعه‌ی پارامتری به کمک اجزای محدود روی تیرهای پیوند مجزا نشان داد که اعمال کاهش مقطع می‌تواند کرنش‌های پلاستیک در انتهای تیر پیوند به مقدار زیادی کاهش دهد [۸].

۲-۲- مطالعات انجام شده روی اتصالات RBW

در سال ۲۰۰۹، Hedayat و همکارانش ایده استفاده از اتصالات با جان کاهش یافته را جهت بهبود رفتار لرزه‌ای اتصالات در قاب‌های خمشی مورد مطالعه قرار داده و دریافته‌اند که با اعمال این ایده ضمن دور شدن مفصل پلاستیک از بر ستون ظرفیت دورانی اتصال نیز افزایش می‌یابد. بر همین مینا و به دلیل تشابه رفتار اتصالات در قاب‌های خمشی با لینک‌های خمشی در قاب‌های EBF در این تحقیق با استفاده از ایده RBW سعی در توزیع بهتر رفتار پلاستیک در طول تیر پیوند، کاهش کرنش‌های پلاستیک و افزایش ظرفیت دورانی اتصال شده است [۹]. سایر تحقیقات انجام شده در این زمینه بیشتر تکمیل و مقایسه

نمایی از اتصالات پیش از نورتریج در شکل (۱) نشان داده شده است در این اتصالات مفصل پلاستیک در بر ستون تشکیل می‌شود. مطالعات بیشتر نشانگر وجود نقطه ضعف‌هایی در جوش و شکست ترد اتصالات جوشی این قاب‌ها بود، عموماً شروع این گسیختگی‌های ترد از ناحیه جوش شیاری بال پایین تیر بوده است.



شکل ۱- جزئیات اتصال قبل از زلزله نورتریج

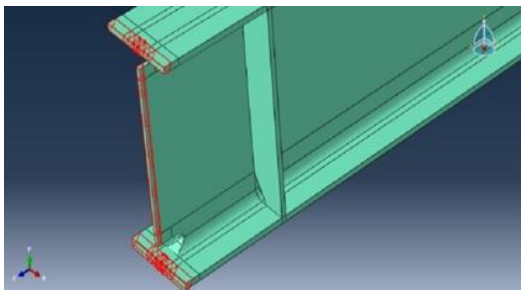
پیش از زلزله نورتریج تحقیقات اندکی در زمینه اتصالات تیر پیوند به ستون صورت گرفته بود. در سال ۱۹۸۴ Malley و Popov رفتار چند اتصال تیر پیوند به ستون در قاب‌های مهاربند و اگرایی که دارای بال جوش شده و جان بولت شده بودند، بررسی کردند. آن‌ها مشاهده کردند که اتصال با بال جوش شده و جان بولت شده عملکرد ضعیفی را نشان می‌دهد و اتصال به علت لغزش مکرر بولت‌ها، مستعد شکست در بال تیر پیوند، پیش از رسیدن به دوران پلاستیک مطلوب می‌باشد. لذا استفاده از اتصال تمام جوش پیشنهاد گردید [۳].

همچنین Popov و Engellhardt در سال ۱۹۹۹، با مقایسه رفتار نوسانی قاب‌های EBF که دارای تیرهای پیوند با طول کوتاه، متوسط و بلند بودند نشان دادند که تیرهای پیوند کوتاه قابلیت استهلاک انرژی بیشتری دارند [۴].

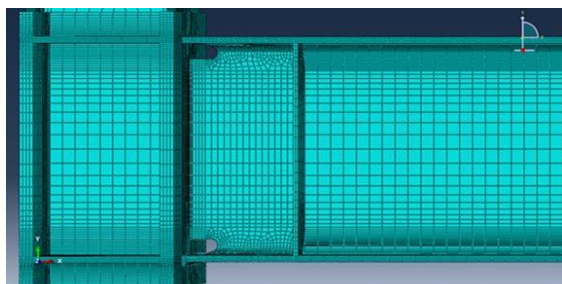
Tsai و همکارانش در سال ۲۰۰۰، عملکرد لرزه‌ای تیر پیوند برشی متصل به ستون قوطی شکل را مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که اکثر نمونه‌ها با شکست بال تیر پیوند در نزدیکی جوش شیاری مواجه و تنها قادر به تحمل نیمی از دوران غیر الاستیک مورد نظر شدند [۵].

Richards و Uang در سال ۲۰۰۴ نشان دادند که بارگذاری

محاسبه و بعد از پایان مش‌بندی همانگونه که ملاحظه می‌گردد تمامی مش‌ها با دقت بالایی به صورت هماهنگ به هم رسیده است. مش‌ها همانگونه که در شکل (۳) مشاهده می‌شود در نواحی غیرالاستیک فشرده تر در نظر گرفته شده است.



شکل ۲- جزئیات سوراخ دسترسی جوش



شکل ۳- مش بندی اتصال در نواحی الاستیک و غیر الاستیک

۲-۳- بررسی صحت مدل سازی

برای ارزیابی روش مدل کردن در این مطالعه، مدل کنترل کاملاً مشابه نمونه آزمایشگاهی MWM (اتصال نورتریج اصلاح شده خمشی) که توسط Okazaki و همکارانش [۲] بررسی شده بود شبیه سازی شد و تحت بار سیکلیک قرار گرفت (شکل (۴)). نتایج کلی از قبیل دوران پلاستیک اتصال، شاخص شکست و شکست اولیه بال تیر پیوند با نتایج تحقیق Okazaki مقایسه گردید که صحت و انطباق آن با مدل آزمایشگاهی با دقت بالا قابل قبول بود. نمونه آزمایش شده توسط Okazaki با نام MWM به عنوان نمونه پایه در این تحقیق شامل تیر پیوند با مقطع $W18 \times 40$ و ستون با مقطع $W12 \times 120$ تشکیل شده است و سایر جزئیات شامل فرم و ابعاد سوراخ دسترسی جوش، مشخصات فنی جوش‌های مصرفی، ورق برشگیر، ورق‌های پیوستگی و غیره دقیقاً مطابق شکل (۲) مدل سازی شده است. رفتار مصالح نیز بر اساس فولاد A992 با تنش تسلیم ۳۵۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و ضریب پواسون ۰/۳ مدل سازی گردیده است.

مدهایی است که مطرح شد اما آیین‌نامه AISC تا کنون اتصالی را که مورد تأییدش باشد، ارائه نداده است. شایان ذکر است که ایده جان کاهش یافته در قاب‌های خمشی نیز مورد بررسی و مطالعه قرار گرفته است که می‌توان به مطالعات Hedayat و همکارانش (۲۰۱۳ و ۲۰۱۵) [۱۰ و ۱۱] و Hedayat و Celikag (۲۰۱۱) [۱۲] اشاره کرد.

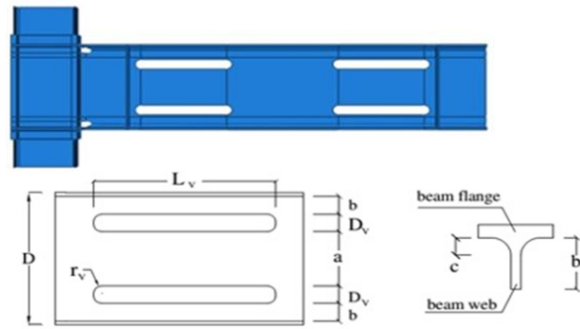
۳- نحوه مدل سازی

۳-۱- مدل سازی در برنامه Abaqus

در تحقیق حاضر به منظور مدل سازی جوش‌های نفوذی، سوراخ‌های دسترسی جوش، جوش برشگیر متصل به ستون، خود لینک و همچنین ستون و ناحیه چشمه اتصال از المان SOLID با ۴ درجه آزادی در هر گره و مابقی قسمت‌ها از المان SHELL با ۶ درجه آزادی استفاده شده است. از آنجایی که در بلت‌ها شکستی رخ نمی‌دهد و غالباً به منظور مونتاژ استفاده می‌گردند، بلت‌ها مدل نشده و فقط جوش جان متصل به ستون مدل گردیده است که در شکل (۲) نشان داده شده است. بارگذاری نمونه‌ها به صورت اعمال تغییر مکان در انتهای ستون است که طی دو مرحله زیر اعمال گردید. مرحله اول، بارگذاری برای ایجاد نقص اولیه در سیستم است. به همین منظور، در این مرحله یک آنالیز کماتش، صورت گرفته تا مدهای کماتشی تیر پیوند در بادبند و اگر در اثر بار اعمالی تعیین گردد. در این تحقیق ابتدا ده مد برای آنالیز کماتشی در نظر گرفته شد که بعد از انجام آنالیز، مدهای مؤثر برای اعمال نقص اولیه به قاب انتخاب گردید. با مقایسه نتایج عددی با نتایج آزمایشگاهی، بهترین نتیجه با ترکیب کردن مدهای اول و دوم کماتشی حاصل شد که مد اول با ضریب ۰/۵٪ و مد دوم با ضریب ۰/۵٪ ضخامت بال تیر پیوند در نمونه غیر کاهش یافته به عنوان نقص اولیه به قاب و اگر اعمال گردیدند. البته در قاب‌های و اگر با تیر کاهش یافته مقدار نقص اولیه با استفاده از ضخامت جان تیر پیوند بدست آمد. با تحمیل این نقص، تیر پیوند آماده کماتش است. مرحله دوم، بارگذاری چرخه‌ای است. در این مرحله یک بار چرخه‌ای به صورت تغییر مکان به انتهای ستون اعمال گردید. مش‌بندی با المان‌های مکعبی ۸ گرهی که برای آنالیزهای خطی و غیر خطی، دوران‌ها و کرنش‌های بزرگ مناسب می‌باشند و می‌تواند اثرات تغییر شکل‌های بزرگ و کماتش‌های موضعی را در نظر بگیرد، انجام شده است. در این تحقیق مش‌بندی به صورت دستی مدل گردیده به طوری که تمامی تقسیم‌بندی‌ها (سید بندی‌ها) قبل از اعمال به صورت دستی

۴- معیار شکست

در مقاله حاضر با توجه به اینکه نمونه آزمایشگاهی در 1N-0.03 (زایوه دوران ۰/۰۳ رادیان) دچار شکست گردیده است همین لحظه در نرم افزار پیدا و شکل خرابی ملاحظه گردید. با توجه به اینکه معیار اصلی شکست کرنش‌های پلاستیک معادل در نظر گرفته شده ملاحظه شد که بخشی از اتصال جوش بال پایین تیر در لحظه شکست دچار کرنش‌های پلاستیک بیش از حد بوده است لذا سعی شد با نسبت‌های متفاوت همانگونه که در شکل (۱۰) ملاحظه می‌گردد تمامی عرض جوش را در بال پایین به این حد از کرنش پلاستیک رساند و این عدد به عنوان معیار شکست انتخاب گردید که در نهایت در نمونه‌های سیکلیک این عدد ۰/۶۹ و در نمونه‌های مونوتونیک ۰/۱۷ بدست آمد. سپس با استفاده از روش POST PROCESSING تحلیل مدل‌ها پیگیری شد.



شکل ۹- هندسه کلی مدل

در شکل (۹) طول سوراخ‌ها بر اساس نسبتی از عمق تیر (D)، فاصله سوراخ‌ها از بال بالا و پایین تیر آهن بر اساس ضریبی از طول ناحیه K AREA محاسبه گردیده است. همچنین شعاع انحنا سوراخ‌ها بر اساس حداقل مورد نیاز آیین‌نامه و D_v قطر سوراخ‌ها که برای تقریب اولیه بر اساس حداقل نیاز برشی تیر مطابق رابطه زیر محاسبه شده است.

$$V_{demand} = \frac{2M_p}{L_v}, \quad V_{capacity} = \phi \times 0.6 \times F_y \times A_g,$$

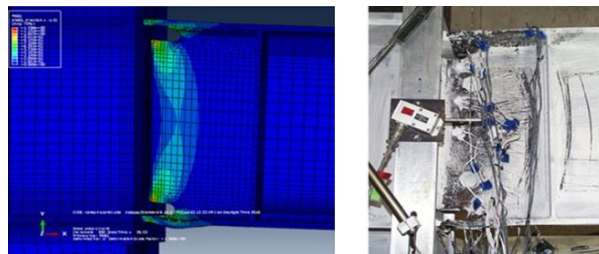
$$\text{If } V_{demand} = V_{capacity}$$

$$0.9 \times 0.6 \times F_y \times (D_b - 2D_v) \times t_w = 2 \times Z \times \frac{F_y}{L_v}, \quad (1)$$

$$D_v = (D_b - \frac{Z}{0.084L_v}) \times 12.7$$

بر اساس رابطه (۱) مقدار تقریبی اولیه برای D_v برابر ۲۰ میلیمتر بدست می‌آید. همچنین، در رابطه فوق Z مدول پلاستیک مقطع می‌باشد.

با ذکر توضیحات فوق و تقریب اولیه قطر سوراخ‌ها به میزان ۲۰ میلیمتر جمعاً ۳۵ نمونه در مرحله اول جهت تحلیل نتایج مطابق جدول (۱) مدل گردید.



شکل ۱۰- لحظه شکست (بال پایین) در نرم افزار ABAQUS

۵- نتایج

۵-۱- بررسی اولیه فرم سوراخ‌های انتخاب شده

همانگونه که ذکر گردید یکی از روش‌های دور کردن مفصل پلاستیک از بر ستون ایده تیر با جان کاهش یافته می‌باشد که در این اتصال تضعیف در جان تیر و در نزدیکی اتصال ایجاد می‌شود که با کاهش ظرفیت برشی تیر در این نقطه مفصل پلاستیک تشکیل می‌گردد.

از آنجایی که ایده‌های متفاوت در خصوص شکل بازشوهای در جان می‌توان ارائه کرد ابتدا چندین امکان مختلف بررسی و مناسب‌ترین متد جهت پیاده سازی طرح نهایی انتخاب گردید. تمامی نمونه‌های ارزیابی شده اولیه، تحت بار سیکلیک و تا ۴ درصد چرخش اتصال بازگذاری گردیده‌اند.

تایید نمونه انتخاب شده با رعایت نکات زیر انجام شده است:

۱- کرنش‌های پلاستیک در بر اتصال از معیار (شکست) تعیین شده تجاوز ننماید و مفصل پلاستیک نیز از بر اتصال

جدول ۱- ابعاد مدل‌های ساخته شده

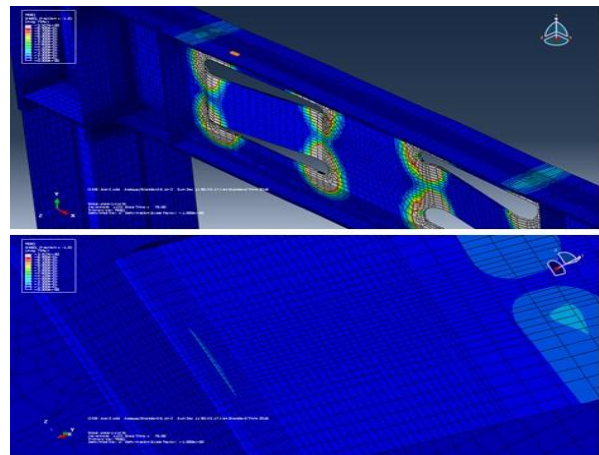
مدل	۱	۲	۳	۴	۵
نمونه	$0.8D$	$0.9D$	$1D$	$1.1D$	$1.25D$
۲C	۳۳/۲۷	۳۳/۲۷	۳۳/۲۷	۳۳/۲۷	۳۳/۲۷
۳C	۴۹/۹۱	۴۹/۹۱	۴۹/۹۱	۴۹/۹۱	۴۹/۹۱
۴C	۶۶/۵۴	۶۶/۵۴	۶۶/۵۴	۶۶/۵۴	۶۶/۵۴
۵C	۸۳/۱۸	۸۳/۱۸	۸۳/۱۸	۸۳/۱۸	۸۳/۱۸
۶C	۹۹/۸۲	۹۹/۸۲	۹۹/۸۲	۹۹/۸۲	۹۹/۸۲
۷C	۱۱۶/۴۶	۱۱۶/۴۶	۱۱۶/۴۶	۱۱۶/۴۶	۱۱۶/۴۶
۸C	۱۳۳/۱	۱۳۳/۱	۱۳۳/۱	۱۳۳/۱	۱۳۳/۱



دور گردد.

۲- ضوابط شکل پذیری آیین‌نامه برای اتصال تیر پیوند (دوران حداقل ۰/۰۲ رادیان) تامین شود.

در مرحله اول سوراخ‌های دایره‌ای بزرگ و همچنین سوراخ‌های دایره‌ای کوچک متعدد مدل سازی شد و به علت مشاهده کرنش‌های پلاستیک بزرگ در بر اتصال این فرم بازشو مقبول نشد و همان ایده اولیه مد نظر که بازشوی مستطیلی بلند بود با یک طرح اولیه مدل سازی و ارزیابی گردید. همانگونه که در شکل (۱۱) ملاحظه می‌گردد خروجی‌ها هیچگونه کرنش پلاستیکی را بر اساس معیار شکست تعریف شده چه در بر اتصال و چه در محل اتصال جوش بال پایین به بال ستون که نقطه بحرانی در شکست‌های مشاهده شده در اتصال بوده است را نشان ندادند و همانگونه که در منحنی نیرو جابه جایی مشاهده می‌گردد اتصال ۰/۰۶ رادیان (معادل ۱۵۰ میلی‌متر جابه جایی) را بدون خرابی گذرانده است.



شکل ۱۱- کنترل کرنش‌های پلاستیک با فرم سوراخ‌های مستطیلی بلند

بر این اساس نسبت به مدل سازی ۳۵ نمونه اولیه با مشخصات جدول (۱) و قطر اولیه ۲۰ میلی‌متر اقدام و اثرات تغییر پارامترهای مندرج در جدول مذکور را بر رفتار اتصال و همچنین ظرفیت چرخه‌ای غیر الاستیک آن بررسی و نتایج حاصل شده با الزامات آیین‌نامه مقایسه گردید.

پس از انجام آنالیز در نرم افزار ABAQUS، ۳۵ منحنی ممان دوران تحت بار سیکلیک بدست آمد. میزان چرخش غیر الاستیک اتصال و همچنین ماکزیمم نیروی برشی قابل انتقال به اتصال بررسی و این مقادیر با اعداد آیین‌نامه مورد مقایسه قرار گرفت. مشاهدات نشان داد که تغییر در دوران پلاستیک اتصال، میزان نیروی برشی و ممان انتقالی به اتصال و همچنین

تغییرات سختی الاستیک سیستم تابعی از متغیرهای b (فاصله بر اتصال از زیر بال تیر که بین $2C$ تا $8C$ متغیر است) و L_v (طول سوراخ مستطیلی ایجاد شده که از $0.8C$ تا $1.25C$ متغیر می‌باشد) می‌باشد که نتایج این مشاهدات در ادامه خواهد آمد.

۲-۵- حد اکثر دوران تیرهای پیوند RBW

یکی از معیارهای عملکرد صحیح تیرهای پیوند در کارهای آزمایشگاهی، میزان توانایی اتصال تیرهای پیوند در کسب دوران‌های غیر الاستیک مورد نیاز آیین‌نامه‌ای است. حد اکثر ظرفیت دوران مورد نیاز اتصال تیرهای پیوند متصل به ستون، دورانی معادل ۰/۰۲ رادیان مشروط بر عدم تسلیم شدگی تیر پیوند در بر ستون می‌باشد. که در این بررسی با عنایت به تضعیف تیر در برش، اتصال بایستی ظرفیت دورانی ذکر شده را قبل از تسلیم تیر پیوند در برش طی کرده و در لحظه مزبور تسلیم خمشی نیز رخ نداده باشد.

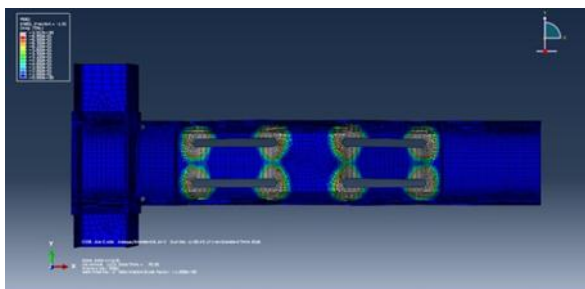
ظرفیت برشی تعیین شده برای اتصال و تیر طبق آیین‌نامه برای این تحقیق معادل ۱۰۹ kips معادل ۴۸۴ kN می‌باشد. ظرفیت خمشی پلاستیک مقطع نیز معادل $4/077e8$ N.mm می‌باشد.

جدول (۲) تغییرات سختی و نیروی برشی موجود در سیستم در لحظه دوران ۲ درصد را در بر اتصال نشان می‌دهد.

جدول ۲- تغییرات M ، K و V در لحظه ۰/۰۲ رادیان

نمونه	K (kN/mm)	V (kN)	M (kN.m)
SP21	۲۷/۷	۴۸۳/۴	۴۱۷
SP23	۲۵/۲	۴۲۲/۸	۳۵۳
SP25	۲۱/۵	۳۲۶/۸	۲۷۱
SP41	۲۶/۷	۴۴۰/۹۷	۳۸۸
SP43	۲۳/۶	۳۶۶/۸	۳۰۷
SP45	۱۹/۴۶	۲۸۹/۲	۲۴۱
SP61	۲۵/۹	۴۲۹/۹	۳۸۲
SP63	۲۲/۴۵	۳۵۲/۵	۳۰۵
SP65	۱۷/۱۸	۲۶۹/۴	۲۲۵
SP81	۲۵/۹۶	۴۳۲/۶	۳۸۵
SP83	۲۲/۶۱	۳۸۱/۹۹	۳۳۷
SP85	۱۸/۳	۲۸۴/۷	۲۳۷

همانگونه که ملاحظه می‌گردد تقریباً تمامی نمونه‌ها تا قبل



شکل ۱۳- توزیع مفاصل پلاستیک در طول تیر

کمانشی ملاحظه نشد، اما بال‌های تیر مقداری کمانش موضعی نشان دادند. تحلیل‌ها در لحظه‌های دوران بیش از $0/02$ رادیان اگر چه در بر اتصال کرنش پلاستیک قابل ملاحظه‌ای را نشان ندادند اما جان تیر دچار کمانش‌های موضعی محسوسی گردید، هر چند که این کمانش‌ها جزء مودهای گسیختگی نسبتاً شکل پذیر محسوب می‌شود و از طرفی نیاز چرخشی اتصال در $0/02$ رادیان تأمین می‌گردد.

۵-۵- طراحی بهینه تیر پیوند

ظرفیت برشی و خمشی مورد انتظار برای لینک موجود در لحظه دوران $0/02$ رادیان برای تمام نمونه‌ها کمتر و یا نزدیک به ظرفیت اسمی لینک می‌باشد که نشان دهنده صحت طرح اولیه تیر پیوند است.

همچنین ظرفیت‌های برشی و خمشی ایجاد شده در لحظه دوران مطلوب (به جز نمونه SP21) در بر اتصال قریب به 80% درصد ظرفیت خمشی و برشی تیر رسیده و این موضوع نشان می‌دهد که اتصال تا قبل از رسیدن لینک به ظرفیت خمشی حداکثر دچار شکست نگردیده است. فلذا از آنجایی که نیروی طراحی بادبند - تیر خارج پیوند - خود اتصال و ستون تابعی از تیر پیوند می‌باشند، طراحی بهینه‌تری برای اعضای مزبور و کاهش وزن سازه به دنبال خواهد داشت.

۵-۶- تغییر ممان خمشی و نیروی برشی بر اتصال با افزایش طول سوراخ

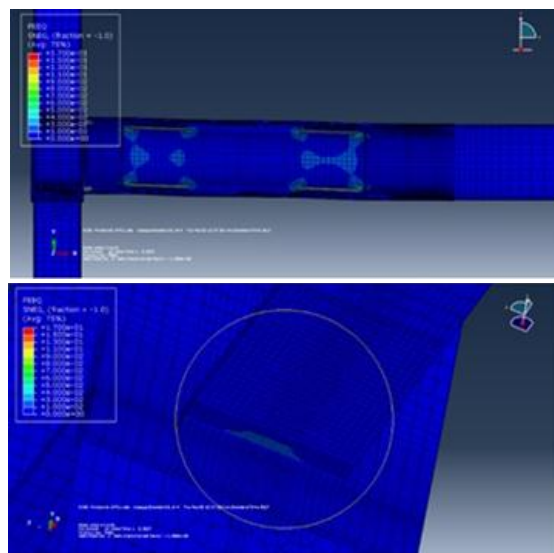
همانگونه که در شکل (۱۴) و (۱۵) مشاهده می‌گردد نیروی برشی و ممان خمشی بر اتصال با افزایش طول سوراخ کاهش می‌یابد که این مهم باعث امکان طراحی بهینه برای مجموعه اتصال و اعضای وابسته خواهد شد.

لازم به ذکر است که تغییر پارامتر b تغییرات محسوسی در نیروی برشی و ممان خمشی بر اتصال ایجاد نکرد اما افزایش b و L_v بعضاً باعث کاهش ناچیز سختی می‌گردد که به دلیل

از رسیدن تیر به ظرفیت برشی و لنگر خمشی مورد انتظار، بدون شکست (بر اساس معیار شکست مطرح شده) زاویه دوران $0/02$ رادیان را گذرانده و ظرفیت شکل پذیری مورد نظر را تأمین می‌کنند.

۵-۳- کرنش‌های پلاستیک

همانگونه که در شکل (۱۲) مشاهده می‌شود کرنش‌های پلاستیک بر اتصال تقریباً برای تمام نمونه‌ها بر اساس معیار شکست تعریف شده در دوران پلاستیک $0/02$ رادیان، ناچیز می‌باشد. هر چند با افزایش طول سوراخ‌ها کرنش‌های پلاستیک در بر ستون کمتر و مفصل پلاستیک نیز در بر سوراخ‌ها توزیع بهتری می‌یابد، اما با کاهش b کرنش‌های بر اتصال افزایش می‌یابد.



شکل ۱۲- کرنش‌های پلاستیک به اتصال در $0/02$ رادیان

توزیع مفاصل پلاستیک به جای یک نقطه در چندین نقطه و در طول تیر انجام شده است و این موضوع امکان استفاده از ظرفیت برشی تیر را در طول آن فراهم می‌آورد. همچنین کلیه نمونه‌های ارزیابی به خوبی دوران پلاستیک مورد نیاز آیین‌نامه را گذرانده اند ($0/02$ رادیان) و این موضوع ظرفیت شکل پذیری بسیار خوبی را برای اتصال مهیا می‌سازد.

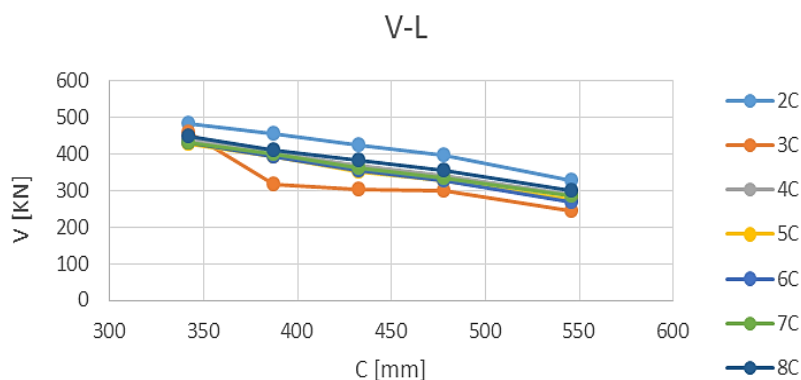
تشکیل مفاصل پلاستیک در بر سوراخ‌ها باعث دور شدن مقطع بحرانی از بر اتصال و همچنین افزایش ظرفیت لینک در محل اتصال تیر پیوند به ستون گردید (شکل (۱۳)).

۵-۴- کمانش‌های موضعی

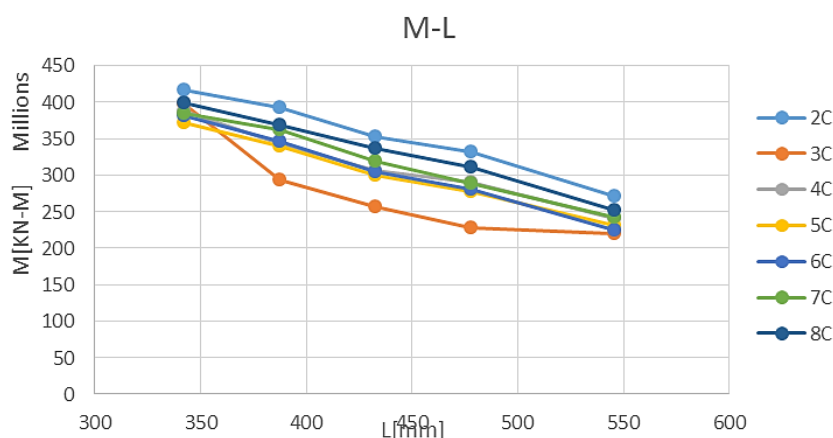
در لحظه دوران $0/02$ رادیان در اطراف سوراخها یا جان تیر



حضور بادبند در قاب در حالت کلی اثر گذار نخواهد بود.



شکل ۱۴- توزیع مفاصل پلاستیک در طول تیر



شکل ۱۵- توزیع مفاصل پلاستیک در طول تیر

۶- نتیجه گیری

برای جلوگیری از شکست ترد در محل اتصال تیر به ستون مطالعات گسترده‌ای صورت پذیرفته است و به دنبال آن روش‌هایی نیز پیشنهاد شده است. دسته اول شامل روش‌هایی جهت تقویت اتصال تیر به ستون و کاهش تمرکز تنش در آن بوده و در دسته دوم راه کارهایی جهت انتقال محل تسلیم تیرها از ناحیه اتصال تیر به ستون، به داخل تیر پیشنهاد شده است. در روش دوم به جهت تشکیل مفصل پلاستیک در فاصله معینی در داخل تیر، مقطع تیر در آن ناحیه باید کاهش داده شود. این کاهش در مقطع می‌تواند در بال یا جان رخ دهد. در این پژوهش نمونه‌هایی با اتصال RBW بازشو در جان به صورت مستطیلی مدل سازی و رفتار آنها با نرم افزار ABAQUS مدل سازی و مورد بررسی قرار گرفته است.

همچنین با استفاده از روش تخمین کمترین مربعات، رابطه ریاضی بین نیروی برشی (V_{ph}) و ممان خمشی (M_{ph}) بر سوراخ‌ها با b و L_v به صورت زیر تعیین گردید.

$$V_{ph} = 250.74 \times L_v^{-0.972} \times b^{-0.036} \times V_{pbr}, \quad (2)$$

$$M_{ph} = 619.8 \times L_v^{-1.08} \times b^{-0.028} \times M_{pbr}$$

در روابط فوق V_{pbr} و M_{pbr} به ترتیب نیروی برشی پلاستیک و ممان پلاستیک بر سوراخ‌ها می‌باشند.

از آنجایی که نیروهای طراحی سایر المان‌های متصل به تیر پیوند، تابعی از نیروهای به وجود آمده در آن می‌باشد لذا تشکیل مفاصل پلاستیک در لینک باعث می‌گردد ضمن اینکه خود، سهم بیشتری از نیروی زلزله را جذب نماید سهم انتقالی به سایر اعضا (طبق محاسبات) تا ۲۰ درصد کاهش یابد و این مهم سبب عملکرد ایمن تر سایر اعضا می‌گردد.

طول تیر مفاصل پلاستیک ایجاد شده در این نواحی باعث تسلیم برشی تیر می‌گردد که نسبت به تسلیم خمشی شکل پذیری بهتر و بالاتری دارد و این مزیت به طور مشخص ایده RBW را نسبت به سایر اتصالات پیشنهاد شده از این جهت متمایز می‌گرداند.

■ کمترین نیروی برشی و ممان خمشی در $b = 5C$ و بهینه‌ترین حالت برای طول سوراخ‌ها با لحاظ سختی کاهش یافته در $1D$ مشاهده گردید. لذا مناسب‌ترین نمونه، نمونه SP51 پیشنهاد می‌گردد.

برای مطالعات آتی موارد زیر پیشنهاد می‌شود:

۱- هر چند استفاده از تیرهای RBW منجر به حصول دوران غیر الاستیک مورد نیاز آیین‌نامه و همچنین دور کردن مفصل پلاستیک از بر اتصال شد اما کاهش سختی ایجاد شده در مجموعه لینک می‌تواند به عنوان یک موضوع تحقیقاتی جدید به منظور بررسی رفتار کلی این ایده در یک قاب ساختمانی مورد مطالعه قرار گیرد.

۲- نتایج حاصل از این تحقیق پایه و اساس تئوریک داشته و این نیاز احساس می‌گردد که گزینه ساخت مدل آزمایشگاهی این ایده به منظور تطابق نتایج تئوری و عملی در برنامه‌های بعدی تحقیقاتی قرار گیرد.

۳- همچنین می‌توان مشارکت تیر خارج از پیوند را به عنوان عنصری برای جذب بیشتر نیروی زلزله و بهبود رفتار اتصال تیر به ستون مورد مطالعه قرار داد.

۷- مراجع

- [1] American Institute of Steel Construction (AISC), (2016), Seismic provisions for structural steel building, Chicago.
- [2] Okazaki, T. (2004), "Seismic performance of link-to-column connections in steel eccentrically braced frames", The University of Texas.
- [3] Malley, J.O. and Popov, E.P. (1984), "Shear links in eccentrically braced frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 110, pp. 2275-2295.
- [4] Engelhardt, M.D. and Popov, E.P. (1999), "On design of eccentrically braced frames", Earthquake spectra EERI, Vol. 5, pp. 495-511.
- [5] Tsai, K.C., Engelhardt, M.D., and Nakashima, M. (2000), "Cyclic performance of link to-box column connections in steel eccentrically braced frames", The First International Conference on Structural Stability and Dynamics, Taipei, Taiwan.
- [6] Richards, P. and Uang, C.-M. (2004), "Development of testing protocol for links in eccentrically braced frames", The Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.
- [7] Okazaki, T., Engelhardt, M.D., Drolas, A., Schell, E., Hong, J.-K. and Uang, C.-M. (2009), "Experimental investigation of

به این منظور ۳۵ نمونه، با قطر ۲۰ میلیمتر و طولهای $0.8D$ تا $1.25D$ تحت بارگذاری سیکلیک قرار گرفتند، خلاصه نتایج بدست آمده از ارزیابی این مدل‌ها عبارتند از:

■ حضور تیر پیوند مطابق طرح پیشنهادی، می‌تواند تسلیم شدگی در بر ستون را به تاخیر بباندازد. مشاهدات نشان داد که تیر با جان کاهش یافته توانایی بسیار مطلوبی در دور کردن مفصل پلاستیک از بر ستون را دارد. همچنین کرنش‌های پلاستیک در بر اتصال (بر اساس معیار تعریف شده) در غالب نمونه‌ها با تقریب بسیار خوبی برابر صفر است، و این موضوع نشان می‌دهد که هدف طراحی به خوبی برآورد شده و اتصال نیز به خوبی عمل می‌کند.

■ تمامی نمونه‌ها زاویه دوران پلاستیک مورد نیاز آیین‌نامه (0.02 رادیان) را به خوبی تامین می‌کنند و این موضوع بیانگر ظرفیت بالای شکل پذیری تیرهای پیوند متصل به ستون با ایده RBW است.

■ نیروی برشی و ممان خمشی بر اتصال (به جز نمونه SP21)، در لحظه دوران 0.02 رادیان نسبت به مقادیر تعریف شده آیین‌نامه ای تا ۲۰ درصد کمتر می‌باشد و این موضوع می‌تواند باعث طرح بهینه بادبند، تیر خارج پیوند و ستون که وابسته نیرویی به لینک می‌باشند، گردد.

■ شکل بازشوهای مستطیلی بلند ایجاد شده در جان باعث توزیع مفاصل پلاستیک در طول تیر (طول سوراخ‌های ایجاد شده) و استفاده حداکثری از ظرفیت‌های پلاستیک تیر و همچنین کاهش نیروهای ورودی به اتصال می‌گردد.

■ مطالعات پارامتریک نشان می‌دهد که افزایش طول بازشوهای ایجاد شده تا $1D$ کرنش‌های پلاستیک در بر اتصال را کاهش می‌دهد، افزایش فاصله b نیز باعث کاهش کرنش‌ها و احتمال شکست ترد در بر اتصال می‌گردد اما افزایش قطر سوراخ تا حداکثر مجاز تقریباً تغییر قابل توجهی در کرنش‌های ایجاد شده در نمونه‌های مشابه نشان نداده است.

■ این ایده می‌تواند گزینه مناسبی برای مقاوم سازی ساختمان‌ها در برابر زلزله و اصلاح اتصالات معمول گیردار تیر به ستون باشد. از آنجایی که معمولاً بال بالایی تیر در دال بتنی کف قرار دارد و تنها بال پایینی تیر در دسترس می‌باشد، RBW سهولت اجرایی بیشتری را نسبت به اتصالات استخوانی یا تقویت شده ایجاد می‌نماید.

■ به علت حضور سوراخ‌های ایجاد شده در ناحیه جان در



- "Behavior of steel reduced beam web (RBW) connections with archshape cut", *Advances in Structural Engineering*, Vol. 16, pp. 1645-1662.
- [11] Hedayat, A.A., Saffari, H. and Hadi, A. (2015), "Ductility of post-Northridge connections with Angelina beams", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, Vol. 169, pp. 184-209.
- [12] Hedayat, A.A. and Çelikağ, M. (2011), "Reduced beam web (RBW) connections with circular openings", *Structural Steel: Shapes and Standards, Properties and Applications*, Editor: Becker, L.M., 2011, Nova Science Publishers, Inc., pp. 1-56.
- link-to-column connections in eccentrically braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 1401-1412,
- [8] Berman, J.W., Okazaki, T. and Hauksdottir, H.O. (2010), "Reduced link sections for improving the ductility of eccentrically braced frame link-to-column connections", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 136, pp. 543-553.
- [9] Hedayat, A.A. and Celikag, M. (2009), "Post-Northridge connection with modified beam end configuration to enhance strength and ductility", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 1413-1430.
- [10] Hedayat, A.A., Saffari, H. and Mousavi, M. (2013),

پی نوشت

- ¹ Reduce beam section
² Reduce beam web
³ Modified welding moment

پایش سلامت سازه‌ها و شناسایی آسیب در آن‌ها توسط روش تبدیل موجک

سید محمدرضا مرتضوی^{۱*}، بهروز زعیم دار^۲

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

۲- کارشناس ارشد سازه، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۶۷۸۸۱۵۸۱۱، mortazavi@sru.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۷/۰۸، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۰۹/۰۶)

چکیده

تبدیل موجک یک روش مفید و جدید برای تحلیل سیگنال‌هاست. توابع موجک، ترکیبی از یک سری توابع اساسی هستند که قادر به تفکیک یک سیگنال در زمان و فرکانس می‌باشند. بنابراین، تبدیل‌های موجک قادرند بسیاری از جنبه‌های ناشناخته اطلاعات را که دیگر روش‌های تحلیل سیگنال (از جمله تبدیل فوریه) نمی‌توانستند آشکار کنند، موجب تشخیص و آشکارسازی قرار دهند. در این مقاله به معرفی یک روش غیرمخرب، کارآمد و دقیق مبتنی بر تبدیل موجک برای شناسایی آسیب در سازه‌ها پرداخته شده است. روش پیشنهادی بر پایه تحلیل سیگنال پاسخ سازه‌های آسیب دیده است. ایده اصلی آن است که با اعمال تبدیل موجک بر روی سیگنال پاسخ سازه، از روی ضرایب موجک بدست آمده، محل آسیب در سازه مشخص گردد. بدین منظور تحلیل سازه توسط نرم‌افزار ABAQUS صورت گرفته، پاسخ (تغییر مکان) سازه در امتداد محور طولی آن استخراج گشته و سپس بر روی این پاسخ تبدیل موجک از طریق جعبه‌ابزار موجک نرم‌افزار MATLAB اعمال گشته و شناسایی آسیب در سازه مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج تحلیل موجک نشان می‌دهد که گراف‌های ضرایب موجک در نزدیکی محل آسیب افزایش قابل توجهی دارند. یک تغییر ناگهانی یا پیک در گراف ضرایب موجک می‌تواند موقعیت ترک را شناسایی کند. بر پایه نتایج بدست آمده از شبیه‌سازی‌ها، به نظر می‌رسد روش تبدیل موجک می‌تواند یک جایگزین مناسب برای روش‌های کلاسیک شناسایی آسیب سازه‌ای مانند تبدیل فوریه باشد.

واژگان کلیدی

موجک، پایش سلامت سازه، شناسایی آسیب، پردازش سیگنال، روش‌های غیرمخرب

Structural health monitoring and damage detection of structures by wavelet-based method

S.M.R. Mortazavi, B. Zaeimdar

Abstract

Wavelet transform is a new and useful method for signal analysis. Wavelet function is a composition of basic functions which can separate a signal in time and frequency. Therefore, wavelet transforms are capable of detecting many of unknown aspects of information which can not be detected through other methods. A wavelet-based nondestructive method for damage detection in structures that is effective and accurate is presented in this text. The proposed method is based on the analysis of the response signal of damaged structures. The main idea is to extract the damage location from the coefficients of the wavelet transform applying on the signals coming from the structural responses. After analysis of the structure by ABAQUS software, displacement response of structure was extracted along its longitudinal axis. Afterwards, the response was used for the wavelet analysis by the wavelet toolbox of the MATLAB software and the detection of damage in the structures was investigated. The results of wavelet analysis showed that the wavelet coefficients plots have considerable rise at or around the damage location. A sudden change or peak on the wavelet coefficients plot can indicate the location of a crack. Based on the obtained simulation results, it appears that this method can provide an advantageous alternative to classical methods for structural damage detection, such as Fourier transform.

Keywords

Wavelet, Structural health monitoring, Damage detection, Signal processing, Nondestructive methods

آسیب‌دیده استخراج می‌گردد که منجر به ترسیم منحنی‌های مربوطه می‌شود. سپس منحنی بدست آمده به صورت یک سیگنال فرض می‌گردد و تابع موجک مادر مناسبی انتخاب شده و تبدیل موجک توسط نرم‌افزار برنامه‌نویسی MATLAB بر روی آن اعمال می‌شود [۶]. با توجه به تعریف ریاضی تبدیل موجک، وجود تغییر ناگهانی و یا یک پیک در ضرایب ویولت می‌تواند نشانگر محل ترک و یا تغییرات در مشخصات مکانیکی سازه باشد.

۲- مبانی ریاضی تبدیل موجک

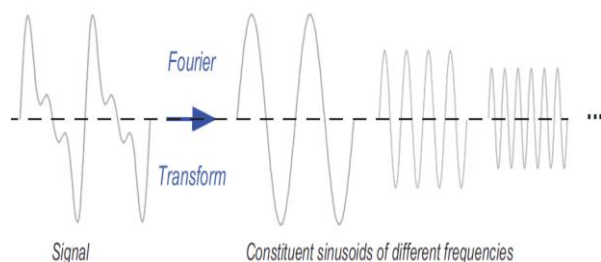
تبدیل فوریه (نامیده شده به اسم ریاضیدان فرانسوی ژوزف فوریه) یک تبدیل انتگرالی است که هر تابع $f(t)$ را به یک تابع دیگر $F(\omega)$ منعکس می‌کند. در این صورت، به $F(\omega)$ تبدیل فوریه تابع $f(t)$ می‌گویند. حالت خاص تبدیل فوریه، سری فوریه نام دارد و آن زمانی کاربرد دارد که تابع $f(t)$ متناوب باشد، یعنی به عبارت دیگر رابطه $f(t+T) = f(t)$ برقرار باشد. چنانچه تابع متناوب نباشد و یا به عبارتی تناوب آن برابر بی‌نهایت باشد ($T \rightarrow \infty$)، از سری فوریه عبارت زیر بدست می‌آید که تبدیل فوریه نامیده می‌شود [۷].

$$F(\omega) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} f(t)e^{-i\omega t} dt \quad (1)$$

تبدیل فوریه معکوس نیز به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$f(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{+\infty} F(\omega)e^{i\omega t} d\omega \quad (2)$$

ژوزف فوریه ریاضیدان فرانسوی نشان داد که هر تابع پریودیک می‌تواند به فرم مجموعه‌ای نامتناهی از توابع نمایی مختلط پریودیک بیان شود (شکل (۱)).



شکل ۱- نمایش یک سیگنال به صورت سینوسی‌هایی حاوی فرکانس‌های مختلف

سال‌ها بعد از این یافته علمی مهم، ایده وی به توابع غیر پریودیک نیز بسط داده شد. در قرن بیستم، الگوریتم

رویکرد نظارت بر شرایط سازه در دهه‌های اخیر اصطلاحاً پایش سلامت سازه‌ای (Structural Health Monitoring) نام گرفته است. روش‌های پایش سلامت سازه‌ها (SHM) موضوع تحقیقات پر دامنه‌ای است که تاکنون انجام شده است. در سال‌های اخیر نیز برای توسعه سیستم‌های قابل اعتماد و بهینه SHM کوشش‌های فراوانی شده است [۱]. به طور کلی، SHM به صورت زیر تعریف می‌شود: گردآوری، ارزشیابی و تحلیل اطلاعات تکنیکی به منظور تسهیل در تصمیم‌گیری‌های مدیریتی در طول عمر سازه. به طور کلی تمامی روش‌های SHM نیازمند اندازه‌گیری کمیت‌های خاصی از پاسخ سازه است که به نوبه خود برای پیش‌بینی وضعیت سازه بکار می‌روند. پارامترهایی که به طور معمول در SHM و روش‌های تشخیص آسیب بکار می‌روند عبارتند از پاسخ‌های استاتیکی (تغییر شکل یا خیز سازه) و پاسخ‌های دینامیکی سازه (فرکانس سازه، شکل مود ارتعاشی، نسبت میرایی، سرعت یا شتاب نقاط و ...). پس از اندازه‌گیری پارامترهای فوق و جمع‌آوری داده‌های مورد نیاز، بسته به نوع هدفی که دنبال می‌شود روی داده‌ها تحلیل‌های متنوعی از جمله تبدیل فوریه و تبدیل موجک می‌تواند انجام گیرد [۲].

تبدیل موجک یک روش مفید و جدید برای تحلیل سیگنال‌هاست. توابع موجک، ترکیبی از یک سری توابع اساسی هستند که قادر به تفکیک یک سیگنال در زمان (یا مکان) و فرکانس (یا مقیاس) می‌باشند. بنابراین، تبدیل‌های موجک قادرند بسیاری از جنبه‌های ناشناخته اطلاعات را که دیگر روش‌های تحلیل سیگنال (از جمله تبدیل فوریه) نمی‌توانستند آشکار کنند، موجب تشخیص و آشکارسازی قرار دهند [۳]. هدف از پژوهش حاضر بکارگیری روش تبدیل موجک به منظور شناسایی آسیب در المان‌های سازه‌ای است. با توجه به اینکه روش تحلیل بر پایه تبدیل موجک قابلیت شناسایی تغییرات ناگهانی، نقاط شکست و یا ناپوستگی در سیگنال‌ها را دارد، اگر منحنی شکل مودی یا خیز استاتیکی یک سازه را به عنوان یک سیگنال فرض کنیم، می‌توان تبدیل موجک را بر روی این سیگنال اعمال کرد [۴ و ۵]. بدین ترتیب وجود تغییرات ناگهانی و یا یک پیک در ضرایب ویولت می‌تواند نشانگر محل ترک و یا تغییرات در مشخصات مکانیکی سازه باشد. بدین منظور مطالعه بر روی المان‌های سازه‌ای دارای آسیب صورت می‌پذیرد. ابتدا توسط نرم‌افزار اجزا محدود ABAQUS، سازه آسیب‌دیده مدل‌سازی شده و پس از اعمال بارگذاری و تحلیل آن، تغییر شکل استاتیکی المان سازه‌ای

جدیدی موسوم به تبدیل سریع فوری (STFT) ارائه شد که باعث کارآمدی بیشتر تبدیل فوری گشت. در حقیقت تبدیل فوری یک تکنیک ریاضی (نگاشت) برای تغییر دیدگاه ما از سیگنال بر پایه زمان (Time-based) به سیگنال بر پایه فرکانس (Frequency-based) است. این موضوع در شکل (۲) نشان داده شده است.



شکل ۲- تبدیل فوری، یک تکنیک ریاضی (نگاشت) برای تغییر دیدگاه ما از سیگنال بر پایه زمان به سیگنال بر پایه فرکانس

نظریه فوریه تصویری بهتر از تجزیه توابع به دنیای ریاضی ارائه کرد و مدت‌ها هم یک‌تاز میدان تجزیه داده‌ها در دنیای علم بود. اما در همان سال‌ها تحقیقات وسیعی درباره همگرایی سری فوریه و پایه‌های متعامد برای توابع انجام شد و همان‌طور که اشاره خواهیم کرد، خواهیم دید از همین‌جا کم‌کم ناتوانی تبدیل فوریه در تجزیه سیگنال‌ها آشکار شد و بدین ترتیب تحلیل مقیاسی جای تحلیل فرکانسی را گرفت. تحلیل مقیاسی به این صورت انجام می‌گرفت که یک تابع ساده را به‌عنوان موجک پایه در نظر گرفته و سعی می‌کرد با فشردن و کشیدن نمودار تابع در جهت طول‌ها و عرض‌های مشابه اجزاء مختلف سیگنال را بسازد. حداقل برتری این روش این است که نسبت به نویز از حساسیت کمتری برخوردار است چون به‌طور میانگین شباهت موجک پایه را در مقیاس‌های مختلف با اجزاء سیگنال اندازه می‌گیرد.

تبدیل موجک یک نگاشت است که به کمک آن می‌توان اطلاعات نهان در یک سیگنال را آشکار کرد. تبدیل موجک یک تبدیل ریاضی است که چنانچه بر تابع (سیگنال) دلخواهی مثل $f(t)$ عمل کند، نقاط گسستگی و یا محل تغییر شیب‌های ناگهانی آن تابع (سیگنال) را هرچقدر هم که کوچک و نامشهود باشند، به نحو بارز و چشم‌گیری تقویت و بزرگنمایی می‌کند به‌صورتی که با یک واریسی ساده، می‌توان محل این ناپوستگی‌ها را شناسایی کرد. در این محث تنها به ذکر مطالب اساسی از نظریه‌های ریاضی که در ادامه کار نیازمند آن هستیم اکتفا شده و از پرداختن به اثبات قضایای ریاضی و موضوعات غیرضروری

پرهیز شده است.

تابع موجک، تابعی است که دو ویژگی مهم را دارا باشد؛ نوسانی بودن و کوتاه بودن. اگر $\psi(x)$ تابع موجک باشد آنگاه تبدیل فوری آن‌که با $\Psi(x)$ نمایش داده می‌شود باید شرط زیر را ارضا کند:

$$\int_0^{+\infty} \frac{|\Psi(\omega)|^2}{\omega} d\omega < +\infty \quad (۳)$$

این شرط با عنوان شرط پذیرفتگی برای موجک $\psi(x)$ شناخته می‌شود. رابطه فوق را می‌توان معادل با فرمول زیر دانست (به عبارت دیگر برای اینکه موجک شرط بالا را داشته باشد، باید معادله زیر برقرار باشد):

$$\int_{-\infty}^{+\infty} \psi(x) dx = 0 \quad (۴)$$

$\psi(x)$ تابع موجک مادر است که توابع مورد استفاده در تحلیل با دو عمل ریاضی انتقال و مقیاس در طول سیگنال مورد تحلیل، تغییر اندازه و محل می‌یابند (رابطه (۵)).

$$\psi_{a,b}(x) = \frac{1}{\sqrt{a}} \psi\left(\frac{x-a}{a}\right) \quad (۵)$$

در نهایت ضرایب موجک در هر نقطه از سیگنال (b) و برای هر مقدار از مقیاس (a) با رابطه (۶) قابل محاسبه است [۷]:

$$CWT_{f,\psi}(a,b) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) \psi\left(\frac{x-a}{a}\right) dx = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) \psi_{a,b} dx \quad (۶)$$

چنانچه در رابطه (۶) مشاهده می‌شود، سیگنال تبدیل یافته تابعی از دو متغیر a و b می‌باشد. b پارامتر انتقال و a پارامتر مقیاس است. حاصل این فرمول به ازای هر a و b معین، مقداری به دست می‌دهد که ضرایب پیوسته موجک نامیده می‌شود.

در پردازش سیگنال از فرم دیگری از تبدیل موجک با نام تبدیل موجک گسسته نیز استفاده می‌شود. بر خلاف تبدیل موجک پیوسته که در آن پارامترهای مقیاس و انتقال به‌صورت پیوسته تغییر می‌کنند، در تبدیل موجک گسسته پارامترهای انتقال و مقیاس به‌طور غیر پیوسته انتخاب می‌شوند، به‌طوری که:

$$a = 2^{-j}, \quad b = 2^{-j}k \quad (۷)$$

که در آن j و k اعداد صحیح هستند. در نتیجه با جایگذاری مقادیر فوق به‌جای a و b در رابطه (۵) خواهیم داشت:

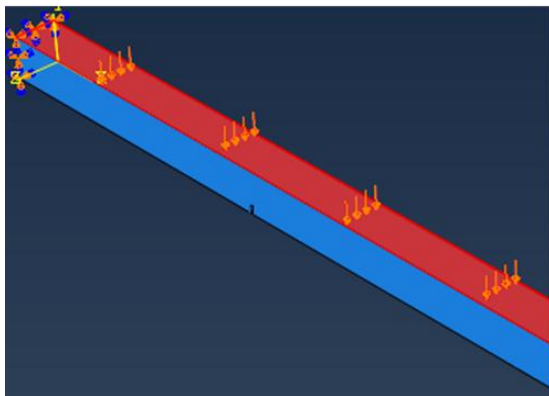
$$\psi_{j,k}(x) = 2^{j/2} \psi(2^j x - k) \quad (۸)$$

نسبت پواسون	ν	۰/۳	---
-------------	-------	-----	-----

۳-۲- تحلیل استاتیکی تیر

تیر نشان داده شده در شکل (۳) در راستای طولی خود به ۳۰۰ المان محدود تقسیم شده و ترکی در فاصله $\frac{L}{4}$ از تکیه‌گاه چپ (منطبق بر گره شماره ۷۶) به عرض ۶ mm و عمق ۲۰ mm در تیر تعبیه می‌شود. بار گسترده یکنواخت به شدت 2000 kN/m^2 بر روی سطح فوقانی تیر اعمال می‌شود. مشخصات هندسی و مکانیکی تیر مانند جدول (۱) در نظر گرفته شده است. در این مرحله تیر را با شرایط ذکر شده، در نرم‌افزار اجزاء محدود ABAQUS مدل‌سازی می‌کنیم. علت انتخاب سیگنال استاتیکی (خیز استاتیکی یک تیر) آن است که در واقعیت و پیاده‌سازی در ابعاد واقعی، تهیه یک سیگنال استاتیکی در مقایسه با یک سیگنال دینامیکی (به عنوان مثال شکل مود یک تیر) بسیار ساده و کم هزینه‌تر از تهیه پاسخ‌های دینامیکی آن است.

شکل (۴) مدل ترسیم شده و بارگذاری شده و شکل (۵) کانتور تغییر شکل تیر دو سر گیردار تحت بار مفروض را نمایش می‌دهد. کانتور تغییر مکان در این شکل به صورت گرافیکی نمایش داده شده است. با توجه به اینکه مقادیر طول را به هنگام مدل‌سازی بر حسب میلی‌متر وارد کردیم، تغییر مکان نقاط نیز بر حسب میلی‌متر بدست خواهد آمد. ذکر این مطلب نیز خالی از لطف نیست که در این شکل تغییر فرمی که مشاهده می‌شود به ظاهر غیرقابل انتظار است که این امر بدان علت است که تغییر فرم مذکور با مقیاس بسیار بزرگ ($11/68$) برابر حالت عادی) نمایش داده شده است که این امر به منظور درک بهتر خواننده از حالت تغییر شکل تیر است.



شکل ۴- مدل سازی تیر در نرم افزار ABAQUS

با تعریف یک Path در ABAQUS، گره‌های نقاط وجه

با ساده‌سازی روابط فوق در نهایت تبدیل موجک گسسته

سیگنال $f(x)$ از رابطه (۹) بدست خواهد آمد [۷]:

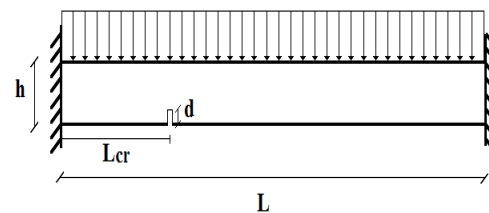
$$C_{f,\psi}(j, k) = 2^{-j/2} \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) \psi(2^{-j}x - k) dx = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) \psi_{j,k}(x) dx \quad (9)$$

۳- شناسایی آسیب در سازه

تبدیل‌های موجک قابلیت استخراج ویژگی‌هایی از سیگنال‌ها را دارند که در حالت عادی در خود سیگنال قابل مشاهده نیست. در این بخش نشان داده می‌شود که سیگنال پاسخ استاتیکی یک سازه آسیب‌دیده (مانند تیر) حاوی اطلاعات کافی برای شناسایی آسیب مورد نظر است. سیگنال پاسخ استاتیکی تیر که از روش اجزاء محدود با بکارگیری نرم‌افزار ABAQUS محاسبه می‌شود توسط روش تبدیل موجک گسسته تحلیل شده و بدین ترتیب از روی گراف بدست آمده از تبدیل موجک، محل آسیب شناسایی می‌گردد.

۳-۱- شناسایی آسیب در تیر دو سر گیردار

در این بخش روش تبدیل موجک را روی سیگنال پاسخ یک تیر با دو تکیه‌گاه گیردار که تحت بارگذاری استاتیکی قرار دارد پیاده می‌کنیم. تیر مورد نظر به صورت شماتیک در شکل (۳) نشان داده شده است و مشخصات هندسی و مکانیکی آن در جدول (۱) قابل مشاهده است.



شکل ۳- نمایش تیر دو سرگیردار دارای ترک به صورت شماتیک

جدول ۱- مشخصات هندسی تیر

مشخصات هندسی	نماد	مقدار	دیمانسیون
طول	L	۳۰۰۰	mm
عرض	w	۱۰۰	mm
ارتفاع	h	۱۰۰	mm
مدول الاستیسیته	E	۲۰۰	GPa
چگالی	ρ	۷۸۶۰	kg/m ³



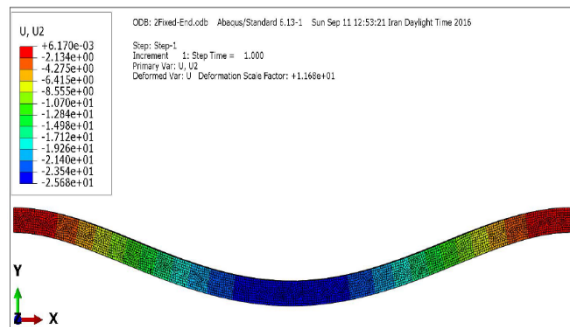
روش تبدیل موجک (که در فصل دوم به صورت مبسوط شرح داده شد) می‌توان از روی همین نمودار ساده، محل آسیب را با دقت بسیار بالا مشخص کرد. بدین منظور به سراغ جعبه‌ابزار موجک از نرم‌افزار MATLAB می‌رویم.

۳-۳- اعمال تبدیل موجک روی سیگنال پاسخ استاتیکی تیر
در این بخش از ابزار تبدیل موجک برای شناسایی آسیب از روی منحنی پاسخ تیر استفاده می‌کنیم. به عبارت دیگر منحنی پاسخ استاتیکی تیر (شکل (۷)) را یک سیگنال فرض کرده و با بهره‌گیری از جعبه‌ابزار موجک در نرم‌افزار MATLAB، سیگنال را مورد پردازش قرار داده و روی آن تبدیل موجک را انجام می‌دهیم. در ادامه خواهیم دید با توجه به ویژگی‌های بیان شده درباره تبدیل موجک، محل‌هایی که بیشینه قدر مطلق ضرایب موجک مشاهده می‌شود ناپیوستگی‌های سیگنال مشخص خواهند شد. تغییرات ناگهانی (وجود یک پیک) در نمودار توزیع ضرایب موجک نشانگر وجود یک اختلال در آن ناحیه از سیگنال است. این اختلال می‌تواند محل آسیب را مشخص کند. البته به علت ناپیوستگی سیگنال در تکیه‌گاه‌ها، اختلال در این نقاط نیز مشاهده خواهد شد. حال اگر اختلال مشاهده شده در ضرایب موجک ناشی از یک عامل شناخته شده (به‌عنوان مثال اختلال ناشی از ناپیوستگی‌های هندسی ایجاد شده در تکیه‌گاه) نباشد، در آن صورت باید به وجود ترک در آن ناحیه از تیر حساس شد.

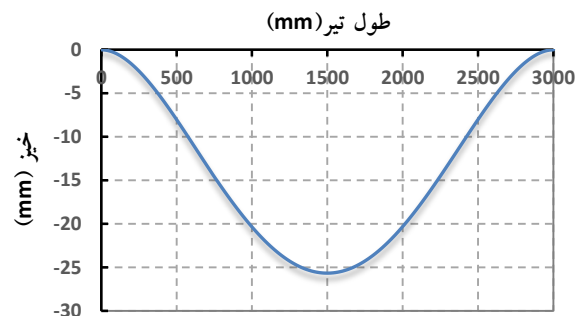
موجک‌های مادر متنوعی جهت استفاده در تحلیل موجک موجود هستند و انتخاب نوع موجک مناسب در رسیدن به نتایج مطلوب تاثیر به‌سزایی دارد. به‌طور کلی فرآیند انتخاب موجک مناسب با سعی و خطا صورت می‌گیرد اگرچه با توجه به نوع سیگنال مورد بررسی، شکل تابع موجک و خاصیت لنگرهای محو‌شونده آن، می‌توان بعضی موجک‌ها که احتمال رسیدن به جواب آن‌ها بالاتر است را شناسایی کرد. سعی نگارنده بر آن بوده تا با استفاده از فرآیند سعی و خطا و همچنین مطالعات گسترده‌ای که در کارهای پیشین داشته مناسب‌ترین موجک‌هایی که منجر به جواب‌های مطلوب می‌شوند را در تحلیل‌ها استفاده کند. به‌منظور ایجاز سخن از آوردن نتایج همه موجک‌هایی که برای تحلیل مناسب نبوده‌اند صرف نظر شده است و فقط جهت مقایسه به چند مورد اشاره و اکتفا شده است.

۳-۳-۱- استفاده از موجک‌های خانواده دایچیز
در این بخش از خانواده توابع موجک دایچیز [۸] برای اعمال تبدیل موجک گسسته بر روی خیز استاتیکی تیر که در بخش

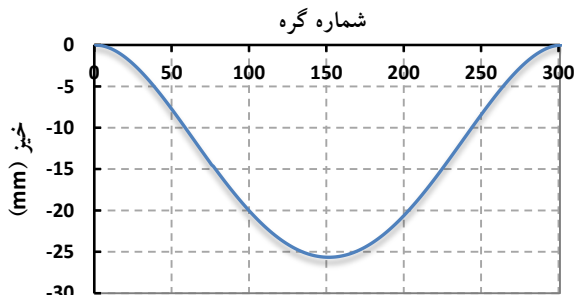
تحتانی تیر را انتخاب می‌کنیم و نمودار تغییر شکل تیر از روی جابجایی این نقاط را ترسیم می‌کنیم که این موضوع در شکل (۶) نمایش داده شده است. در این شکل محور عمودی نمایانگر خیز تیر (تغییر مکان در راستای قائم) و محور افقی امتداد طول تیر را نشان می‌دهد. شکل (۷) نیز همانند شکل (۶) خیز تیر در راستای طول آن را نشان می‌دهد با این تفاوت که محور افقی آن شماره گره‌ها را نمایش می‌دهد.



شکل ۵- نمودار تغییر شکل تیر دو سر گیردار پس از تحلیل



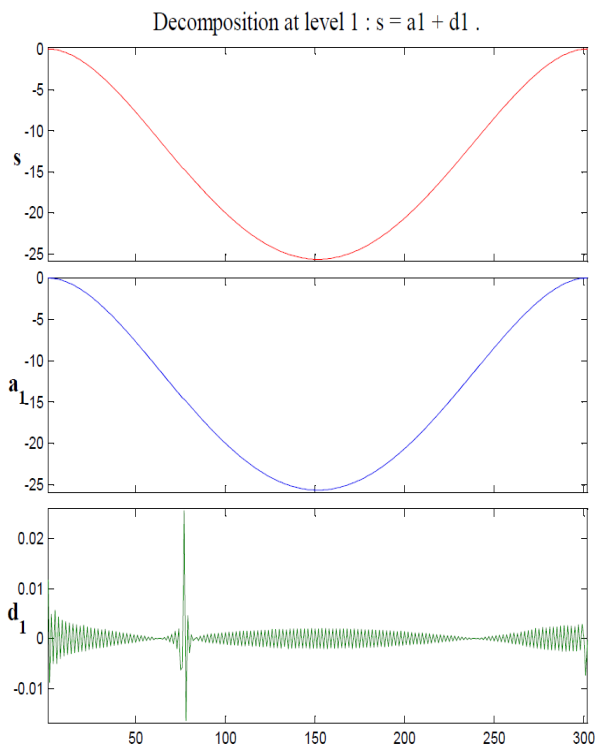
شکل ۶- نمودار تغییر شکل تیر دو سر گیردار پس از تحلیل



شکل ۷- نمودار تغییر شکل (خیز) تیر بر حسب شماره گره‌ها

همان‌گونه که در شکل (۶) و (۷) نیز مشاهده می‌شود، در محل وجود ترک تغییری در نمودار خیز تیر دیده نمی‌شود و منحنی ظاهراً یکپوخت است اما در ادامه خواهیم دید توسط

یک پیک) در نمودار توزیع ضرایب موجک نشانگر وجود یک اختلال در آن ناحیه از سیگنال است.



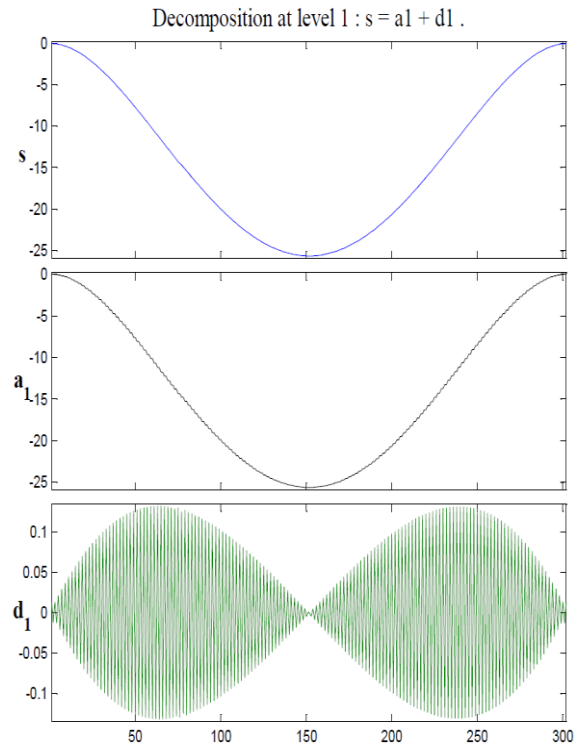
شکل ۹- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک db2

با توجه به اینکه طول سیگنال مورد بررسی محدود است ولی در رابطه تبدیل موجک، انتگرال‌گیری از بازه $(-\infty, +\infty)$ انجام می‌شود لذا در محل تکیه‌گاه‌ها نیز شاهد افزایش ضرایب موجک هستیم که این امر طبیعی است و در صورت لزوم می‌توان با راهکارهایی (به عنوان مثال افزایش طول سیگنال به صورت برون‌یابی) این اثرات را از محدوده مورد بررسی خارج کرد. نکته دیگری که در شکل (۹) به چشم می‌خورد وجود نویز در ضرایب موجک است که در ادامه خواهیم دید با انتخاب موجک‌های مناسب‌تر این نویزها به حداقل خود خواهند رسید.

با توجه به اینکه جزء تقریب (Approximation) سیگنال در تحلیل‌ها تفاوت چندانی با هم نمی‌کند و برای ما هم استفاده‌ای به دنبال ندارد و آنچه (یافتن محل آسیب) که ما در جستجوی آن هستیم جزو فرکانسی بالا و در جزئیات سیگنال (Details) یافت می‌شود، در تصاویر آتی که از تحلیل‌های دیگر گذاشته شده فقط سیگنال جزئیات ترسیم شده و از تکرار شکل تقریب سیگنال (Approximate) اجتناب به عمل آمده است. در ادامه نتایج تحلیل توسط سایر موجک‌های خانواده دابچیز در شکل‌های (۱۰) تا (۱۷) آورده شده است.



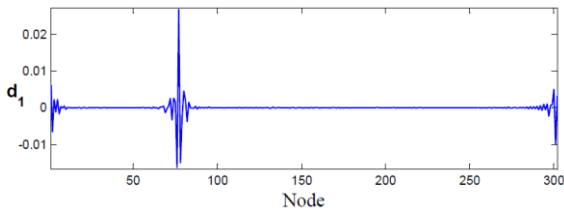
گذشته بدست آمد استفاده می‌شود. شکل (۸) تبدیل موجک گسسته را با استفاده از موجک آنالیزر db1 بیان می‌کند. همان‌طور که در شکل مشخص است سیگنال خیز تیر به دو بخش Approximate (a1) و Detail (d1) تجزیه شده است و از روی این شکل محلی برای وجود ترک احساس نمی‌شود و نتیجه آنکه این موجک برای تحلیل مناسب نبوده و صرفاً برای این بیان شد تا خواننده درک بهتری از اهمیت انتخاب موجک مناسب برای تحلیل داشته باشد.



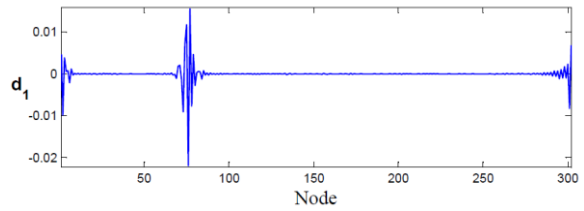
شکل ۸- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک db1

در شکل (۹) موجک آنالیزر db2 برای اعمال تبدیل موجک گسسته بر روی خیز تیر استفاده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود سیگنال خیز تیر به دو بخش تقریب (a1) و جزئیات (d1) تفکیک شده است. با توجه به اینکه یک ترک همیشه جزو فرکانسی بالا است لذا همواره باید در ضرایب جزئیات به دنبال آن بود. همان‌طور که در شکل (۹) مشاهده می‌کنید در بخش جزئیات (d1) محل ترک به خوبی قابل مشاهده است.

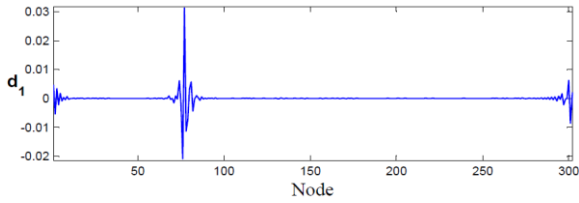
همان‌طور که قبلاً گفته شد محل‌هایی که بیشینه قدر مطلق ضرایب موجک مشاهده می‌شود ناپیوستگی‌های سیگنال مشخص خواهند شد. به عبارت دیگر تغییرات ناگهانی (وجود



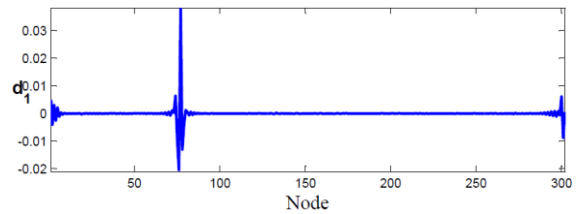
شکل ۱۶- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک db9



شکل ۱۰- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک db3



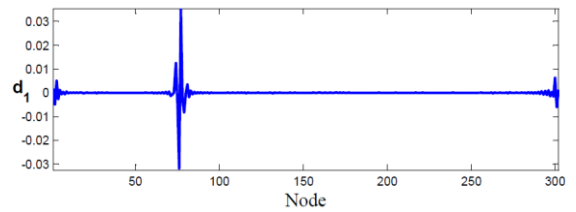
شکل ۱۷- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک db10



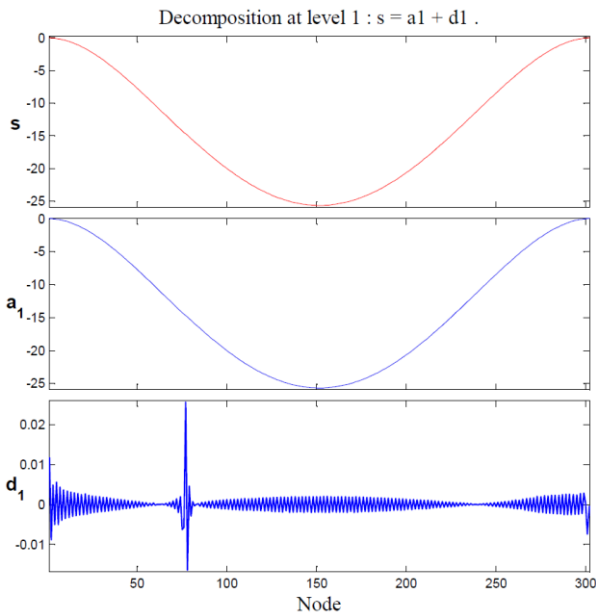
شکل ۱۱- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک db4

۳-۳-۲- استفاده از موجک‌های خانواده سیملت

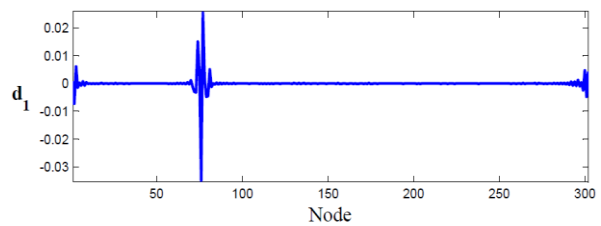
در این بخش از خانواده توابع موجک سیملت [۹] برای اعمال تبدیل موجک گسسته بر روی خیز استاتیکی تیر که در بخش گذشته بدست آمد استفاده می‌شود (شکل‌های (۱۸) تا (۲۴)).



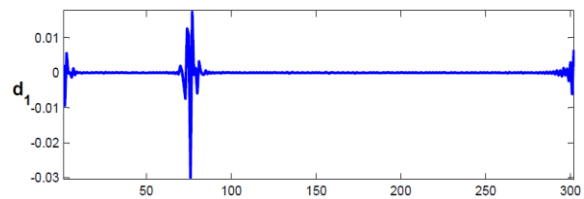
شکل ۱۲- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک db5



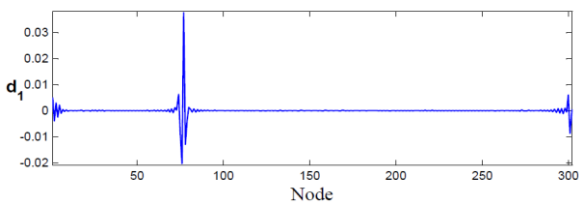
شکل ۱۸- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک sym2



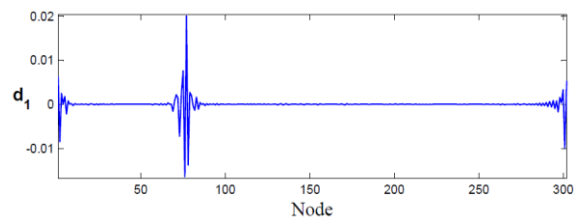
شکل ۱۳- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک db6



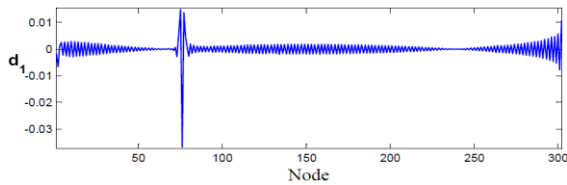
شکل ۱۴- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک db7



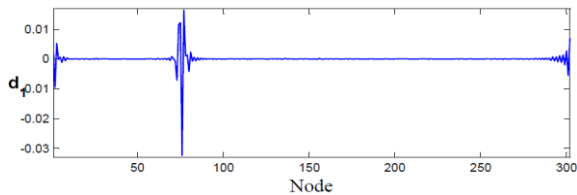
شکل ۱۹- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک sym3



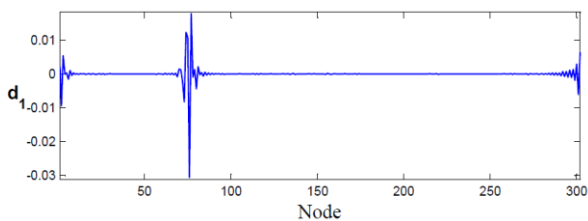
شکل ۱۵- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک db8



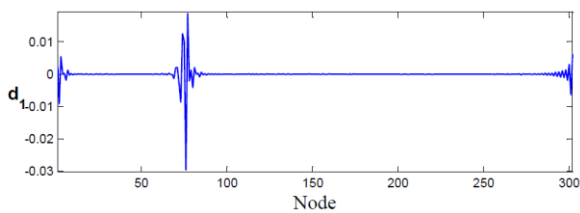
شکل ۲۵- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک coif1



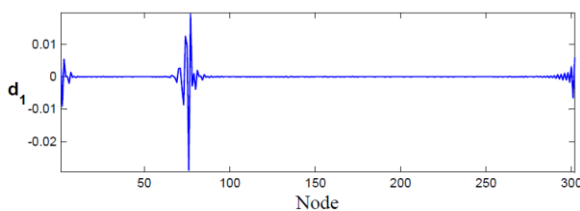
شکل ۲۶- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک coif2



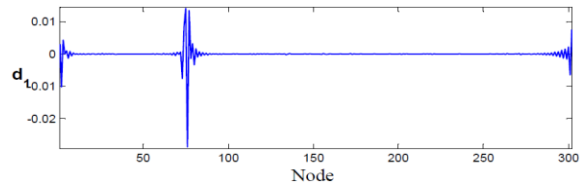
شکل ۲۷- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک coif3



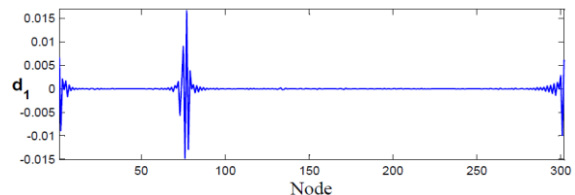
شکل ۲۸- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک coif4



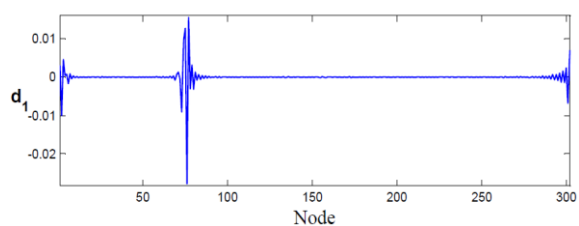
شکل ۲۹- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک coif5



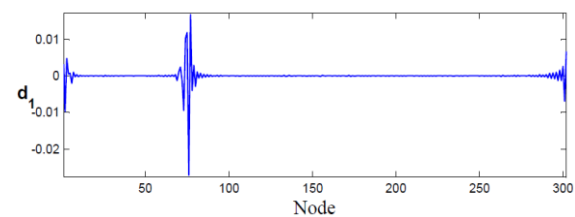
شکل ۲۰- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک sym4



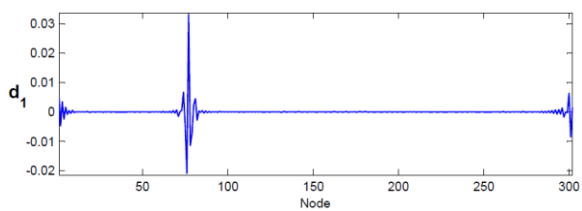
شکل ۲۱- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک sym5



شکل ۲۲- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک sym6



شکل ۲۳- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک sym7



شکل ۲۴- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک sym8

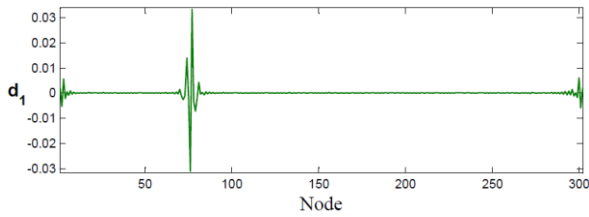
۳-۳-۴- استفاده از موجک‌های خانواده Biorthogonal

در این بخش از خانواده توابع موجک Biorthogonal [۱۱] برای اعمال تبدیل موجک گسسته بر روی خیز استاتیکی تیر که در بخش گذشته بدست آمد استفاده می‌شود (شکل‌های (۳۰) تا (۳۷)).

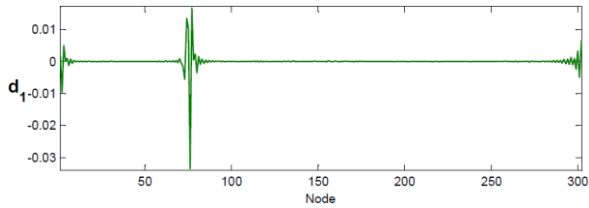
۳-۳-۳- استفاده از موجک‌های خانواده کویفلت

در این بخش از خانواده توابع موجک کویفلت [۱۰] برای اعمال تبدیل موجک گسسته بر روی خیز استاتیکی تیر که در بخش گذشته بدست آمد استفاده می‌شود (شکل‌های (۲۵) تا (۲۹)).

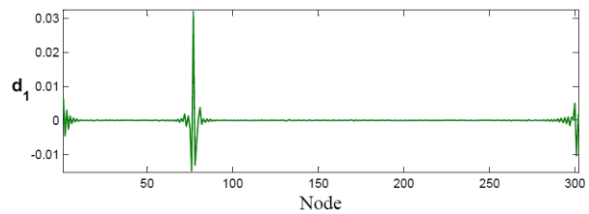




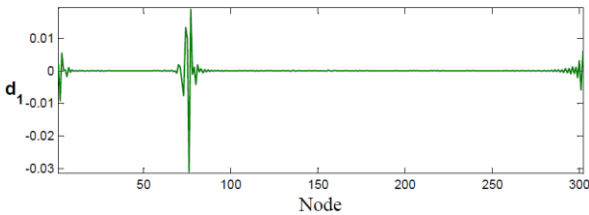
شکل ۳۵- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک bior3.9



شکل ۳۶- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک bior4.4



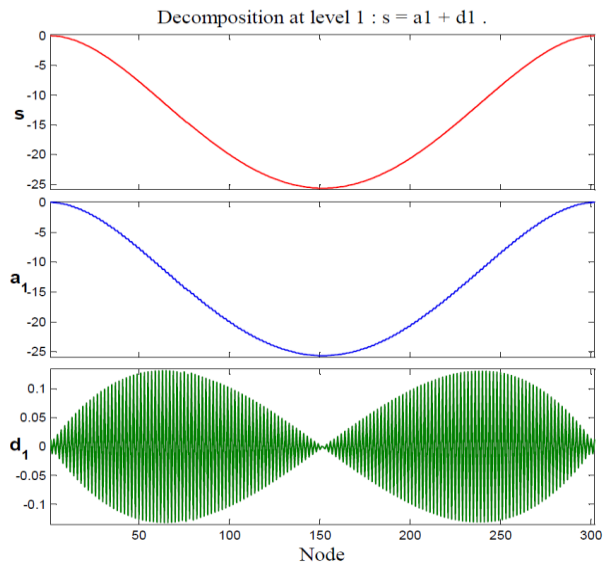
شکل ۳۷- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک bior5.5



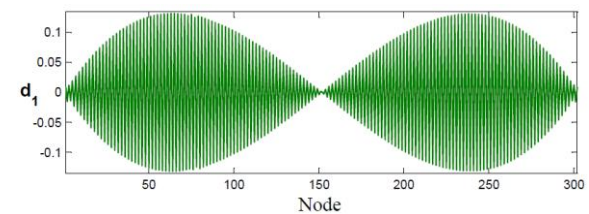
شکل ۳۸- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک bior6.8

۶- نتیجه گیری

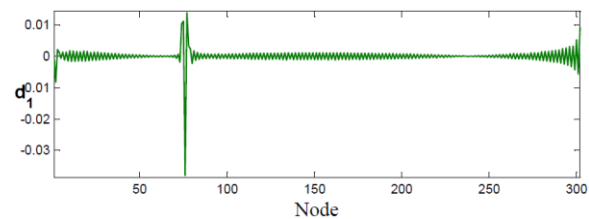
تبدیل‌های موجک قادرند بسیاری از جنبه‌های ناشناخته اطلاعات را که دیگر روش‌های تحلیل سیگنال (از جمله تبدیل فوریه) نمی‌توانستند آشکار کنند، موجب تشخیص و آشکارسازی قرار دهند. تبدیل موجک از ابزارهای قدرتمند تشخیص ترک به شمار می‌آید که می‌تواند در مسائل مهندسی کاربردهای فراوانی داشته باشد. قابلیت این روش در تشخیص ناپیوستگی‌ها نمایان است که از روی گراف ضرایب موجک به صورت اغتشاش قابل تشخیص است. با توجه به ویژگی‌های بیان شده درباره تبدیل موجک، محلهایی که بیشینه قدر مطلق ضرایب موجک مشاهده می‌شود ناپیوستگی‌های سیگنال مشخص خواهند شد. تغییرات ناگهانی (وجود یک پیک) در نمودار توزیع ضرایب موجک نشانگر وجود یک اختلال در آن ناحیه از سیگنال است. حال اگر



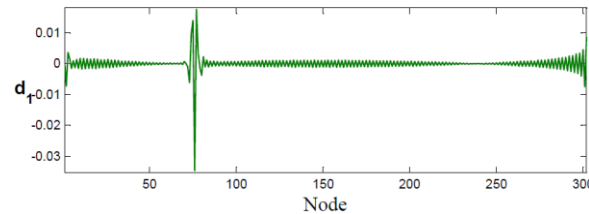
شکل ۳۰- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک bior1.1



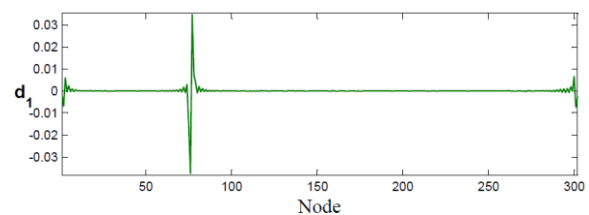
شکل ۳۱- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک bior1.3



شکل ۳۲- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک bior2.2



شکل ۳۳- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک bior2.6



شکل ۳۴- تبدیل موجک گسسته روی خیز تیر توسط موجک bior3.1

گراف ضرایب موجک را بپوشاند که در این صورت تداخل تاثیر اغتشاشات ناشی از آسیب و اغتشاشات تکیه‌گاهی مانع از شناسایی ترک خواهد شد. این موضوع که حداقل چه تعداد گره برای استخراج پاسخ استاتیکی نیاز است تا امکان شناسایی محل آسیب فراهم باشد خود از موضوعات جالب توجه است. با توجه به اینکه در عمل و کارهای آزمایشگاهی هرچه تعداد نقاط نمونه‌برداری بیشتر باشد اینکار مستلزم صرف وقت، انرژی و هزینه بالاتری است، تعیین حداقل تعداد مناسب نقاط جهت برداشت پاسخی که بتوان از روی آن محل آسیب را شناسایی کرد امری مهم و البته جالب به نظر می‌رسد.

موقعیت برداشت داده‌ها از تیر در قدرت شناسایی ترک موثر است. به این ترتیب که هر اندازه موقعیت ترک و برداشت داده به هم نزدیک باشد، امکان شناسایی ترک بالاتر است. با بررسی انواع موجک‌ها در مقیاس‌های مختلف، متوجه شدیم موجک‌هایی همچون موجک db1 و برخی از موجک‌های خانواده Biorthogonal (مانند Bior1.1، Bior1.3) در شناسایی آسیب عملکرد مطلوبی ندارند و استفاده از آن‌ها در شناسایی آسیب مفید واقع نشده است.

با بررسی انواع موجک‌ها در مقیاس‌های مختلف، موجک‌های خانواده دابچیز (db3 الی db10)، موجک‌های خانواده سیملت (Sym3 تا Sym8)، موجک‌های خانواده کوئفلت (Coif2 تا Coif5) و موجک‌های خانواده Biorthogonal (Bior3.1 تا Bior6.8) به عنوان موجک‌های مفید در تشخیص ترک معرفی می‌شوند که البته بسته به نوع سیگنال مورد بررسی، هر یک از آن‌ها می‌تواند نسبت به دیگری نقاط قوت یا ضعف داشته باشد.

بر پایه نتایج بدست آمده از شبیه‌سازی‌ها، به نظر می‌رسد روش تبدیل موجک می‌تواند یک جایگزین مناسب برای روش‌های کلاسیک شناسایی آسیب سازه‌ای مانند تبدیل فوریه باشد.

۷- مراجع

- [1] Geetha, K.G., Ravi, N.B., Chakraborty, N., Ukirde, K.C., Kamalakar, G.S. and Mahapatra, D.R. (2015), "Damage detection sensitivity, specificity and classification data analysis for SHM systems design, verification and validation", Destech Publications, INC.
- [2] Das, S., Saha, P. and Patro, S.K. (2016), "Vibration-based damage detection techniques used for health monitoring of structures: A review", Journal of Civil Structural Health Monitoring, Vol. 6, pp. 477-507.
- [3] Broughton, S.A. and Bryan, K. (2018), "Discrete Fourier

اختلال مشاهده شده در ضرایب موجک ناشی از یک عامل شناخته شده (به‌عنوان مثال اختلال ناشی از ناپیوستگی‌های هندسی ایجاد شده در تکیه‌گاه‌ها یا محل اتصالات) نباشد، در آن صورت باید به وجود آسیب در آن ناحیه حساس شد.

در این مقاله به معرفی روش تبدیل موجک و نحوه شناسایی آسیب در سازه‌ها (برای نمونه یک تیر دو سر گیردار) پرداختیم. مشاهده شد که روش تبدیل موجک یک روش موثر و دقیق برای شناسایی آسیب در سازه است. ایده اصلی آن است که با اعمال تبدیل موجک بر روی سیگنال پاسخ سازه، از روی گراف ضرایب موجک بدست آمده، محل آسیب در سازه مشخص گردد. بدین منظور تحلیل سازه توسط نرم‌افزار ABAQUS صورت گرفته، پاسخ (تغییر مکان) سازه در امتداد محور طولی آن استخراج گشته و سپس بر روی این پاسخ تحلیل موجک از طریق جعبه‌ابزار موجک نرم‌افزار MATLAB اعمال گشته و شناسایی آسیب در سازه مورد بررسی قرار گرفته است. در این راستا از المان سازه‌ای تیر دو سر گیردار فولادی آسیب دیده استفاده شده و از تبدیل موجک گسسته برای انجام تحلیل بر روی پاسخ سازه آسیب‌دیده استفاده شده است. نتایج تحلیل موجک نشان می‌دهد که گراف‌های ضرایب موجک در نزدیکی محل آسیب افزایش قابل توجهی دارند. یک تغییر ناگهانی یا پیک در گراف ضرایب موجک می‌تواند موقعیت ترک را شناسایی کند. موجک‌های مادر متنوعی جهت استفاده در تحلیل موجک موجود هستند و انتخاب نوع موجک مناسب در رسیدن به نتایج مطلوب تاثیر به‌سزایی دارد.

با توجه به اینکه طول سیگنال مورد بررسی محدود است ولی در رابطه تبدیل موجک، انتگرال‌گیری از بازه $(-\infty$ و $+\infty)$ انجام می‌شود لذا در محل تکیه‌گاه‌ها نیز شاهد افزایش ضرایب موجک هستیم که در صورت لزوم می‌توان با راهکارهایی (به عنوان مثال افزایش طول سیگنال به‌صورت برون‌یابی) این اثرات را از محدوده مورد بررسی خارج کرد. هر چه تعداد نقاط نمونه‌برداری (تعداد المان‌ها و گره‌ها در مدل اجزاء محدود) برای استخراج سیگنال پاسخ استاتیکی بیشتر باشد محل آسیب با دقت بالاتری شناسایی می‌گردد؛ بالعکس با کاهش تعداد نقاط نمونه‌برداری از قدرت شناسایی ترک کاسته می‌شود. این تاثیر در برخی موارد تا حذف توانایی تشخیص ترک پیش می‌رود. با توجه به اینکه تاثیر نقاط انتهایی مانند (تکیه‌گاه‌ها یا محل اتصالات) از جمله مشکلات موجود در روش تبدیل موجک است، این کاهش نباید به حدی باشد که تاثیر شرایط انتهایی کل



- analysis and wavelets: Applications to signal and image processing”, John Wiley and Sons.
- [4] Kim, B., Jeong, H., Kim, H. and Han, B. (2017), “Exploring wavelet applications in civil engineering”, *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 21, pp. 1076–1086.
- [5] Andraeus, U. and Casini, P. (2016), “Identification of multiple open and fatigue cracks in beam-like structures using wavelets on deflection signals”, *Continuum Mechanics and Thermodynamics*, Vol. 28, pp. 361–378.
- [6] Misiti, M., Misiti, Y., Oppenheim, G. and Poggi, J.M. (2015), *Wavelet toolbox*, The MathWorks Inc., Natick, MA, 15, 21.
- [7] Veer, K. and Agarwal, R. (2015), “Wavelet and short-time Fourier transform comparison-based analysis of signals”, *Journal of Applied Statistics*, Vol. 42, pp. 1591–1601.
- [8] Elfouly, F.H., Mahmoud, M.I., Dessouky, M.I. and Deyab, S. (2014), “Comparison between haar and Daubechies wavelet transformions on fpga technology”, *International Journal of Computing*, Vol. 6, pp. 23–29.
- [9] Montanari, L., Spagnoli, A., Basu, B. and Broderick, B. (2015), “On the effect of spatial sampling in damage detection of cracked beams by continuous wavelet transform”, *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 345, pp. 233–249.
- [10] Basu, B., Broderick, B.M., Montanari, L. and Spagnoli, A. (2015), “Optimal sampling in damage detection of flexural beams by continuous wavelet transform”, *Journal of Physics: Conference Series*, Vol. 628, 012032.
- [11] Averbuch, A.Z., Neittaanmäki, P. and Zheludev, V.A. (2016), “Biorthogonal Wavelet Transforms”, *Spline and Spline Wavelet Methods with Applications to Signal and Image Processing*, Springer Cham Heidelberg New York Dordrecht London, pp. 215–237.

تحلیل تیر مرکب پیش تنیده به روش مختلط نرمی-سختی و بهینه سازی متغیرهای طراحی

سید محمد حسین نوری رحیم آبادی

استادیار، مهندسی عمران، واحد شهرقدس، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران

* تهران، صندوق پستی ۳۷۴-۳۷۵۱۵، mn.nouri@qodsiau.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۱/۱۷، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۰۶/۲۷)

چکیده

استفاده از پیش تنیدگی در بتن امروزه پیشرفت زیادی نموده است و بر همین اساس چه از لحاظ عملی و چه از لحاظ نظری دارای پشتوانه محکمی است. بدلیل پیشرفت تکنولوژی در ساخت مصالح با مقاومت بالا نظیر کابل ها، لزوم تحقیقات آزمایشی و تئوری نیز اجتناب ناپذیر است. در این مقاله، روابط در دو حالت کابل پیوسته و غیرپیوسته، برای روش تحلیل ترکیبی نرمی-سختی ارائه شده است. سپس با روش افزایش بار، ابتدا نتایج تحلیل پلاستیک تیر یک دهانه، با روش افزایش کرنش و آزمایش مقایسه گردیده است و سپس به روش تحلیل یک تیر پیوسته دو دهانه مانند پل پرداخته شده است و نهایتاً با بررسی مثال عددی، متغیرهای طول کابل، خروج از مرکزیت کابل و ضخامت تاوه و اجرای پیش تنیدگی قبل از بتن ریزی و پس از آن، از نظر بهینه سازی عملکرد، با نمودار نشان داده شده اند. نتایج اینطور بدست آمده است که در تحلیل به روش ترکیبی به وارون سازی ماتریس های کوچکتری نسبت به روش سختی نیاز است و نتایج در بخش بهینه سازی نشان می دهد با اضافه کردن کابل، بار نهایی در این نمونه افزایش می یابد و خروج از مرکزیت بزرگتر سبب مقاومت داخلی بزرگتری در کل تیر خواهد شد. همچنین اگرچه ضخامت تاوه بتنی، سبب افزایش ظرفیت نهایی در این نمونه ها می شود، ولی در پیش تنیدگی قبل از بتن ریزی بر ظرفیت الاستیک تاثیری ندارد.

واژگان کلیدی

تیر مرکب، پیش تنیده، کابل، عرشه بتنی، تیر فولادی

Analysis of the prestressed composite beams using flexibility-stiffness method and optimization of design variables

S.M.H. Nouri Rahimabadi

Abstract

The use of prestressed concrete has begun progress today and on this basis, both experimental and theoretical has strong backing, but this technique is less concerned with steel, and especially when the combination of concrete and steel is used, the lack of instructions becomes more apparent. In this paper, by presenting the proposed increase in load method, the first results of the plastic analysis of a single-span beam were compared with the strain increase method and the experiment and then, the method of analysis of a continuous double beam with combine of stiffness and flexible method, such as a bridge, has been investigated and finally, the variables of cable length, eccentricity of the cable, and the thickness of the slab in terms of performance optimization, are illustrated by the diagram. It has been found that in the combinatorial method analysis, the inversion of smaller matrices is required compared to the stiffness method, and the results in the optimization section are shown, adding cables will increase the final load bearing in this sample, and a larger eccentricity will cause a larger internal resistance in the beam. Also, although the thickness of the concrete slab strength, increases the final capacity in these specimens, it does not affect the elastic capacity in pre-tension before concrete.

Keywords

Composite beam, Prestressed, Concrete slab, Cable, Steel beam

استفاده از پیش تنیدگی در تیرهای مرکب در صنعت، نه تنها برای بهینه سازی مصرف مصالح و بالا بردن ظرفیت تیرها صورت می‌گیرد، که برای مقاوم سازی پل‌های در حال استفاده که امکان توقف بهره برداری وجود ندارد نیز به راحتی قابل استفاده است. به عبارت دیگر پیش تنیدگی در دو حالت قبل و بعد از نصب و یا بتن ریزی تاوه قابل اجراست که در این مقاله به آن نیز پرداخته شده است. در تحلیل سازه‌ها به روش نرمی نیروهای عضوی به عنوان مجهول در نظر گرفته می‌شوند، و چون طراحی اعضای سازه به نیروهای اعضاء بیشتر از جابجایی گره‌ها بستگی دارد، برای برخی محققین جالب‌تر است. با توسعه روش‌های برنامه نویسی توسط کامپیوتر و افزایش نرم‌افزارهای مرتبط، روش سختی به مقدار زیادی جایگزین روش نرمی گردیده است. البته در در بستر تحقیقات علمی، توسعه و بهبود روش‌های نرمی همچنان در زمینه‌های پرکاربرد ادامه دارد. برخلاف روش سختی که ابتدا شرایط سازگاری و سپس تعادل نیروها برقرار می‌گردند، در روش نرمی نخست شرایط تعادل و آنگاه شرایط سازگاری را باید برقرار نمود. بنابراین پژوهشگرانی که به نیروها نیازمندند، روش نرمی را که ابتدا نیروهای نامعینی و عضوی را ارائه می‌کند، مورد توجه بیشتری قرار داده‌اند.

به طور رایج، چهار روش برای تحلیل سازه‌ها به روش نیروها بکار گرفته شده‌اند که شامل روش‌های توپولوژیکی، جبری، مختلط توپولوژیکی - جبری و مجتمع هستند [۱]. روش‌های توپولوژیکی به وسیله‌ی **Maunder** و **Henderson** [۲ و ۳] برای اسکلت‌های ساختمانی با گره صلب با به کار بردن انتخاب دستی برای پایه چرخه‌های مدل گراف آن‌ها توسعه داده شده‌اند. البته روش‌های مناسبی برای رایانه‌ای کردن آن‌ها توسط **Kaveh** [۴ و ۵] ارائه شده است. روش‌های جبری توسط **Kaneko** و همکارانش [۶]، روش‌های مختلط توپولوژیکی - جبری به وسیله‌ی **Gilbert** و همکارانش [۷] به کار گرفته شده است. روش مجتمع نیروها به وسیله‌ی **Patnaik** گسترش یافته است که معادلات تعادل و سازگاری را به طور همزمان بر حسب متغیرهای نیرویی بکار می‌گیرد [۸ و ۹]. روش‌های پاره سازی به دلیل امکان پردازش موازی و کاربرد در برنامه‌های محاسباتی رایانه‌ای در تحلیل مسائل بزرگ مقیاس، از نکات مورد توجه در تحقیقات **Kaveh** و **Roosta** [۱۰-۱۲] بوده است. در این مقاله با استفاده از پاره سازی و روش ترکیبی نرمی - سختی به تحلیل تیر مرکب پیش تنیده پرداخته شده است.

اگرچه امروزه تحقیقات زیادی در زمینه تیر مرکب پیش تنیده در کشورهای پیشرو در زمینه پیش تنیدگی صورت می‌گیرد که از جمله آن به تحقیق **Elzohairy** و **Salim** در سال ۲۰۱۷ [۱۳] که رفتار تیر مرکب را به روش اجزای محدود در محدوده لنگر مثبت و همچنین لنگر منفی، با رفتار غیر خطی بررسی و شبیه‌سازی نمودند، ولی تاریخچه تحقیقات به گذشته دور برمی‌گردد. در سال ۱۹۶۰ توسط **Hoadly** [۱۴] با روش انرژی، حد پایین و بالای مقاومت نهایی تیر مرکب بدست آورد.

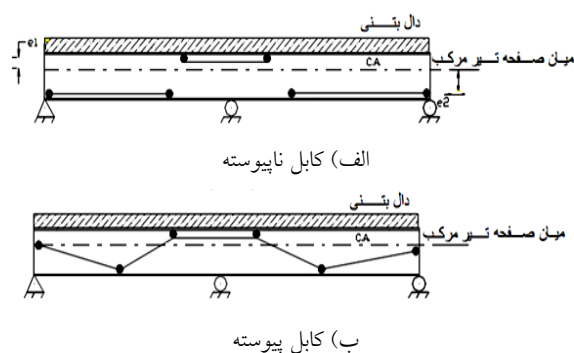
در سال ۱۹۶۶ توسط **Reagan** و **Krahl** [۱۵] با روش مقاومت نهایی و با در نظر گرفتن افزایش کرنش در تار انتهایی فولاد، یک حل عددی بر اساس تعادل نیروها در مقطع و سازگاری تغییرشکل‌ها تا گسیختگی کل تیر ارائه شد. که با نتایج آزمایش مقایسه گردید که نشان می‌داد روش آنان از تقریب خوبی برخوردار است. در سال‌های ۱۹۸۹ تا ۱۹۹۱ توسط **Saadatmanesh** [۱۶-۱۸]، بر اساس تنش بهره برداری و روش مقاومت نهایی و همچنین با روش سختی و مختلط در حالت الاستیک، تیرها را در لنگرهای مثبت و منفی بررسی نمود و روابطی جهت طراحی نیز ارائه کرد. **Saadatmanesh** [۱۹] تیر یک دهانه را مورد آزمایش قرار داد و با روش افزایش کرنش در قبل، تحلیل و مقایسه کرد.

Chen و **Gu** [۲۰] در سال ۲۰۰۵ مطالعاتی در رابطه پیش‌بینی نهایی نیروی کابل و تعیین ظرفیت تیرهای مرکب پیش‌تنیده با مقایسه با آزمایش انجام دادند و روابط ساده شده‌ای برای تعیین نیروی کابل ارائه کردند. ظرفیت نهایی تیرهای پیش‌تنیده با روش دیگر برای ارزیابی کابل با افزایش کشش تا گسیختگی و استحکام خمشی تیر بدون نیاز به تجزیه و تحلیل غیر خطی کل سازه، توسط **Zona** و همکارانش [۲۱] معرفی شده است. **Jiang** و همکارانش [۲۲] در سال ۲۰۱۵ علاوه بر بررسی پیش‌تنیدگی در تیر مرکب با تیر فلزی جعبه ای به جمع‌بندی مقالاتی که به زبان‌های انگلیسی، چینی و ژاپنی نگاشته شده بود به ناپایداری جان تیر و رفتار لرزه‌ای پرداختند. این مقاله علاوه بر در نظر گرفتن رفتار الاستوپلاستیک برای تیرهای یک دهانه به صورت افزایش بار و رفتار الاستیک با روش پاره سازی و مختلط سختی و نرمی برای تیرهای یک و چند دهانه، نتایج را در مقایسه آنها ارائه می‌کند که قابل گسترش به رفتار پلاستیک می‌باشد.

۲- روش تحقیق

۲-۱- الگوسازی نظری

سازه تیر مرکب تنیده، می‌تواند هم به صورت یک دهانه و هم به صورت یکسره با کابل ناپیوسته، شکل (۱-الف) و یا با کابل پیوسته، شکل (۱-ب) ساخته شود. برای یک طرح اقتصادی مطلوب، تیر فولادی در ناحیه لنگر مثبت در تیر بایستی قبل از اجرای بتن ریزی و یا کارگذاری تاوه پیش ساخته، پیش‌تنیده گردد.



شکل ۱- تیر مرکب پیش‌تنیده مورد بررسی

اگر پیش‌تنیدگی پس از بتن ریزی باشد، مقدار نیروی پیش‌تنیدگی را باید به نحوی محاسبه کرد که باعث ترک خوردگی بتن در ناحیه لنگر منفی نشود. چون، معمولاً پیش‌تنیدگی قبل از بار زنده به تیر اعمال می‌گردد حتی در قسمتی از تیر که پس از بارگذاری در ناحیه لنگر مثبت قرار می‌گیرد، می‌تواند سبب کشش در بتن شود. بنابراین در ناحیه لنگر منفی تیر فولادی باید ابتدا پیش‌تنیده شده و سپس به تاوه پیش‌ساخته پیش‌تنیده متصل گردد.

پیش‌تنیدگی تیرهای مرکب همان قدر که برای سازه‌های نوساز مفید است، برای مقاوم سازی سازه‌های قدیمی می‌تواند موثر باشد و وقتی عرشه پل‌ها مورد مرمت و تعویض قرار می‌گیرند می‌توان آن‌ها را پیش‌تنیده ساخت. برای سازه تیر مرکب پیش‌تنیده چون در اثر پیش‌تنیدگی، بال کششی تیر دارای تنش فشاری خواهد شد و جاری شدن آن را به تاخیر خواهد انداخت، لذا محدوده الاستیک تیر افزایش می‌یابد. همچنین به دلیل افزایش محدوده رفتار الاستیک و اینکه بال کششی تیر در محدوده کشش-فشار متناوب تحت تنش کوچکی قرار می‌گیرد، تنش خستگی مجاز اصلاح می‌شود و مقاومت به خستگی بهبود می‌یابد. از نظر تحلیلی سازه دارای نامعینی داخلی

می‌شود، بنابراین یک لنگر داخلی ناشی از نیروی کششی کابل و یک نیروی فشاری تاوه در تیر اضافه می‌شود و ظرفیت نهایی تیر اضافه خواهد شد. به دلیل افزایش ظرفیت نهایی تیر، می‌توان وزن سازه را کاهش داد و با استفاده از کابل‌های با مقاومت بالا، از مصالح سایر اجزای سازه استفاده بهینه کرد. اگرچه استفاده از بتن با مقاومت فشاری بالا و فولاد پرمقاومت، موجب طراحی اعضای ظرفیتی می‌شود ولی بدلیل ارتباط متقابل خیز و ترک در مرحله بهره برداری مانع بزرگی بوجود می‌آید.

۲-۲- فرضیات و روش تحلیل

یک تیر مرکب پیش‌تنیده از سه ماده تشکیل شده است. این سه ماده عبارتند از بتن، تیر فولادی و فولاد با مقاومت بالا که هر کدام دارای رفتار غیر خطی در رابطه تنش-کرنش می‌باشند. برای تیر فولادی و کابل منحنی تنش کرنش، ارتجاعی خمیری ایده‌آل، شکل (۲-الف)، مطابق نتایج آزمایشات مرجع [۱۴] فرض شده است. رفتار کابل از آزمایش بدست می‌آید و اگرچه در این مقاله به صورت الاستو پلاستیک کامل فرض شده است ولی کرنش آن مطابق آزمایش، به پنج درصد محدود شده است و به این دلیل تفاوتی بین رفتار کابل و میلگرد فرض نشده است و تنها سطح مقطع و ظرفیت نهایی و کرنش نهایی آن دو متفاوت در نظر گرفته شده است. برای بتن تاوه نیز منحنی تنش-کرنش بتن بر اساس پیشنهاد مرجع [۱۴]، مطابق منحنی، شکل (۲-ب) فرض شده است. این منحنی رفتاری مصالح به منظور صحت سنجی نتایج روش پیشنهادی با نتایج آزمایش مرجع [۱۸] که به منحنی هوگنشتاد شناخته می‌شود، صورت گرفته است و برای جلوگیری از گسیختگی ناگهانی شیب قسمت دوم برابر صفر در نظر گرفته شده است [۱۸]. رفتار سازه بر اساس نظریه‌ی مقاومت مصالح در محدوده تغییر شکل‌های کوچک است، یعنی شکل هندسی و معادلات تعادل برای قبل از بارگذاری برای بعد از آن نیز صادق هستند. صفحات قبل از خمش، بعد از خمش نیز به صورت صفحه باقی می‌مانند. جهت ساده سازی روابط، از افت اصطکاکی بین کابل و غلطک‌هایی که مسیر کابل را روی تیر مشخص می‌کنند، و همچنین از اثر افت خزش بتن و اثر سستی کابل صرف‌نظر می‌شود. اگرچه این فرضیات هر کدام به تنهایی موضوع تحقیق پژوهشگران بوده‌اند. در این تحقیق با استفاده از روش اجزای محدود، برنامه‌ای به زبان FORTRAN نوشته شده است که از دو روش سختی و نرمی برای تحلیل تیر مرکب پیش‌تنیده سود می‌برد و بارگذاری از صفر تا ظرفیت نهایی تیر به تدریج افزایش داده می‌شود.

$$[F] = \begin{bmatrix} E_c^T F_U E_c & E_c^T F_U E_b \\ E_b^T F_U E_c & E_b^T F_U E_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{cc} & F_{cb} \\ F_{bc} & F_{bb} \end{bmatrix} \quad (5)$$

به منظور برقراری شرط سازگاری در تیر و کابل، تغییر مکان‌های گرهی با تغییر شکل‌های عضوی باید مرتبط گردند. این شرط در صورتیکه از ماتریس نرمی کل سازه تیر پیش‌تنیده استفاده گردد، به صورت زیر ارائه می‌شود:

$$\{D\}_G = \begin{pmatrix} D_c \\ D_b \end{pmatrix}_G = (E_c | E_b)^T \cdot \begin{pmatrix} D_c \\ D_b \end{pmatrix}_E, \quad (6)$$

$$\{D\}_b = [E_b]^T \{D\}_E, \quad \{D\}_c = [E_c]^T \{D\}_E$$

به جای استفاده از روابط فوق، که ماتریس نرمی کل سازه را در بر می‌گیرد، می‌توان به دو صورت عمل کرد. ابتدا شرط سازگاری بین تیر و کابل را نشان می‌دهیم:

$$[F_{bc}]\{P_c\} + [F_{bb}]\{P_b\} - [K]_b^{-1} \{P_b\} = \{0\}, \quad (7)$$

$$[F_{bc}]\{P_c\} + ([F_{bb}] - [K]_b^{-1})\{P_b\} = \{0\},$$

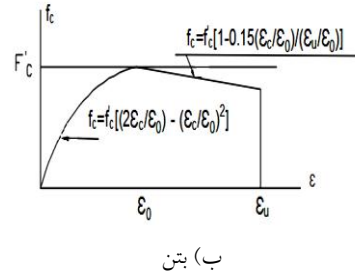
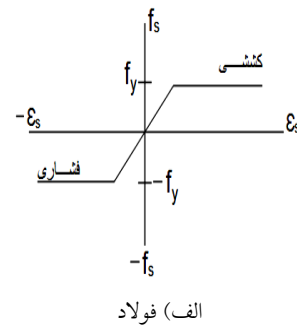
$$\{P_b\} = -([F_{bb}] - [K]_b^{-1})^{-1} [F_{bc}]\{P_c\}$$

برای تحلیل در روش نخست، در تیر با کابل غیرپیوسته هر قطعه کابل را به عنوان یک زیر سازه در نظر گرفته و به روش نرمی، آن را تحلیل می‌کنیم. در این صورت ماتریس نرمی این زیر سازه‌ها که به شکل بلوک‌های قطری 1×1 هستند و به جای محاسبه ماتریس نرمی به صورت یکجا، حافظه کمی را در محاسبات رایانه‌ای اشغال می‌کنند. هرچه تعداد قطعات کابل بیشتر باشد، این روش کارایی بیشتری نشان می‌دهد. شکل کلی ماتریس نرمی به صورت زیر است:

$$[F] = \begin{bmatrix} K_c^{-1} & Z \\ Z & F_c \end{bmatrix} \quad (8)$$

Z ماتریس با درایه‌های صفر است [۲۵]. به عبارت دیگر برای بدست آوردن نیروی کابل نیاز به وارون سازی کل ماتریس نرمی و یا سختی نیست و این زیر ماتریس‌ها به تعداد درجات آزادی تیر پیش‌تنیده و تعداد قطعات کابل می‌باشد. روش دیگر در تیر با کابل پیوسته استفاده می‌شود که با محاسبه ΔX و ΔY در انتهای تکیه‌گاه‌های کابل در نشیمنگاه‌ها و دو انتهای تیر و افزودن آنها به هم، تغییر طول کل کابل را بدست می‌آوریم و نیروی متناظر آن به کابل در تکیه‌گاه‌ها و تیر اعمال می‌شود.

در این روش کابل آزادانه روی غلطک‌های داخلی می‌لغزد ابتدا تیر مرکب پیش‌تنیده به صورت تیر یکسره با کابل بریده شده در نظر گرفته می‌شود، شکل (۳-الف). سپس تغییر مکان انتهای کابل (δ_p) در اثر بارهای اعمالی محاسبه می‌شود شکل (۳-ب). یک نیروی ΔT که در اثر بار قائم تیر در کابل ایجاد می‌شود، به دو انتهای کابل وارد می‌کنیم تا قطع شدگی را وصل نماید، شکل (۳-ج). و در انتها شرایط سازگاری بین تیر و



شکل ۲- منحنی‌های رفتاری اجزای تیر مورد مطالعه

در سازه‌هایی که مشخصات سختی و نرمی به یک اندازه می‌توانند تاثیرگذار باشند، استفاده ترکیبی از این دو روش موثرتر است تا نقاط ضعف هریک از دو تحلیل توسط دیگری پوشش داده شود [۱]. سازه‌های نامعین به تنهایی با استفاده از معادلات تعادل حل نمی‌شوند و شرایط سازگاری می‌بایست به تعداد مورد نیاز و کافی بدست آید [۲۳ و ۲۴]. در روش تحلیل ترکیبی، تیر مرکب به اجزای با ماتریس سختی قابی با شش درجه آزادی در هر گره تقسیم می‌شود و برای منظور کردن اثر کابل از روش نرمی استفاده می‌شود. با در نظر گرفتن کابل به عنوان عضو مجهول اضافی، روابط اساسی به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\{D\}_G = [F] \{P\}_G \quad (1)$$

$$F = E^T F_U E \quad (2)$$

که در آن F ماتریس نرمی سازه، F_U ماتریس نرمی مجزای سازه که ماتریس نرمی اعضا را در روی قطر خود دارد و تبدیل بارگذاری به نیروهای داخلی به کمک ماتریس مبدل نیرویی E صورت می‌گیرد. چنانچه این ماتریس را به دو بخش نیروهای تیر و نیروی کابل تقسیم کنیم خواهیم داشت:

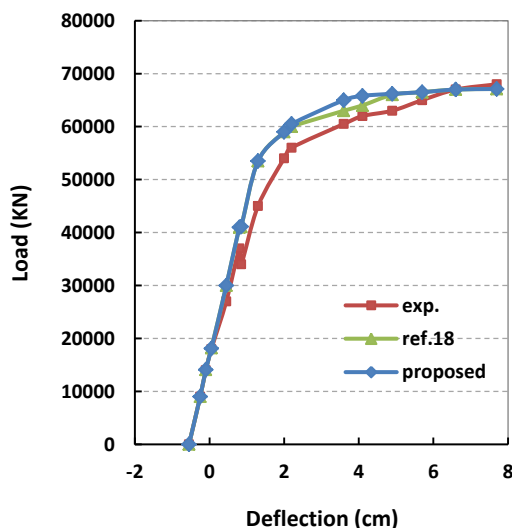
$$E = (E_c | E_b) \quad (3)$$

$$\{P\}_E = (E_c | E_b) \begin{pmatrix} P_c \\ P_b \end{pmatrix} \quad (4)$$

بنابراین شکل کلی ماتریس نرمی خواهد شد:

کابل برقرار می‌شود.

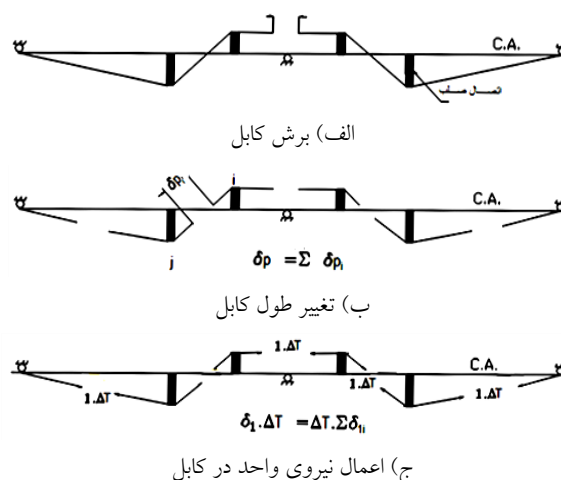
مقایسه نتایج آزمایش با روش پیشنهادی نشان می‌دهد این روش به خوبی قابلیت پیش بینی رفتار تیر یک دهانه تا لحظه گسیختگی را دارد. ظرفیت نهایی مقطع را می‌توان با فرض جاری شدن کل مقطع و توزیع تنش مستطیلی در تیر فولادی به دست آورد، شکل (۵).



شکل ۵- مقایسه آزمایش، روش افزایش کرنش و روش پیشنهادی

بررسی تیر یک دهانه در شکل (۶) نشان می‌دهد که هنگامی که نیروی پیش تنیدگی صفر است، باربری در حالت الاستیک به نحو قابل ملاحظه‌ای از حالت پیش تنیده کمتر است. اگرچه صرف وجود کابل ظرفیت نهایی را افزایش می‌دهد، ولی وجود نیروی پیش تنیدگی هم در حالت الاستیک و هم در حالت پلاستیک، مقاومت نهایی را حدود ۱۵ تا ۲۰ درصد افزایش می‌دهد. برای کاهش خیز در حالت الاستیک نیاز به ایجاد خیز منفی در تیر می‌باشد.

برای تیر یک دهانه‌ی دیگر، بار گسترده در نظر گرفته شده است که بارگذاری از صفر تا ظرفیت نهایی افزایش داده شده است. شکل (۷-الف) و (۷-ب)، رفتار تیر در دو وضعیت قبل و بعد از بتن ریزی با متغیر ضخامت تاوه نشان می‌دهد. اگرچه مقاومت نهایی در سه ضخامت با هم متفاوت است ولی خیز در مراحل اولیه بارگذاری تا پایان حالت الاستیک تفاوت زیادی ندارد و در حالتی که پیش تنیدگی قبل از بتن ریزی صورت گرفته باشد بیشتر نمایان است. وقتی ضخامت تاوه افزایش می‌یابد، در اثر بار مرده بتن تازه، خیز حتی از حالت معکوس نیز خارج می‌شود و در پایان حالت الاستیک تفاوت محسوسی در خیز و ظرفیت بین دو وضعیت دیده نمی‌شود.



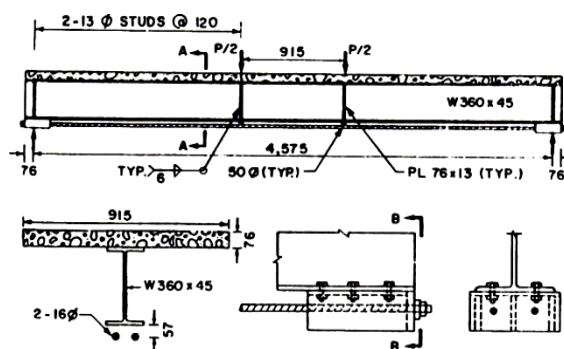
شکل ۳- مراحل تحلیل تیر با کابل پیوسته

شرط سازگاری در این حالت به صورت زیر است:

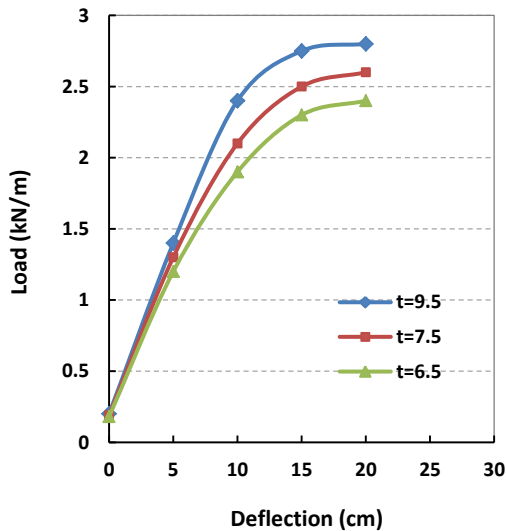
$$\delta_p = (\delta_1 - L/EA)\Delta T \quad (9)$$

۳- بحث و بررسی نتایج آزمایش و روش پیشنهادی

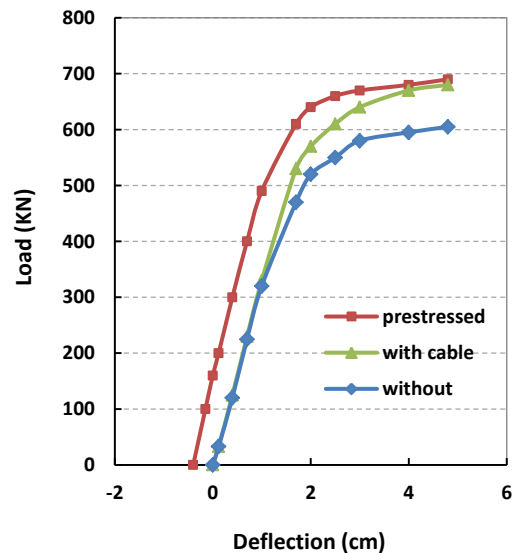
به منظور بررسی روش پیشنهادی و همزمان صحت سنجی روش، که علاوه بر این، بررسی متغیرها را نیز در بر گیرد، دو تیر یک دهانه و دو دهانه که در مراجع دیگر مورد آزمایش قرار گرفته‌اند، مورد بررسی قرار گرفته‌اند. تیر A تیر یک دهانه، که تیر مورد آزمایش مرجع [۱۸] با مشخصات نشان داده شده است، از تاوه بتنی با مقاومت فشاری ۲۷/۶ MPa و تیر فولادی با مقاومت جاری شدن ۳۴۵ MPa و میلگرد پیش تنیدگی به قطر ۱۶ میلیمتر با تنش کششی جاری شدن ۹۱۰ MPa و تنش کششی نهایی ۱۰۹۰ MPa تشکیل شده است که تحت کشش اولیه ۹۸ kN قرار دارد و طول این تیر ۴۵۷۰ mm است [۱۸]، شکل (۴).



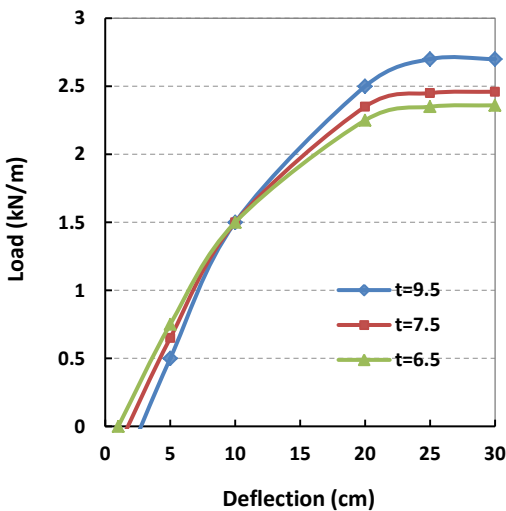
شکل ۴- مشخصات تیر مورد مطالعه [۱۸]



الف) تغییر ضخامت تاوه، پیش تنیدگی بعد از بتن ریزی



شکل ۶- اثر کابل و پیش تنیدگی بر خیز و مقاومت نهایی



ب) اثر ضخامت تاوه، پیش تنیدگی قبل از بتن ریزی

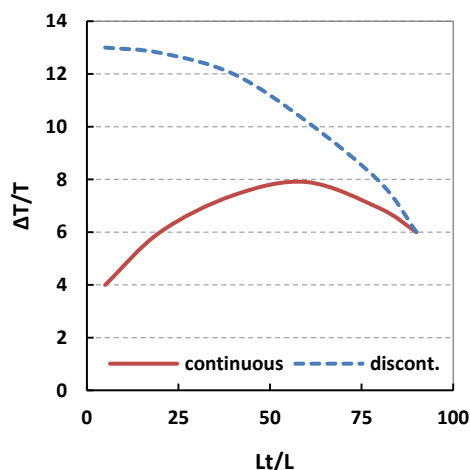
شکل ۷- بررسی تغییر ضخامت تاوه

اثر متغیر طول کابل Lt بر افزایش نیروی پیش تنیدگی و خیز تیر در شکل (۹-الف) و (۹-ب) ارائه شده است. در این حالت خروج از مرکزیت ثابت فرض می‌شود. در حالت کابل ناپیوسته هرچه طول کابل بیشتر شود، مقدار افزایش نیروی کابل کاهش می‌یابد ولی در حالت کابل پیوسته، زمانی که طولی از کابل در پایین تار خشی در ناحیه لنگر مثبت و کابل در بالای تار خشی در ناحیه لنگر منفی قرار می‌گیرد بیشترین افزایش اتفاق می‌افتد. لنگر در تکیه‌گاه میانی با افزایش طول کابل تا ۹۰ درصد کاهش می‌یابد باید دانست بهترین حالت در خیز میانی و لنگر تکیه‌گاهی زمانی اتفاق می‌افتد که طول کابل در بالا و پایین تار خشی دقیقاً محدوده‌های لنگر منفی و مثبت را پوشش داده

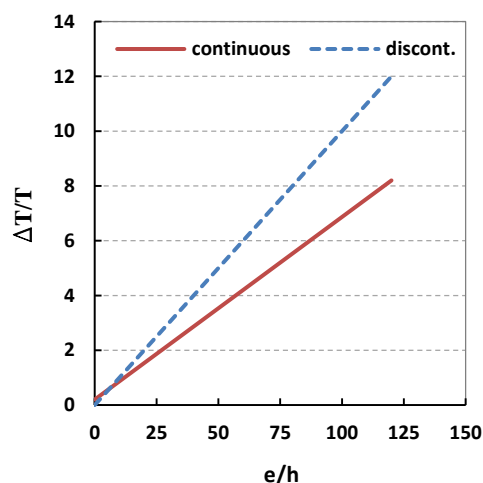
تیر B که تیر دو دهانه مشابه شکل (۱) است، با استفاده از روش پیشنهادی برای تیرهای معرفی شده در مرجع [۱۸]، به صورت تیر پیوسته دو دهانه به طول ۱۹/۵ متر و از نوع W755X145 با تاوه بتنی به ابعاد $۱۶/۵ \times ۲۱۰$ سانتیمتر بررسی شده است. کابل پیش تنیدگی به قطر ۲۵ میلیمتر که در دو وضعیت پیوسته و ناپیوسته نصب گردیده اند. تنش جاری شدن در فولاد ۳۴۵ MPa در کابل ۷۲۴ MPa و مقاومت نهایی آن ۱۰۳۴ MPa و مقاومت فشاری بتن $۲۷/۶ \text{ MPa}$ فرض شده‌اند. بار به صورت گسترده برابر ۲۵ N/mm در طول تیر وارد شده است که تقریباً برابر بار مجاز تیر قبل از پیش تنیدگی است. خروج از مرکزیت کابل در پایین و بالای تار خشی به ترتیب ۵۱ mm و ۸۸۰ mm است. متغیرهای مورد تحقیق، طول کابل، خروج از مرکزیت و ضخامت تاوه می‌باشد.

برای بررسی تغییرات خروج از مرکزیت کابل با فرض ثابت بودن نیروی پیش تنیدگی شکل‌های (۸-الف) تا (۸-ج) رسم شده است. لنگر در تکیه‌گاه میانی با افزایش خروج از مرکزیت تا ۵۰ درصد و همینطور خیز میانی تیر، کاهش می‌یابد و تفاوت بین دو حالت کابل پیوسته و ناپیوسته محسوس نیست و تاثیر به یک اندازه است. اگرچه با افزایش خروج از مرکزیت، در اثر وجود بار قائم، به آرامی نیروی پیش تنیدگی افزایش می‌یابد ولی در دو حالت کابل پیوسته و ناپیوسته در حدود ۵ درصد متفاوت است. در کل می‌توان نتیجه گرفت به دلیل مزیت خروج از مرکزیت بزرگ‌تر، حتی بهتر است که کابل را پایین‌تر از بال پایینی تیر نصب کرد.

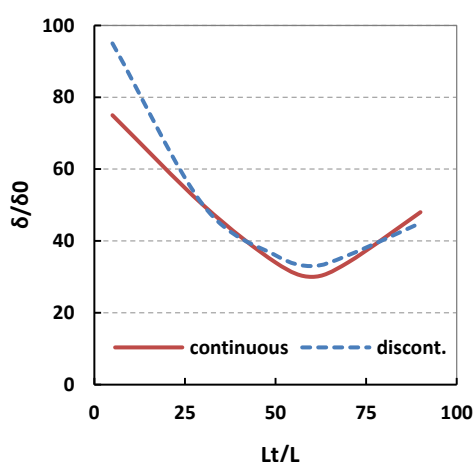
باشند و در غیر این صورت زیان آورند.



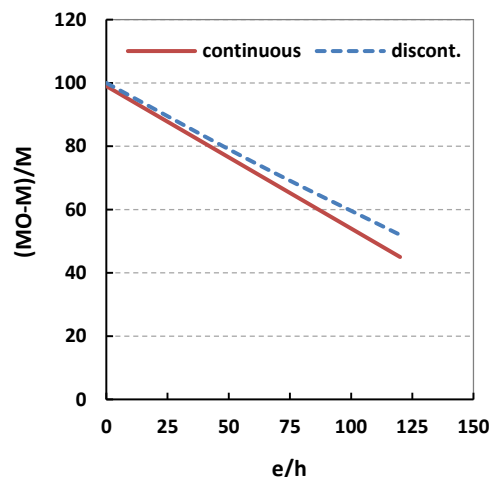
الف) اثر افزایش طول کابل بر نیروی پیش تنیدگی



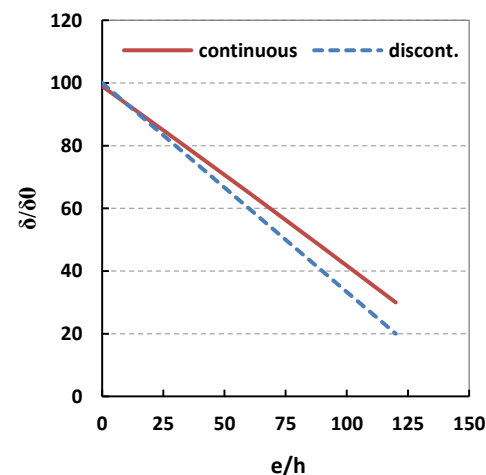
الف) اثر خروج از مرکزیت کابل بر افزایش نیروی کابل



ب) اثر افزایش طول کابل بر خیز در وسط دهانه



ب) اثر خروج از مرکزیت کابل بر لنگر تکیه‌گاه داخلی



ج) اثر خروج از مرکزیت کابل بر خیز در وسط دهانه

شکل ۸- بررسی خروج از مرکزیت کابل

شکل ۹- بررسی افزایش طول کابل

۴- نتیجه‌گیری

در این تحقیق با بکارگیری روش مختلط نرمی و سختی به بررسی تیر مرکب پیش‌تینیده پرداخته می‌شود که با روش افزایش بار تا گسیختگی نهایی دنبال می‌گردد. اگرچه بخش‌هایی از این تحقیق در مقالات مختلف با روش‌های دیگر صورت گرفته است، اما با این روش در حالت الاستیک و الاستوپلاستیک در تیر یک دهانه و چند دهانه جدید است.

اضافه کردن کابل به تیر مرکب غیر پیش‌تینیده بار نهایی را در این نمونه حدود ۱۵ درصد افزایش می‌دهد که ناشی از افزایش ظرفیت مقطع در اثر ظرفیت کابل در لنگر داخلی مقطع است. همینطور پیش‌تینیدگی کابل، بار جاری شدن را افزایش می‌دهد ولی تاثیری در بار نهایی نسبت به حالت تیر مرکب با کابل بدون پیش‌تینیدگی ندارد زیرا در ابتدای جاری شدن اجزای

T	نیروی کششی
t	ضخامت
$C.A.$	تار خنثی
علائم یونانی	
ΔT	افزایش نیروی کابل
ε	کرنش
زیرنویس	
f	سیال
b	تیر
c	بتن، کابل
e	الاستیک
i	متغیر شمارنده
s	فولاد
t	کابل
u	نهایی
γ	جاری شدن

۷- مراجع

- [1] Farzad, D. and Mostafa, K. (2011), "Graph theoretical methods for improving the conditioning of flexibility matrix of structures", Journal of Civil Engineering, Vol. 22, pp. 27-44.
- [2] Henderson, J.C. de C., (1960), "Topological aspects of structural analysis", Aircraft Engineering, Vol. 32, pp. 137-141.
- [3] Maunder, E.A.W. (1971), "Topological and linear analysis of skeletal structures", Ph.D. Thesis, London University, Imperial College.
- [4] Kaveh, A. (1976), "Improved cycle bases for the flexibility analysis of structures", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 9, pp. 267-272.
- [5] Kaveh, A. (1974), "The application of topology and metroid theory to the analysis of structures", Ph.D. Thesis, London University, Imperial College.
- [6] Kaneko, I., Lawo, M. and Thierauf, G. (1982), "On computational procedures for the force method", International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 18, pp. 1469-1495.
- [7] Gilbert, J.R. and Heath, M.T. (1987), "Computing a sparse basis for the null space", SIAM Journal on Algebraic Discrete Methods, Vol. 8, pp. 446-459.
- [8] Patnaik, S. (1986), "The integrated force method versus the standard force method", Computers & structures, Vol. 22, pp. 151-163.
- [9] Patnaik, S. (1986), "The variational energy formulation for the integrated force method", AIAA journal, Vol. 24, pp. 129-137.
- [10] Kaveh, A. and Roosta, G. (1995), "Graph-theoretical methods for substructuring and ordering", Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, pp. 1461-1466.

مقطع، هنوز نیروی اولیه پیش تنیدگی خنثی نشده است. برای استفاده از اثر پیش تنیدگی بر خیز تیر، لازم است خیز منفی ایجاد کرد و این موضوع تأثیری بر ظرفیت نهایی ندارد. که البته در زمانی که پیش تنیدگی قبل از بتن ریزی عرشه باشد، مطلوب تر است و سبب خنثی شدن خیز ناشی از بتن تازه نیز خواهد شد. خروج از مرکزیت بزرگ تر سبب مقاومت داخلی بزرگ تری در کل تیر خواهد شد، بنابر این کابل را در صورت امکان باید در زیر بال پایینی قرار داد و اتصالات لازم برای تکیه گاه کابل به تیر از نظر تنش های موضعی کنترل گردد که از بحث این مقاله خارج است.

اگرچه ضخامت تاوه بتنی، چه در حالت پیش تنیدگی قبل از بتن ریزی و یا بعد از بتن ریزی سبب افزایش ظرفیت نهایی حدود ۲۰ درصد در این نمونه ها می شود، ولی در پیش تنیدگی قبل از بتن ریزی بر ظرفیت الاستیک تأثیری ندارد، زیرا هنوز در ظرفیت باربری مقطع مشارکتی ندارد و پس از سخت شدن در لنگر داخلی مقطع در نظر گرفته می شود.

افزایش طول کابل در تیرهای چند دهانه به تنهایی تأثیر مثبتی بر ظرفیت باربری ندارد و بایستی طول کابل و محل اتصال، متناسب با طول محدوده لنگر مثبت و منفی انتخاب شود و چنانچه به دلایل اجرایی از محل اتصال به صورت تیپ استفاده شود، از مصالح بکارگرفته شده، استفاده بهینه به عمل نخواهد آمد.

۵- تقدیر و تشکر

نویسنده بر خود لازم می داند بدین وسیله از کلیه کسانی که به نحوی در انجام این مقاله یاری رساندند، قدردانی و تشکر نماید.

۶- فهرست علائم

علائم انگلیسی

A	مساحت
E	مدول الاستیسیته
e	خروج از مرکزیت
F	نیروی کششی
f'	تنش فشاری نهایی
f	تنش
L	طول دهانه تیر
M	لنگر
P	بار



- [11] Kaveh, A. and Roosta, G. (1997), "Domain decomposition for finite element analysis", *Communications in numerical methods in engineering*, Vol. 13, pp. 61-71.
- [12] Kaveh, A. and Roosta, G. (1995), "Graph-theoretical methods for substructuring, subdomaining and ordering", *International Journal of Space Structures*, Vol. 10, pp. 121-131.
- [13] El-zohairy, A. and Salim, H. (2017), "Parametric study for post-tensioned composite beams with external tendons", Vol. 20, pp. 1433-1450.
- [14] Hoadly, H.M. (1963), "Bridge girders with prestressed composite tension flanges", *Journal of the Structural Division*, Vol. 89, pp. 21-34.
- [15] Reagan, R. and Krahl, N. (1966), "Behavior of prestressed composite beams", *Journal of the Structural Division*, Vol. 93, pp. 87-108.
- [16] Saadatmanesh, H., Albrecht, P. and Ayyub Bilal, M. (1989), "Guidelines for flexural design of prestressed composite beams", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 115, pp. 2944-2961.
- [17] Ayyub Bilal, M., Sohn Young, G. and Saadatmanesh, H. (1990), "Prestressed composite girders under positive moment", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, pp. 2931-2951.
- [18] Saadatmanesh, H., Albrecht, P. and Ayyub Bilal, M. (1989), "Analytical Study of Prestressed Composite Beams", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 115, pp. 2364-2381.
- [19] Saadatmanesh, H., Albrecht, P. and Ayyub Bilal, M. (1989), "Experimental study of prestressed composite beams", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 115, pp. 2348-2363.
- [20] Chen, S. and Gu, P. (2005), "Load carrying capacity of composite beams prestressed with external tendons under positive moment", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, pp. 515-530.
- [21] Zona, A., Ragni, L. and Dall'Asta, A. (2009), "Simplified method for the analysis of externally prestressed steel-concrete composite beams", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 308-313.
- [22] Jiang, R.J., Au, F.T.K. and Xiao, Y.F. (2015), "Prestressed concrete girder bridges with corrugated steel webs: Review", Vol. 141, pp. 1-9.
- [23] Rahami, H., Kaveh, A., Asl, M.A. and Mirghaderi, S. (2015), "Finite element analysis using mixed force-displacement method via singular value decomposition", *IJST, Transactions of Civil Engineering*, Vol. 39, pp. 1-19.
- [24] Kaveh, A., Rahami, H. and Mehanpour, H. (2013), "Application of Kronecker product to the analysis of modified regular structures", *IJST, Transactions of Civil Engineering*, Vol. 37, pp. 191-202.
- [25] Rahami, H., Kaveh, A., Ardalan Asl, M. and Mirghaderi, S. (2013), "Analysis of near-regular structures with node irregularity using SVD of equilibrium matrix", *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 11, pp. 226-239.

مطالعه مقایسه‌ای بین ستون‌های لوله‌ای فولادی پر شده از بتن (CFST) با مقاطع دایره‌ای و مربعی پس از آتش

فاطمه کمانی^۱، سعید بختیاری^۲، علی مزروعی^{۳*}، سید محمد میرحسینی^۴

- ۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد اراک، اراک
 - ۲- استادیار، مهندسی شیمی، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی تهران، تهران
 - ۳- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکز، تهران
 - ۴- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد اراک، اراک
- * تهران، صندوق پستی ۸۶۸۳۱-۱۴۶۷۶، ali.mazroi@iauctb.ac.ir
تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۰۸/۲۳، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۸/۱۰/۳۰

چکیده

هدف از این مقاله پیش‌بینی ظرفیت باربری باقی‌مانده ستون‌های لوله‌ای فولادی پر شده با بتن (CFST)، با توجه به اثرات خروج از مرکزیت بار که کارهای تحقیقاتی نسبتاً کمی انجام گرفته است. تأثیر پارامترهای از جمله: شکل سطح مقطع، نسبت لاغری، خروج از مرکزیت بار (۲۰ و ۵۰ میلی‌متر)، پوشش محافظتی در برابر آتش مورد بررسی قرار گرفته است. در این مقاله، ضرایب کاهش برای برآورد ظرفیت باقی‌مانده ستون‌های CFST با خروج از مرکزیت، بر اساس نتایج آزمایش‌های قبلی پیشنهاد شده است. در نهایت، بر اساس نتایج آزمایش قابلیت روش‌های پیش‌بینی ظرفیت باربری باقی‌مانده ستون‌های CFST با مقطع مربعی و دایره‌ای پس از قرار گرفتن در معرض آتش، بر اساس روش‌های اصلاح‌شده طراحی موجود در یورو کد ۴ در وضعیت آتش و دمای محیط ارزیابی شده است. بررسی‌ها نشان می‌دهد، روش پیشنهادی اصلاح‌شده یورو کد ۴، برای پیش‌بینی مقاومت باقی‌مانده پس از آتش ستون‌های CFST با مقطع مربعی و دایره‌ای به‌عنوان بهترین روش پیش‌بینی شناخته شده است.

واژگان کلیدی

تیر مرکب، پیش‌تنیده، کابل، عرشه بتنی، تیر فولادی
لوله‌های فولادی پر شده با بتن (CFST)، مقاومت باقی‌مانده، مقاطع مربعی و دایره‌ای

Comparative study between circular and square concrete-filled steel tube (CFST) columns post-fire

F. Kamani, S. Bakhtiyari, A. Mazroi, M. Mirhoseini

Abstract

The issue of predicting the residual load-bearing capacity of damaged concrete-filled steel tube (CFST) columns subject eccentricities is not widely assessed. The post-fire behavior of CFST columns is experimentally assessed here by running tests with different cross sections (circular and square), subject to eccentric axial loads. Here, the focus is on the influence of cross-sectional shape, load eccentricity (25 and 50 mm), slenderness and fire protective coating parameters on the post-fire bearing capacity of CFST sections. In this paper, the reduction factors are proposed to estimate the residual capacity of the CFST columns with the load eccentricity based on the previous experimental results. The modified design methods based on Eurocode 4 are applied in predicting the residual load-bearing capacity of the concrete-filled hollow tube columns after being exposed to fire. The assessments reveal that the simplified method of Eurocode 4, in the ambient temperature, subject to both the concentric and eccentric loading conditions and yield safe results, thus, a better prediction method.

Keywords

The concrete-filled steel tube (CFST), Residual strength, Circular and square sections

ستون‌های توخالی فولادی پر شده با بتن CFST، در دهه‌های اخیر به‌طور فزاینده مورد استفاده قرار گرفته‌اند. با توجه به عملکرد بسیار عالی سازه‌های آن‌ها که ترکیبی از اثر فولاد و بتن با یکدیگر هست، باعث به وجود آمدن یک سری مزایای سودمندی برای ستون CFST شده است. از جمله این مزایای، مقاومت بالای ستون CFST در برابر آتش است که نیازی به محافظت خارجی در برابر آتش نیست. در واقع خاصیت ذاتی بتن پرکننده (اثر فروکش کردن حرارت) باعث به تأخیر انداختن افزایش دما در سطح مقطع ستون می‌شود. علاوه بر این، بتن با ایجاد سختی بیشتر، از کمانش موضعی الاستیک جداره فولادی ستون CFST جلوگیری نموده و فولاد اثر حفاظتی از هسته بتن دارد، از قرارگیری آن در معرض مستقیم آتش محافظت می‌کند. در حالی که رفتار ستون CFST در دمای اتاق به خوبی قابل پیش‌بینی و شناخته شده است؛ اما رفتار ستون CFST در وضعیت پس از آتش با توجه به تخریب خواص مواد در اثر آتش باعث شده است که پیش‌بینی مدهای شکست احتمالی و تحلیل رفتاری این ستون با دشواری همراه باشد. برای ساختمانی که مدت طولانی در برابر آتش دوام آورده‌اند، سؤالی که مطرح می‌شود این است که چه مقدار خسارت به سازه وارد شده است؟ و آیا ساختمان (احتمالاً شامل ستون‌های CFST) می‌تواند دوباره بازسازی شود و یا دوباره مورد استفاده قرار بگیرد؟ و همچنین سؤالاتی نظیر اینکه به چه سطح تعمیر و تقویت ممکن است نیاز باشد؟ با توجه به اینکه در دستورالعمل‌های طراحی موجود پیش‌بینی مقاومت ستون‌های CFST در برابر آتش و دمای محیط مورد توجه بوده است نه ظرفیت باربری باقی‌مانده، از طرفی کارهای انجام شده در مورد مقاومت باقی‌مانده ستون CFST پس از آتش نسبتاً کم هست که نشان‌دهنده ضرورت و اهمیت پرداختن به این موضوع هست.

۲- برنامه آزمایشگاهی

در این برنامه آزمایشگاهی ۱۲ ستون CFST تحت فشار به صورت مرکزی و با خروج از مرکزیت تا مرحله شکست بارگذاری شده است، جزییات ابعاد و مشخصات نمونه‌ها در مراجع [۱ و ۲] آورده شده است. در این آزمایش، دو نمونه به‌عنوان نمونه شاهد در دمای محیط و سایر نمونه به مدت ۱۲۰ دقیقه در معرض آتش استاندارد ایزو ۸۳۴ [۳] قرار گرفته است. سطح در معرض آتش (دو نمونه) با پوشش ضد حریق پاششی از نوع گچ-

ورمیکولیت (Vermifire-G) با ضخامت اسمی ۱۷ و ۱۹ میلی‌متر محافظت شده است. ضخامت پوشش محافظت‌کننده در برابر آتش، بر اساس جداول مندرج در گزارش گواهی‌نامه فنی پوشش معدنی پایه گچی شرکت گیلان میکا، تهیه شده توسط مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی با توجه به ضریب شکل و دمای طراحی انتخاب شده است. طول تمام نمونه‌ها (به‌غیر از یک نمونه ستون کوتاه^۱ که دارای طول ۳۰۰ میلی‌متر هست)، ۱۰۰۰ میلی‌متر هست، مقاومت تسلیم فولاد مقاطع فولادی دایره‌ای ۳۱۹ مگا پاسکال هست. لوله‌ها با بتن با مقاومت معمولی (مقاومت فشاری ۲۸ روزه ۴۴/۳ مگا پاسکال) پر شده‌اند.

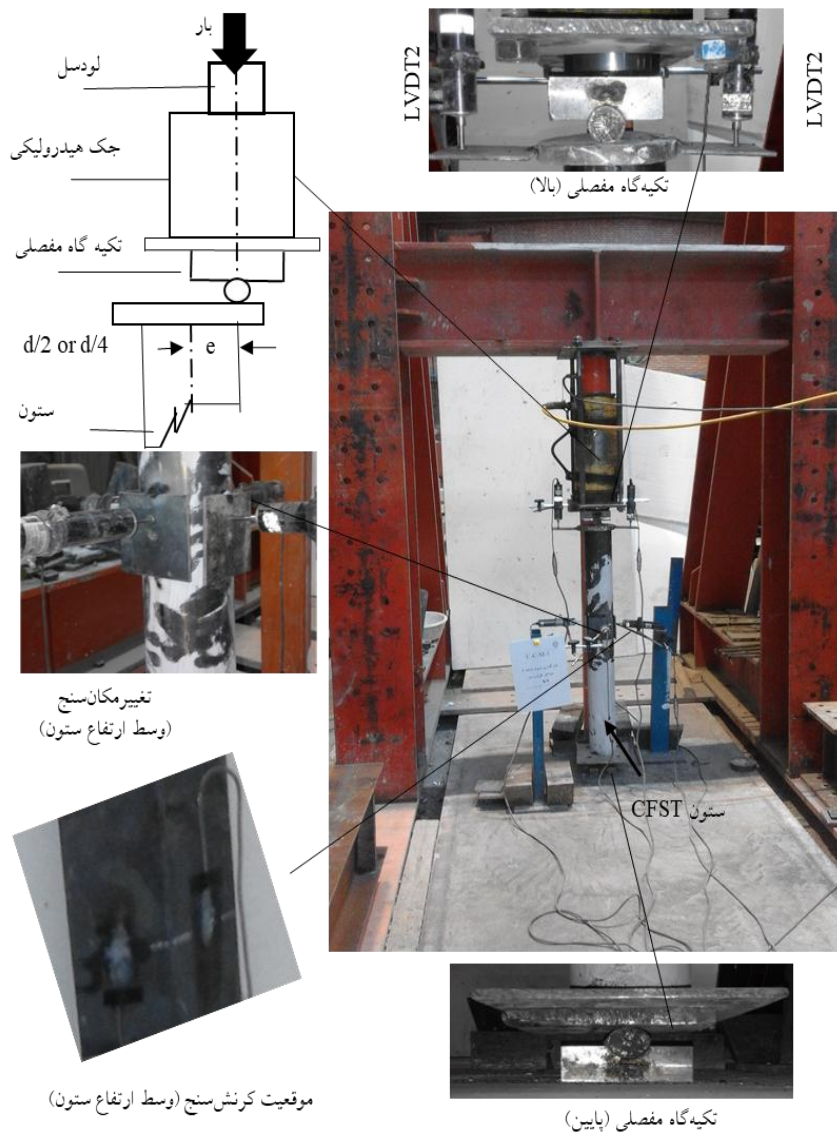
۳- در معرض آتش

نمونه‌ها در کوره مکعبی $1 \times 1 \times 1 \text{ m}^3$ در بخش مهندسی آتش مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی تهران در معرض آتش قرار داده شده است. به‌منظور کاهش فشار بخار آب تولیدشده در طول آزمایش کوره، دوره عمل‌آوری بتن ستون‌های CFST ۱۵۰ روز لحاظ شده است. دمای نمونه‌های CFST در فازهای گرمایش و سرمایش توسط ترموکوپل‌ها نصب‌شده در لوله فولادی و در سه عمق درون بتن نسبت به مرکز ستون (سطح بتن، عمق ۲۵ میلی‌متر و مرکز بتن) اندازه‌گیری و ثبت گردیده‌اند.

۴- آزمایش سازه‌ای

در این آزمایش نمونه‌ها با استفاده از جک هیدرولیکی ۱۰۰۰ کیلو نیوتنی تا رسیدن به مرحله شکست بارگذاری شده‌اند، شرایط انتهایی تکیه‌گاه به‌صورت مفصلی در نظر گرفته شده است؛ بنابراین، فقط امکان دوران حول یک محور به‌طور آزاد برای نمونه‌ها وجود دارد. در این آزمایش طول مؤثر، L_e نمونه‌های به‌صورت $L_e = L + (2 \times 20 \text{ mm})$ تعریف شده است که L طول نمونه و ۲۰ میلی‌متر ضخامت صفحات انتهایی هست. در آزمون سازه دو تغییر مکان‌سنج، LVDT در بالای صفحه فوقانی، برای اندازه‌گیری تغییر مکان محوری کلی ستون و چهار LVDT در میانه ارتفاع ستون برای اندازه‌گیری تغییر مکان جانبی قرار داده شده است. کرنش‌سنج‌ها بر روی سطح بیرونی نمونه‌ها در وسط ارتفاع ستون برای اندازه‌گیری کرنش طولی نصب شده است. در طی آزمایش، بار محوری، تغییر مکان محوری و کرنش‌های طولی در نمونه‌های مورد آزمایش اندازه‌گیری و ثبت گردیده‌اند، شکل (۱).





شکل ۱- جزئیات چیدمان آزمایش

۵- مدهای شکست

اعمال نیروی فشاری بیشتر نمونه با کمانش کلی به مرحله شکست می‌رسد. در بعضی از موارد مد شکست موضعی در محل سوراخ‌های تهویه واقع شده‌اند که می‌تواند ناشی از تمرکز تنش به‌طور موضعی در این ناحیه و تسلیم شدن فولاد اتفاق افتاده باشد که در نهایت باعث تسریع بخشیدن به کمانش کلی شده است. در این آزمایش مدهای شکست ستون‌های کوتاه از جهاتی مشابه ستون‌های لاغر هم مقطع خود مشاهده شده، این نوع ستون صرفاً تحت فشار به حد شکست رسیده‌اند و تأثیرپذیری کمتری از کمانش کلی مقطع توخالی فولادی داشته است. به عبارتی، فولاد و بتن تا زمان شکست در اندرکنش کامل می‌باشند.

در این آزمایش مد شکست کلیه مقاطع دایره‌ای به‌صورت کمانش کلی بدون هیچ نشانه قابل توجهی از کمانش موضعی با تغییر مکان جانبی و محوری قابل توجه پس از اوج بار مشاهده شده است. مد اولیه شکست مقاطع مربعی عمدتاً به‌صورت برآمدگی مقطع فولادی توخالی به‌طرف خارج (کمانش موضعی) هست، این امر می‌تواند نشان‌دهنده این حقیقت باشد که بتن پرکننده، مانع از کمانش مقطع توخالی فولادی به‌طرف داخل شده است؛ بنابراین مقطع فولادی توخالی در ناحیه تحت فشار در مقابل این نیروی عکس‌العمل بتن به‌صورت برآمدگی خارجی واکنش نشان می‌دهد و در نهایت با

۶- مطالعه پارامتری آزمایشگاهی

به منظور درک بهتر ظرفیت باقی مانده ستون‌های CFST پس از آتش پارامترهای کلیدی مؤثری نظیر شکل سطح مقطع، نسبت خروج از مرکزیت بار، نسبت لاغری و پوشش محافظت در برابر آتش مورد بررسی قرار گرفته شده است.

۶-۱- شکل سطح مقطع

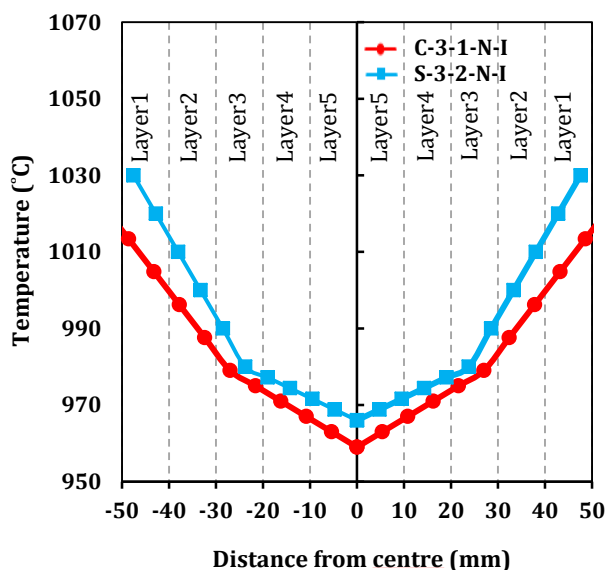
بر طبق نتایج به دست آمده از آزمایش کوره، توزیع دما در هسته بتنی دارای گرادیان حرارتی هست. پروفیل دمایی در سطح مقطع هسته بتنی با برازش یک سهمی به صورت ذیل رسم گردیده است (شکل (۲)). با مقایسه پروفیل دمایی سطح مقطع ستون‌های محافظت نشده با ستون‌های محافظت شده می‌توان دریافت: ستون‌های محافظت شده با سطح مقطع دایره‌ای نسبت به مقاطع مربعی دمای کمتری را در آزمایش کوره به دست آورده‌اند، این در حالی است که هردو مقطع مدت زمان یکسانی در برابر آتش قرار گرفته‌اند. این امر می‌تواند ناشی از این مسئله باشد که ستون با مقطع مربعی محافظت شده دمای بیشتری (شکل (۲-الف)) کسب کرده است بنابراین تخریب بیشتر خواص مواد در سطح مقطع مربعی اتفاق افتاده باشد و در نهایت

منجر به کاهش قابل توجه بار نهایی شکست در این سطح مقطع شده است.

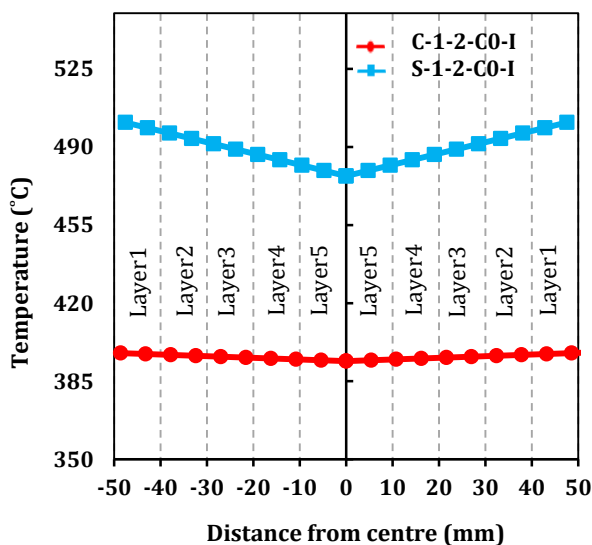
۶-۲- نسبت لاغری

نسبت لاغری، λ برای ستون‌های مرکب بر طبق رابطه Han برای ستون‌های مرکب با سطح مقطع دایره‌ای و مربعی به ترتیب با روابط $\lambda_{Han} = 2\sqrt{3}L_e/b$ و $\lambda_{Han} = 4L_e/d$ تعریف شده است که L_e طول مؤثر ستون است و d قطر کلی ستون دایره‌ای است و b عرض کلی ستون مربعی است. در این مطالعه پارامتری، نسبت لاغری ستون‌ها CFST بر طبق رابطه Han ۱۰/۵ و ۳۵ هست. تأثیر نسبت لاغری در رابطه بار در مقابل تغییر مکان جانبی وسط ارتفاع ستون (چپ) و تغییر مکان محوری (راست) با نسبت خروج از مرکزیت ۰، ۰/۲۵ و ۰/۵ و برای ستون‌ها CFST بدون محافظت با مقاطع مربعی و دایره‌ای در شکل (۳) نشان داده شده است.

بررسی‌ها نشان می‌دهد با افزایش نسبت لاغری و نسبت خروج از مرکزیت، تغییر مکان محوری و جانبی در وسط ارتفاع ستون افزایش می‌یابد. علاوه بر آن، با افزایش نسبت لاغری بار شکست نهایی ستون کاهش یافته است.

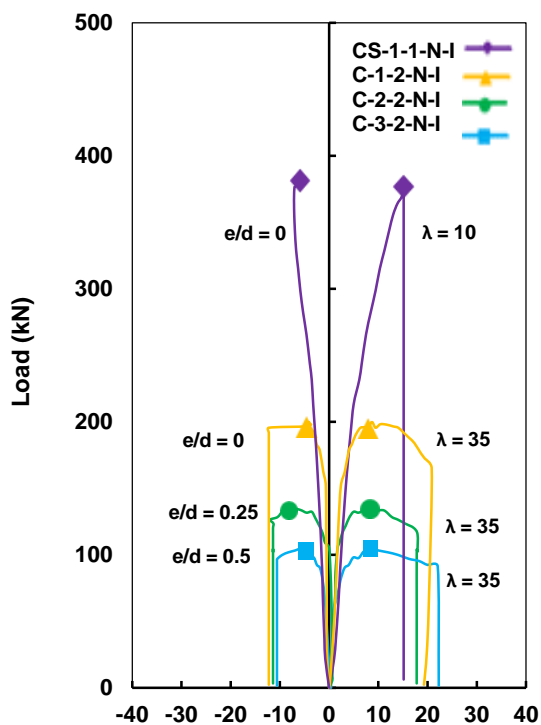


ب) محافظت نشده

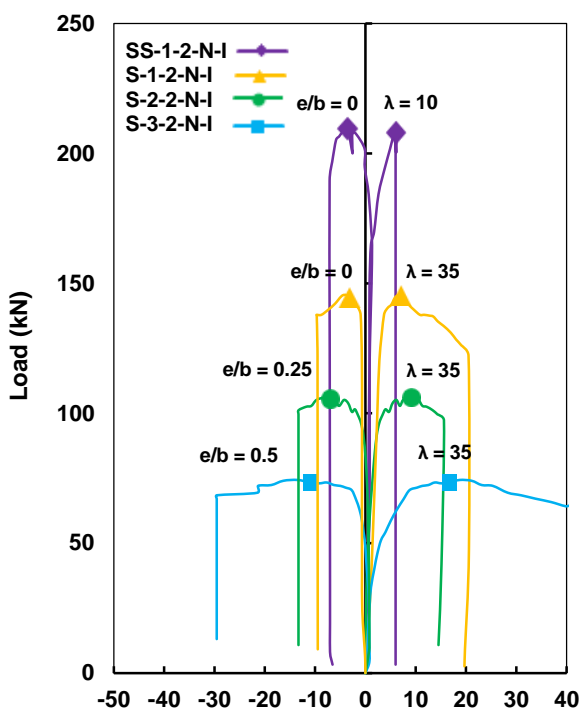


الف) محافظت شده

شکل ۲- پروفیل دمایی مشاهده شده برای نمونه‌های مربعی و دایره‌ای

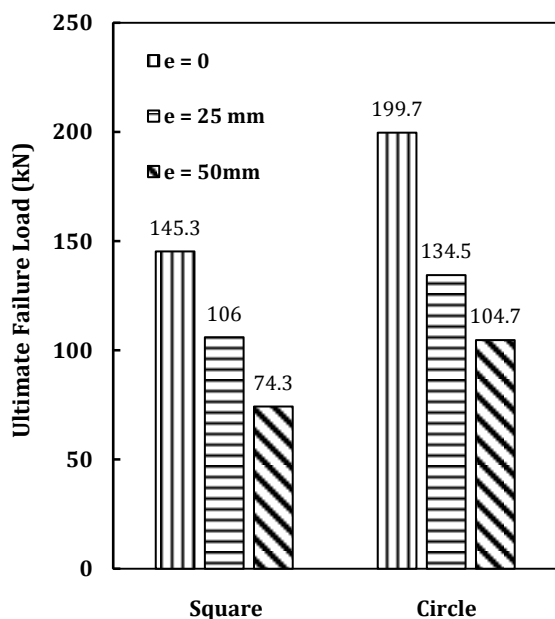


ب) مقاطع مربعی



الف) مقاطع دایره‌ای

شکل ۳- تأثیر نسبت لاجری در رابطه بار در مقابل تغییر مکان، برای مقاطع مربعی و دایره‌ای



شکل ۴- تأثیر خروج از مرکزیت، روی بار شکست نهایی ستون پس از آتش

محافظت شده و محافظت نشده با مقاطع دایره‌ای و مربعی نسبت به ستون‌های بدون گرمایش می‌توان دریافت (شکل ۵):

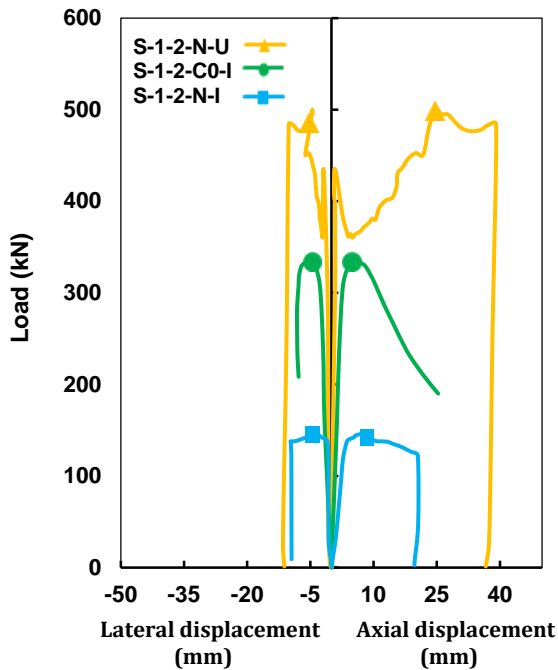
۳-۶- خروج از مرکزیت بار

در شکل (۴)، تأثیر خروج از مرکزیت بار، بر ظرفیت باربری ستون‌های CFST با مقاطع دایره‌ای و مربعی نشان داده شده است. مطابق این نمودار بار نهایی شکست ستون‌های CFST با نسبت خروج از مرکزیت ۰/۲۵ و ۰/۵ نسبت به ستون‌های CFST با بارگذاری متمرکز حدوداً ۵۰٪ کاهش یافته است. نکته قابل توجه دیگر در این نمودار، نزدیک بودن مقادیر بار نهایی شکست ستون با وجود تغییر در خروج از مرکزیت بار هست. به‌عنوان مثال، با افزایش ۲۵٪ نسبت خروج از مرکزیت، کاهش ۳۰٪ بار نهایی شکست ایجاد شده است، درحالی‌که با تغییرات دو برابری خروج از مرکزیت (افزایش ۵۰٪)، کاهش ۴۸٪ بار نهایی شکست مشاهده شده است که نشان‌دهنده تأثیر کمتر تغییر در مقدار نسبت خروج از مرکزیت نسبت به تأثیر نسبت خروج از مرکزیت بر کاهش بار نهایی شکست ستون‌های CFST پس از آتش هست.

۴-۶- پوشش محافظتی در برابر آتش

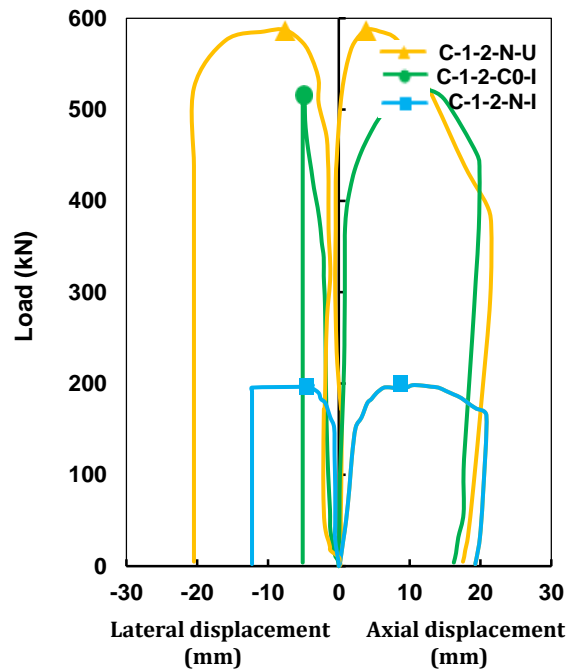
با مقایسه منحنی‌های بار در مقابل تغییر مکان جانبی وسط ارتفاع ستون (چپ) و تغییر مکان محوری (راست)، ستون‌های CFST

گرمایش حفظ شده است. در واقع با افزایش یافتن دمای بیشینه تجربه شده در مقاطع محافظت نشده تخریب بیشتر خواص مصالح در سطح مقطع اتفاق افتاده و در نهایت کاهش قابل توجه بار نهایی شکست ستون‌های CFST محافظت نشده در برابر آتش مشاهده شده است.



شکل ۵- بار در مقابل تغییر مکان‌های جانبی در وسط دهانه (چپ) یا تغییر مکان‌های محوری (راست) برای ستون‌های مربعی و دایره‌ای

ستون‌های CFST محافظت شده با مقاطع دایره‌ای و مربعی در برابر آتش می‌توانند بین ۷۰ تا ۹۰ درصد ظرفیت باربری ستون‌های CFST بدون گرمایش را حفظ نمایند، در صورتی که در مقاطع محافظت نشده در برابر آتش با مقاطع دایره‌ای و مربعی تنها ۳۰ درصد از ظرفیت باربری ستون‌های بدون



شکل ۷- پیش‌بینی مقاومت باقی‌مانده پس از آتش

از مرکزیت موجود در ادبیات [۴ و ۹-۱۱] با استفاده از تحلیل رگرسیون (شکل ۶) برای نمونه‌های با نسبت لاغری ۲۰ و ۳۵، ضرایب کاهش، X_r ، طبق رابطه (۱) و (۲) پیشنهاد شده است.

$$X_r = \frac{1}{(1 + 1/82 \times e/d)} \quad e/d < 0.5, \quad (1)$$

$$\lambda_{Han} = 35$$

$$X_r = \frac{1}{(1 + 3/38 \times e/d)} \quad e/d < 0.5, \quad (2)$$

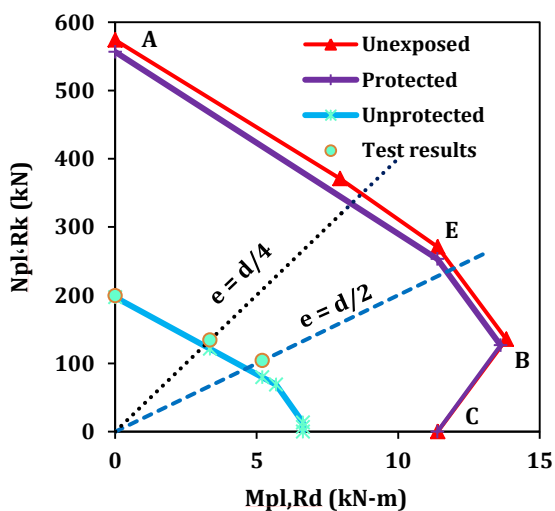
$$\lambda_{Han} = 20$$

روش دوم: در این روش نمونه‌ها تحت ترکیبی از فشار و خمش یک‌طرفه بر اساس تحلیل مرتبه دوم، طبق بند ۶-۳-۷-۶ یورو کد ۴ بخش ۱-۱ [۸]، مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. منحنی اندرکنش بار در مقابل لنگر برای ستون‌های CFST تحت شرایط محیطی (بدون قرار گرفتن در معرض آتش) و در برابر آتش به صورت محافظت شده و محافظت نشده طبق بند ۶-۷-۳-۲ تعریف شده است (شکل ۷). بررسی‌ها نشان می‌دهد، هرچند

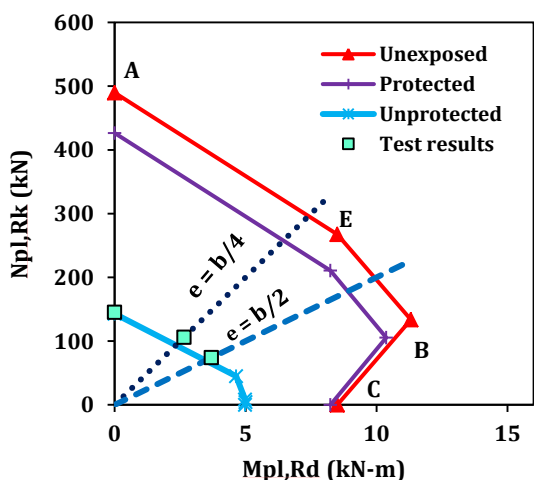
۷- بر اساس ادبیات گذشته، محاسبه مقاومت باقی‌مانده ستون‌های CFST از روش‌های متعددی می‌تواند به دست آید [۴-۷].

مطالعه کنونی اصلاح روش‌های متداول و ساده شده بر اساس یورو کد ۴ در دمای محیط و دمای بالا مورد توجه قرار گرفته است.

روش اول: در این روش پیشنهادی، پیش‌بینی مقاومت باقی‌مانده پس از آتش ستون‌های CFST بر اساس بند ۶، ۳، ۷ یورو کد ۴ قسمت ۱-۱ [۸]، محاسبه شده است. بررسی‌های عددی Liu و همکارانش [۴] نشان داده است که ظرفیت باربری باقی‌مانده ستون‌های CFST تحت خروج از مرکزیت، به‌طور عمده به مقدار خروج از مرکزیت بار بستگی دارد. از طرفی نتایج آزمایشگاهی به دست آمده نشان می‌دهد، ظرفیت باقی‌مانده با افزایش نسبت لاغری کاهش قابل توجهی داشته است. در این پژوهش، بر اساس نتایج آزمایشگاهی ستون‌های CFST با خروج



الف) مقاطع دایره‌ای

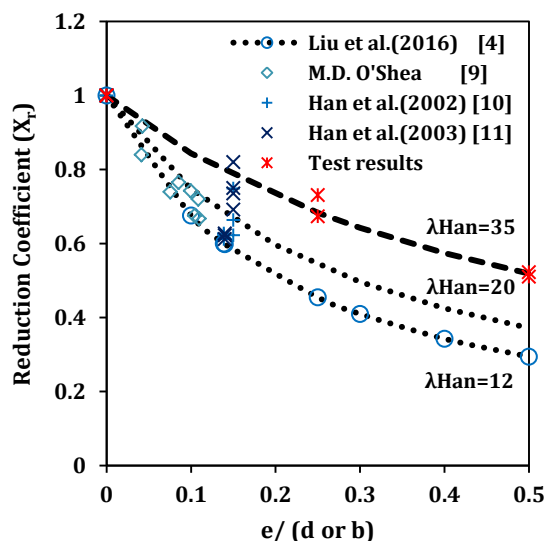


ب) مقاطع مربعی

شکل ۷- منحنی اندرکنش بار در مقابل لنگر برای ستون‌های CFST

برای ستون‌های CFST با مقاطع دایره‌ای و مربعی بر اساس روش اول به ترتیب ۵/۱۵٪ و ۰/۰۹٪ کمتر از حد پیش‌بینی و برای روش دوم به ترتیب ۱۷/۱۳٪ و ۱/۸۶٪ کمتر از حد پیش‌بینی است؛ اما برای حالت سوم MPE، پیش‌بینی بار شکست به ترتیب ۹٪ و ۲۰٪ بالاتر از حد پیش‌بینی است. با مقایسه بین روش‌های پیشنهادی پیش‌بینی مقاومت باقی‌مانده پس از آتش، مشاهده می‌شود: در روش اول انحراف معیار خطای پیش‌بینی برای ستون‌های CFST با مقاطع دایره‌ای و مربعی به ترتیب ۲۰٪ و ۲۲٪ است، به این معنی که خطای میانگین رویکرد پیش‌بینی ۰/۲۵ و ۰/۰۴ انحراف معیار، پایین تراز خط ۱:۱ است. به عبارتی این رویکرد محافظه‌کارانه محسوب می‌شود (شکل ۸).

نتایج آزمایشگاهی در مقایسه با منحنی اندرکنش محافظه‌کارانه هست؛ اما پیش‌بینی منطقی برای ظرفیت باقی‌مانده نمونه‌های ستون‌های CFST محافظت نشده پس از آتش تحت خروج از مرکزیت مشاهده شده است.



شکل ۶- ضریب کاهش پیشنهادی مطابق با نتایج آزمایشگاهی [۴ و ۹-۱۱]

روش سوم: برای محاسبه مقاومت در برابر آتش ستون‌های CFST بدون محافظت، در پیوست اچ یورو کد ۴ [۱۲] به‌طور خاص، مدلی ساده ارائه شده است. در این روش، کرنش محوری کل سطح مقطع ستون CFST (فولاد و بتن) یکسان فرض شده است. یعنی بدون خمش و حداقل خروج از مرکزیت هست. باید یادآوری کنیم که این روش قابلیت پیش‌بینی بارگذاری با خروج از مرکزیت را ندارد. بنابراین پیشنهاد شده برای پیش‌بینی ظرفیت باربری ستون با خروج از مرکزیت، رابطه (۳) بکار گرفته شود مقطع:

$$N_{axi,t} = X_r \times N_{U,T} \quad (3)$$

ظرفیت ستون CFST با بارگذاری متمرکز می‌باشد.

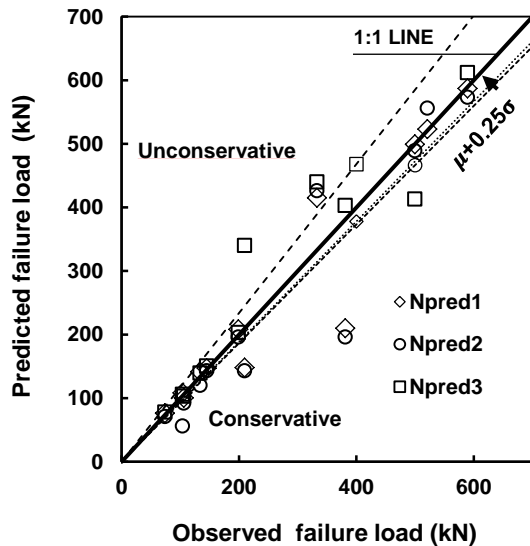
۸- پیش‌بینی نتایج

در این مطالعه، مقایسه بین رویکردهای مختلف پیش‌بینی ظرفیت باقیمانده ستون‌های CFST با مقاطع دایره‌ای و مربعی پس از آتش نسبت به خط ۱:۱ و بر اساس معیارهای آماری محافظه‌کاری، دقت و صحت به‌منظور انتخاب بهترین روش پیش‌بینی با صحت و دقت بالا، صورت گرفته است. طبق جدول (۱) میانگین درصد خطا، MPE^۳ پیش‌بینی بار شکست

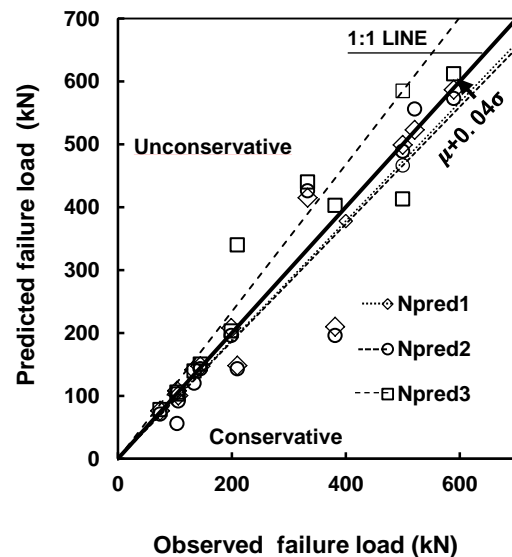
جدول ۱- نتایج پیش‌بینی بار شکست برای ستون‌های CFST با مقاطع مربعی و دایره‌ای

نام ستون*	آزمایش N (kN)	آزمایش N_{pred1} پیش‌بینی ۱ (kN)	آزمایش N_{pred2} پیش‌بینی ۲ (kN)	آزمایش N_{pred3} پیش‌بینی ۳ (kN)	پیش‌بینی ۱	پیش‌بینی ۲	پیش‌بینی ۳
دایره‌ای	C-1-2-N-N	۵۸۹/۶	۵۸۷	۵۷۳	۶۱۲	-۲/۸۲٪	۳/۸٪
	C-1-2-C0-I	۵۲۱	۵۲۳	۵۵۶	۷۲۸	۶/۷۳٪	۳۹/۷۳٪
	C-1-2-N-I	۱۹۹	۲۰۸	۱۹۶	۲۰۳	-۱/۵۱٪	۲/۰۱٪
	C-2-2-N-I	۱۳۴	۱۴۱/۴۴	۱۲۰	۱۳۹	-۱۰/۴۵٪	۳/۹۹٪
	C-3-2-N-I	۱۰۴	۱۰۸/۱۶	۵۶	۱۰۶	-۴۶/۱۵٪	۱/۷۶٪
	CS-1-1-N-I	۳۸۱/۳۲	۲۱۰	۱۹۶	۴۰۳	-۴۴/۹۳٪	۵/۶۹٪
میانگین درصد خطا							
انحراف معیار درصد خطا							
مربعی	S-1-2-N-N	۴۹۹	۴۹۹	۴۸۹	۴۱۳	-۲/۱۶٪	-۱۷/۳۷٪
	S-1-2-C0-I	۳۳۳	۴۱۵	۴۲۶	۴۴۰	۲۷/۹۳٪	۳۲/۱۳٪
	S-1-2-N-I	۱۴۵	۱۴۷	۱۴۳	۱۵۱	-۱/۳۸٪	۳/۷۹٪
	S-2-2-N-I	۱۰۶	-	۹۲	-	-۱۳/۲۱٪	-۳/۰۱٪
	S-3-2-N-I	۷۴	-	۷۱	-	-۴/۰۵٪	۵/۴۹٪
	SS-1-1-N-I	۲۰۹/۸	۱۴۸	۱۴۳	۳۴۰	-۳۱/۴۸٪	۶۲/۰۶٪
میانگین درصد خطا							
انحراف معیار درصد خطا							

* نام ستون‌ها، با توجه به پارامترهای مؤثر بر مقاومت باقی‌مانده پس از آتش: شکل سطح مقطع، اثر خروج از مرکزیت بار، لاغری نسبی، پوشش محافظتی انتخاب شده است [۲].



ب) مقاطع مربعی



الف) مقاطع دایره‌ای

شکل ۸- ظرفیت باربری باقی‌مانده پس از آتش پیش‌بینی شده در مقابل مشاهده‌شده برای ستون‌های CFST با مقاطع مربعی و دایره‌ای

CFST برای مقاطع دایره‌ای و مربعی به ترتیب $5/15\%$ و $0/9\%$ - هست، انحراف معیار خطای پیش‌بینی به ترتیب 20% و 22% هست، به طوری که میانگین خطای پیش‌بینی به ترتیب $0/25$ و $0/04$ انحراف معیار پایین تر از خط $1:1$ هست که به عنوان روش پیش‌بینی، محافظه کارانه محسوب شده است.

۱۰- تقدیر و تشکر

در پایان نویسندگان این مقاله لازم می‌دانند، از همکاری آقای مهندس جمالی و همکاری ایشان در بخش مهندسی آتش و آقای مهندس رئیس قاسمی و همکاری ایشان در بخش بتن و آقای مهندس عباسی در بخش مهندسی سازه مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی در ارائه خدمات مورد نیاز این کار تحقیقاتی قدردانی نمایند.

۱۱- مراجع

- [1] کمانی، ف. مزروعی، ع. و بختیاری، س. (۱۳۹۶)، "مطالعه آزمایشگاهی ستون‌های لوله‌ای فولادی پر شده با بتن (CFST) با مقطع مربعی پس از آتش"، هشتمین کنفرانس ملی سازه و فولاد.
- [2] کمانی، ف. مزروعی، ع. و بختیاری، س. (۱۳۹۶)، "مقاومت باقی‌مانده پس از آتش ستون‌های لوله‌ای فولادی پر شده با بتن (CFST) با مقطع دایره‌ای تحت خروج از مرکزیت‌های بزرگ"، هشتمین اجلاس ملی سازه و فولاد.
- [3] ISO 834, (1999), fire resistance tests-elements of building construction, Geneva, Switzerland.
- [4] Liu, F., Yang, H. and Gardner, L. (2016), "Post-fire behaviour of eccentrically loaded reinforced concrete columns confined by circular steel tubes", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 122, pp. 495-510.
- [5] Han, L.H., Huo, J.S. and Yang, Y.F. (2002), "Concrete-filled HSS columns after exposure to the ISO-834 standard fire", Advances in Steel Structures, Vol. II, pp. 1127-1135.
- [6] Han, L.H. and Huo, J.S. (2003), "Concrete-filled hollow structural steel columns after exposure to ISO-834 fire standard", Journal of Structural Engineering, Vol. 129, pp. 68-78.
- [7] Rush, D.I., Bisby, L.A., Jowsey, A. and Lane, B. (2015), "Residual capacity of fire-exposed concrete-filled steel hollow section columns", Engineering Structures, Vol. 100, pp. 550-563.
- [8] CEN. BS EN 1994-1-1, (2009), Eurocode 4-design of composite steel and concrete structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels, Belgium.
- [9] O'Shea, M.D. and Bridge, R.Q. (2000), "Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes", Journal of Structural Engineering, Vol. 126, pp. 1295-1303.
- [10] Han, L.H., Yang, Y.F., Yang, H. and Huo, J.S. (2002), "Residual strength of concrete-filled RHS columns after exposure to the ISO-834 standard fire", Thin-Wall Structures, Vol. 40, pp. 991-1012.
- [11] Han, L.H., Zhao, X.L., Yang, Y.F. and Feng, J.B. (2003), "Experimental study and calculation of fire resistance of concrete-filled hollow steel columns", Journal of

ستون‌های CFST با مقاطع دایره‌ای و مربعی به ترتیب 24% و 24% هست، به این معنی که خطای میانگین رویکرد پیش‌بینی به ترتیب $0/71$ و $0/08$ انحراف معیار، پایین تر از خط $1:1$ هست که می‌توان این رویکرد را هم به عنوان روشی محافظه کارانه در نظر گرفت و اما روش سوم، در این روش مشاهده شده است که مقدار انحراف معیار خطای پیش‌بینی برای ستون‌های CFST با مقاطع دایره‌ای و مربعی به ترتیب 15% و 35% هست به عبارتی خطای میانگین رویکرد پیش‌بینی به ترتیب $0/16$ و $0/16$ انحراف معیار بالاتر از خط $1:1$ هست که روشی نسبتاً محافظه کارانه در مقایسه با سایر روش‌ها بر شمرده می‌شود.

۹- نتیجه‌گیری

در این مقاله، رفتار پس از آتش ستون‌های لوله‌ای توخالی پر شده از بتن CFST، با مقاطع دایره‌ای و مربعی به طور آزمایشگاهی بررسی شده است. ۱۲ نمونه در این برنامه آزمایشگاهی پس از قرار گرفتن تحت شرایط آتش استاندارد ایزو ۸۳۴ شامل فاز گرمایش و سرمایش، بارگذاری شده‌اند.

در مورد مقاطع محافظت شده در برابر آتش، تأثیر شکل سطح مقطع بر ظرفیت مقاومت باقی‌مانده ستون نسبت به حالت‌های محیطی و محافظت نشده قابل توجه‌تر هست. با مقایسه دمای توزیع شده در سطح مقاطع دایره‌ای و مربعی می‌توان دریافت: بیشینه دمای توزیع شده در سطح مقطع دایره‌ای نسبت به مقطع مربعی کمتر هست؛ بنابراین با تخریب کمتر خواص مصالح سطح مقطع، انتظار ظرفیت باقی‌مانده بیشتری می‌رود.

برای تعیین ظرفیت باقی‌مانده ستون‌های CFST تحت بارگذاری با خروج از مرکزیت، ضریب کاهش X_r در قالب معادله‌ای ساده پیشنهاد شده است.

با مقایسه ستون‌های CFST، محافظت شده و محافظت نشده با مقاطع دایره‌ای و مربعی نسبت به ستون‌های بدون گرمایش می‌توان دریافت: ظرفیت باقی‌مانده ستون محافظت شده با مقاطع دایره‌ای و مربعی بین 70% تا 90% درصد ظرفیت ستون‌های بدون گرمایش است. در صورتی که ظرفیت باقی‌مانده ستون CFST محافظت نشده با مقاطع دایره‌ای و مربعی تنها 30% درصد ظرفیت ستون‌های بدون گرمایش است.

از نظر پیش‌بینی مقاومت باقی‌مانده ستون‌های CFST با مقاطع دایره‌ای و مربعی پس از آتش، روش اول بر اساس روش اصلاح شده یورو کد ۴ (۱-۱)، به عنوان بهترین روش پیش‌بینی شناخته شده است. در این مورد میانگین درصد خطا، ستون‌های

composite steel and concrete structures–Part 1-2:
General rules–structural fire design, Brussels, Belgium.

Structural Engineering, Vol. 129, pp. 346–356.
[12] CEN. BS EN 1994-1-2, (2008), Eurocode 4–design of

پی نوشت

- ¹ Stub
- ² Linear variable displacement transducer
- ³ Mean percentage error



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 زیر نویس قرار می گیرد.
- ♦ عنوان معادل به زبان انگلیسی نیز باید با شیوه تعریف شده در این الگو مشخص و درج شود.
- ♦ تهیه و درج چکیده به زبان انگلیسی نیز ضروری است.
- ♦ فونت عنوان چکیده انگلیسی Bold-11 Times New Roman
- ♦ فونت متن چکیده انگلیسی Regular-10 Times New Roman

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

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها

۵. کتب و مقالات

عنوان	موضوع	محل انتشارات	تاریخ
۱			
۲			
۳			
۴			
۵			

سایر موارد ضمیمه گردد.

۶. عضویت در سایر انجمن های علمی

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

سایر موارد ضمیمه گردد.

مدارک لازم جهت عضویت

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

حق عضویت :

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

به حساب جاری شماره 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.	تایید
کمیته پذیرش	
در جلسه هیأت مدیره مورخ مورد تایید قرار گرفت.	تایید
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.