



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امید

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

سازه و فولاد

نشانی:

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

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

www.iss.ir
www.journalisss.ir

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

info@iss.ir

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 ۸۸/۵/۱۲ مورخ ۳/۱۱/۸۴۴ و طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود و 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 هفدهم - شماره بیست و چهارم

پاییز و زمستان ۱۳۹۷

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 ریز ساختار و عملکرد مکانیکی فولاد فوق استحکام بالای پیشرفته TRIP1100 حاصله از یک عملیات ترمومکانیکی جدید ۵

Evaluation of the Microstructure and Mechanical Performance of an Advanced Ultra-High Strength TRIP1100 Steel Resulting from a New Thermo-Mechanical Treatment

ایمان حاجیان نیا، مرتضی شمعیان، مسعود عطاپور

بررسی پارامتر لرزه‌ای جابه‌جایی نسبی طبقات در سیستم‌های فولادی EBF با تیر پیوند متوسط بر پایه FEMA-440 با استفاده از روش‌های تحلیلی موجود ۱۳

A Comparative Study of Seismic Performance Evaluation Existing Methods EBF Systems with Intermediate Link Beam

میلاذ محمدیان، علی اکبر میمندی پاریزی، عباس مهدویان

تعیین بار کمانش الاستیک ستون‌های باریک شونده با استفاده از یک روش تحلیلی نوین بر مبنای بسط مک لورن ۲۹

Determination of Elastic Buckling Load of Tapered Columns Using a Novel Analytical Method Based on Maclaurin Expansion

معصومه سلطانی، اسما سیستانی، بهروز عسگریان

بررسی رفتار قاب با مهاربند کمانش تاب دارای خرپای الاستیک قائم تحت اثر زلزله ۴۱

Seismic Response of the Frame with Buckling Restrained Braces with a Vertical Elastic Truss under Earthquake

حمید بیرقی

بررسی ظرفیت فشاری مقاطع نبشی فولادی سرد نورد شده ۵۳

Compression Capacity of Cold Formed Steel Angle studs

مهران زینلیان، ستار بلخاری، پوریا رافعی

کنترل نیمه‌فعال فازی سازه پنج طبقه در برابر زلزله‌های حوزه دور و نزدیک با کمک میراگر اصطکاکی و فعال کننده‌های پیزوالکتریک ۶۵

Semi-active Fuzzy Control of 5-Story Structure under Near & Far Field Earthquakes Using Piezoelectric Friction dampers

اکبر بطهای، میثم رضانی، سید مهدی زهرائی

مطالعه آزمایشگاهی و عددی گسیختگی برش قالبی اعضای کششی فولادی با اتصالات دارای خروج از مرکزیت ۷۷

Experimental and Numerical Study of Block Shear Rupture of Steel Tensile Members with Connections have Eccentricity

سید رضا سیدزاده اطاقسرای، سید محمد سیدپور، مجتبی جعفری صمیمی، سعید فلاحیان

یادداشت فنی

بررسی اتصالات استخوانی و تأثیر آن بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه ۹۳

Review RBS Dog-Bone Connections and Its Effect on Seismic Behavior of Special Moment Resisting Frames

محمدرضا فرج پور

شیوه نگارش ۱۰۳

فرم عضویت ۱۰۴

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 ریز ساختار و عملکرد مکانیکی فولاد فوق استحکام بالای پیشرفته TRIP1100 حاصله از یک عملیات ترمو مکانیکی جدید

ایمان حاجیان نیا^{۱*}، مرتضی شمعیان^۲، مسعود عطاپور^۳

۱- دکتری مهندسی مواد، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان

۲- استاد، مهندسی مواد، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان

۳- دانشیار، مهندسی مواد، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان

* اصفهان، صندوق پستی ۸۴۱۵۶-۸۳۱۱۱، i.hajiannia@ma.iut.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۳/۲۷، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۰۵/۲۰)

چکیده

در این تحقیق به بررسی تأثیر فرآیند نورد و عملیات ترمو مکانیکی جدید جهت دستیابی به ریز ساختار فولاد TRIP1100 فوق استحکام بالای پیشرفته پرداخته شده است. بررسی‌های ریزساختاری فولاد حاصل توسط میکروسکوپ الکترونی روبشی ریز ساختاری با زمینه فریتی همراه با فازهای بینیت، مارتنزیت و آستنیت باقی مانده را نشان داد. اندازه دانه‌ها پس از فرآیند نورد و عملیات ترمو مکانیکی حدود ۱ میکرون بدست آمدند. نتایج پراش اشعه ایکس میزان ۱۵ درصد حجمی آستنیت باقیمانده را برای فولاد TRIP1100 مشخص نمود. میزان تنش کششی نمونه‌ها ارزیابی شد و استحکام نمونه‌ها بالای ۱۰۰۰ MPa و ازدیاد طول فوق العاده ای برای فولاد TRIP1100 بدست آمد. نتایج نشان دادند که با تنظیم ترکیب شیمیایی و عملیات ترمو مکانیکی پیشنهادی جدید، دستیابی به استحکام بسیار زیاد در فولاد TRIP1100 با انعطاف پذیری حدود ۲۵ درصد همراه با کار سختی قابل توجه امکانپذیر است. همچنین مشخص شد در زوایای ۴۵، ۰ و ۹۰ نسبت به جهت نورد رفتار این فولاد تقریباً یکسان بوده و می‌تواند به طور گسترده‌ای برای شکل‌دهی و جوش پذیری مورد استفاده قرار گیرد. بررسی نمونه‌های شکست نشان داد، دانه‌های ریز فازها دارای شکست نسبتاً نرم هستند همچنین شکستگی با دیمپل‌های تقریباً هم محور مشخص شد و کندگی‌ها دارای ناخالصی‌هایی بود که باعث اشاعه ترک و شکست در حین تغییر شکل پلاستیک شدند.

واژگان کلیدی

فولاد TRIP، همسان گردی، خواص مکانیکی، آستنیت باقیمانده

Evaluation of the Microstructure and Mechanical Performance of an Advanced Ultra-High Strength TRIP1100 Steel Resulting from a New Thermo-Mechanical Treatment

I. Hajiannia, M. Shamaniana, M. Atapoura

Abstract

This research investigates the effect of the rolling process and the new thermo-mechanical operation on achieving the microstructure of the high-strength and advanced TRIP1100 steel. The microstructure analysis of the resulting steel by scanning electron microscope showed a microstructure with a ferrite field along with the remaining bainite, martensite and austenitic phases. The grain size was obtained to be about 1 micron after the rolling process and the new thermo-mechanical operation. X-ray diffraction results also indicated 15% volume of the residual austenite for the 1100 TRIP steel. The tensile stresses of the specimens were evaluated and the strength of the samples was found to be higher than 1000 MPa; further, an extraordinary length was obtained for the 1100 TRIP steel. The results also showed that with adjusting the chemical composition and the newly proposed thermo-mechanical treatment, it was possible to achieve high strength in the 1100 TRIP steel with the flexibility of about 25% along with considerable work hardening. It was also found that at the angles of 45, 0 and 90, relative to the rolling direction, the behavior of this steel was almost the same; therefore, it could be widely used for shaping and welding. The analysis of fracture samples showed that the microphases grains had a relatively soft fracture; as well, fractures with almost co-axial dimples were observed, and the cavities had impurities that propagated cracking and fracturing during plastic deformation.

Keywords

TRIP1100 steel, Anisotropy, Mechanical properties, Microstructure, Residual austenite



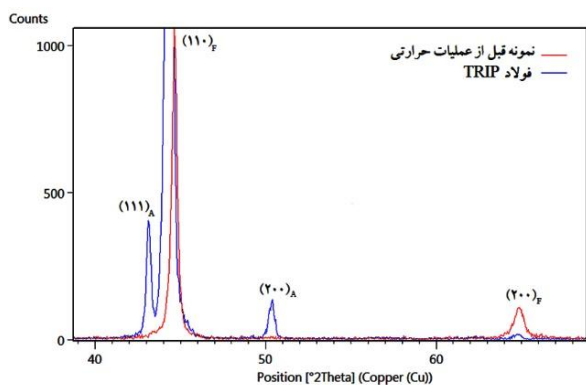
و مطمئن‌ترین فولادها برای استفاده در قسمت‌های حساس بدنه خودروهای جدید می‌باشد. در خودرو مکان امنی به نام محفظه سرنشین وجود دارد تا در صورت وجود تصادف کمترین جراحات به سرنشینان تحمیل شود. ستون‌های اصلی این محفظه را فولاد TRIP تشکیل می‌دهد، از جمله دیگر موارد استفاده این فولاد در ستون بالایی B، ستون‌های سقف، شاسی نگه‌دارنده موتور، ریل جلو و عقب و قاب صندلی در خودروهای امروزی می‌باشد [۴]. فولاد یک ماده همسانگرد است. مواد همسانگرد (ایزوتروپیک) موادی هستند که اندازه‌گیری آن در هر جهت فضایی به نتیجه‌ای یکسان منجر شود و مشخصات مکانیکی آن در یک نقطه مشخص از ماده، مستقل از راستای آن نقطه باشد و نسبت به گروه دوران‌های فضایی تقارن داشته باشد. لذا تولید یک فولاد جدید مستلزم بررسی‌های خواص مکانیکی در جهات مختلف می‌باشد، در این پژوهش فرآیند تولید و ساخت فولاد جدید TRIP1100 از یک آلیاژ ویژه با عملیات ترمومکانیکی ابداعی مورد بررسی قرار گرفت. هدف پژوهش دست‌یابی به بهترین کیفیت جهت شکل‌دهی و جوش پذیری بود. در سال‌های اخیر محققین با جدیت در تلاش برای بهبود عملکرد مکانیکی و ریزساختاری فولادهای استحکام بالای پیشرفته هستند. در اینجا سعی شد تا با در نظر گرفتن تولید آسان و مقرون به صرفه، فولاد TRIP جدیدی با دانه‌های بسیار ریز و با استحکام فوق‌العاده بالا همراه با حفظ انعطاف پذیری توسعه داده شود.

۲- روش تحقیق

در این تحقیق فولاد مورد آزمایش توسط کوره القایی و با کنترل پارامترهای اساسی تولید ریخته‌گری شدند، ترکیب شیمیایی این فولادها که به وسیله اسپکتروسکوپی آنالیز شدند در جدول (۱) ارائه شده است. شمش ریخته‌گری شده با وزن ۳۰ کیلوگرم با ابعاد $30 \times 100 \times 100$ سانتی‌متر بعد از همگن‌سازی در کوره به مدت ۱ ساعت و در دمای ۱۰۰۰ درجه سانتیگراد با فرآیند نورد گرم و طی ۳ پاس به ضخامت $3/2$ میلی‌متر رسیدند. سپس ورق‌های نورد گرم شده پس از آنیل به مدت ۱ ساعت در دمای ۱۰۰۰ درجه سانتیگراد در داخل کوره سرد شده و پس از اکسیدزدایی مکانیکی و اسیدشویی در محلول اسید کلریدریک تا ضخامت ۱ میلی‌متر نورد سرد شدند. جهت دستیابی به ریزساختارهای مورد نظر (TRIP1100)، طراحی سیکل عملیات حرارتی با استفاده از دیلاتومتري در دمای ۹۵۰ درجه سانتی‌گراد

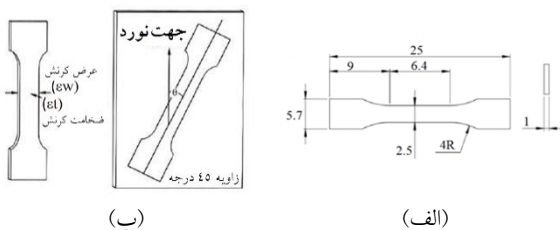
امروزه فولادهای استحکام بالای پیشرفته^۱ به دلیل نیاز به افزایش ایمنی سرنشینان خودروها و صرفه جویی در مصرف سوخت توسعه زیادی یافته‌اند و این به دلیل قابلیت تحمل نیروهای استاتیکی و دینامیکی خصوصاً در تصادفات است. این مزیت فولادها ساخت قطعات با اشکال پیچیده و طراحی‌های ارتقاء یافته را با فرایندهای شکل‌دهی امکان‌پذیر می‌کنند. در سال‌های اخیر فولادهای استحکام بالای پیشرفته در حال تکامل بوده و کاربردهای آنها خصوصاً در صنعت خودرو در حال توسعه است [۱]. این فولادها هم اکنون در حال بکارگیری در وسایل نقلیه می‌باشند تا کارآیی و ایمنی آنها را ارتقاء دهند. در حال حاضر فولادهای TRIP^۲، با میزان عناصر آلیاژی کم شناخته شده‌اند به طوری که عمدتاً میزان کل عناصر آلیاژی موجود در این فولادها به بیش از $3/5$ درصد نمی‌رسد. در این فولادها بر اثر اعمال فرآیندهای ترمومکانیکی آستنیت به مارتنزیت در دمای اتاق اتفاق می‌افتد. فولادهای TRIP یک ترکیب فوق‌العاده از استحکام و انعطاف پذیری را ارائه می‌دهد. در نتیجه برای ساخت قطعات تقویت شده با شکل‌های پیچیده مناسب است [۲]. ریزساختار فولادهای استحکام بالا دست‌یابی به ازدیاد طول بیشتر و ترکیبی از استحکام و انعطاف‌پذیری عالی را برای این فولادها امکان‌پذیر می‌کند. فولادهای TRIP دارای ریزساختار چند فازی با شکل پیچیده می‌باشد که این ریزساختار شامل زمینه فریتی با فازهای سخت در درون آن است. این آلیاژ دارای مقادیر مختلفی از آستنیت باقی‌مانده است که در مواردی از ۵ تا ۱۸ درصد متغیر است. فازهای بینیت بدون کاربرد در زمینه فریت نرم در این آلیاژ وجود دارد. آستنیت این فولادها در طی تغییر شکل پلاستیکی به مارتنزیت استحاله پیدا می‌کند. از این رو امروزه استفاده از این فولادها در صنعت خودرو به عنوان یک بحث داغ مطرح بوده و تحت تحقیق و توسعه قرار دارد [۳]. در راستای تحقیقات قبلی برای این فولادها بررسی اثر شرایط مختلف آنیل میان بحرانی بر روی دمای شروع استحاله بینیت و مارتنزیت انجام شد که نتایج نشان داد با افزایش دمای آنیل میان بحرانی مقدار آستنیت باقی‌مانده و درصد کربن ابتدا افزایش و سپس کاهش می‌یابد [۴]. در تحقیق دیگری افزودن عناصر آلیاژی و نقش آنها در ریزساختار بررسی شد، مشخص گردید افزودن مولیبدن به ساختار سبب بهبود عملکرد مکانیکی می‌شود و سیلیسیوم بیش از آلومینیوم باعث افزایش استحکام فولاد TRIP می‌شود [۵]. فولاد TRIP از جمله با استحکام‌ترین

PHILIPS با ولتاژ ۴۰ کیلو ولت و آمپراژ ۳۰ میلی آمپر و لامپ مسی با طول موج ۰/۱۵۴۰۶ میلی متر استفاده شد. سپس با نرم افزار xpert و معادلات مربوط، میزان کسر حجمی آستنیت بدست آمد. شکل (۲) الگوی پراش اشعه ایکس برای فولاد نورد گرم شده و عملیات حرارتی شده فولاد TRIP۱۱۰۰ را نشان می دهد. برای آستنیت باقی مانده پیکهای بدست آمده در زاویه های خاص رویت می شود لذا برای فولادهای با سیکل معمول فقط الگوی بدست آمده قبل از عملیات حرارتی و تنها با میزان فاز فریت طبق پیکهای نشان داده شده در شکل (۲) مشاهده می شود. هر چه شدت پیکها در آستنیت باقی مانده بیشتر و یا به عبارتی تیز تر باشند میزان آستنیت باقی مانده بالاتری در ساختار دیده می شود.



شکل ۲- الگوی پراش اشعه ایکس فولاد TRIP

آزمایش کشش نمونه ها با طول ۵ سانتیمتر با سرعت ۱ میلیمتر بر دقیقه و با زوایای ۰، ۴۵ و ۹۰ درجه نسبت به جهت نورد برای تعیین نسبت کرنش پلاستیک (R) و کرنش های جانبی و اصلی انجام شد [۳]. سپس به وسیله وایر کات از وسط نمونه شکست برش زده شد تا بتوان ریزساختار مقطع عرضی نمونه را بررسی نمود [۵]. شکل (۳) شماتیک ابعاد آزمایش کشش را نشان می دهد.



شکل ۳- الف) شماتیک نمونه ریز اندازه برای نمونه های کشش در جهت های مختلف بر حسب میلی متر، ب) نمایش محاسبه نسبت R در کرنش جانبی

با ابعاد نمونه ۱۰×۵×۵ میلی متر انجام گردید. با محاسبه از روی داده های دیلاتومتری و فرمول های دماهای بین بحرانی و دمای شروع استحاله های بینیتی و مارتزیتی به دست آمد که در جدول (۲) ارائه شده است. رابطه (۱) فرمول دماهای بین بحرانی را نشان می دهد [۵].

$$A_1 = 723 - 10.7Mn + 29.1Si - 16.9Ni + 16.9Cr + 290As + 6.38W \quad (1)$$

$$A_3 = 910 - 203\sqrt{C} + 44.7Si - 15.2Ni + 104Cr + 31.5Mo + 13.1W$$

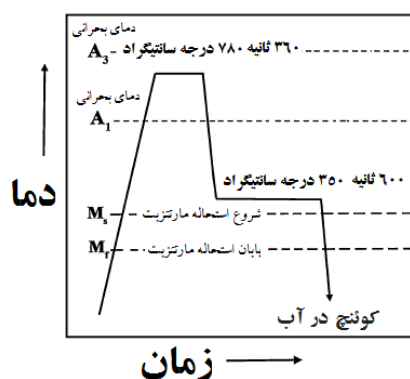
جدول ۱- ترکیب شیمیایی فولاد TRIP۱۱۰۰ بر اساس (درصد وزنی)

C	Si	Mn	s	P	Al	Cr	Ni	Fe
۰/۱۸	۱/۰۳	۲/۴۵	۰/۰۰۹	۰/۰۰۳	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۳	Bal.

جدول ۲- دماهای محاسبه شده توسط دیلاتومتری (در توافق نزدیک با نتایج تجربی و فرمول های مورد استفاده)

کربن معادل (CE)	دمای ذوب (°C)	A _{C3} (°C)	A _{C1} (°C)
۰/۵۸۸	۱۵۴۰	۸۶۸	۷۲۲

شکل (۱) شماتیک سیکل عملیات حرارتی طراحی و انجام شده بر روی فولاد مورد آزمایش برای رسیدن به ساختار مورد نظر را نشان می دهد. به منظور رسیدن به ریزساختار فولاد TRIP۱۱۰۰ ورقها در ناحیه دو فازی در دمای ۷۸۰ درجه سانتیگراد و به مدت ۳۶۰ ثانیه تحت عملیات آنیل میان بحرانی ۱ قرار گرفتند و بلافاصله در دمای ۳۵۰ درجه سانتیگراد به مدت ۶۰۰ ثانیه تحت عملیات آستمپرینگ، در داخل کوره های حاوی حمام نمک مذاب قرار گرفت.



شکل ۱- شماتیک سیکل عملیات حرارتی فولاد TRIP

برای تعیین میزان کسر حجمی آستنیت باقیمانده، مطابق استاندارد ASTM E975 از روش پراش اشعه ایکس با دستگاه

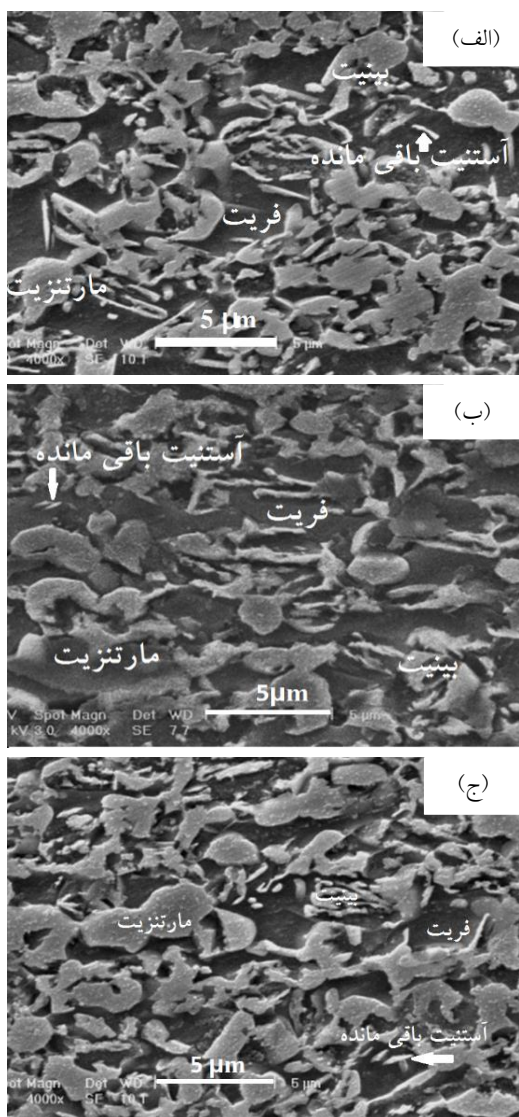
۳- نتایج و بحث

همانطور که در شکل (۴) دیده می‌شود، ریزساختار فولادهای TRIP1100 در همه جهات مورد آزمایش شامل فریت چند ضلعی، بینیت، آستنیت باقی‌مانده (RA) و جزایر مارتنزیت / آستنیت (M/A) است. با توجه به ریزساختار می‌توان دریافت آستنیت باقی‌مانده در مناطق بینیتی که در طی استحاله ایزوترمال در دمای ۳۵۰ درجه سانتیگراد تشکیل شده است وجود دارد. همچنین کمی آستنیت باقی‌مانده بلوکی در دانه‌های فریت چند ضلعی مشاهده می‌شود [۹]. در این آلیاژ میزان سیلیسیوم بیشتر از فولادهای معمول است زیرا حضور سیلیسیوم شکل‌گیری سمیتیت را مهار می‌کند و به ننگ داشتن تمام کربن در آستنیت باقی‌مانده کمک می‌کند [۵]. مشخص شده است که از طریق اضافه کردن سیلیسیوم می‌توان از رسوب سمیتیت جلوگیری کرد زیرا سیلیسیوم در سمیتیت حلالیت بسیار کمی دارد [۴]. با غنی شدن بیشتر آستنیت توسط کربن در مرحله استحاله هم‌دم، شروع مارتنزیت کمتر از دمای اتاق می‌شود. بنابراین بخشی از آستنیت پس از کوئنچ کردن در دمای اتاق به مارتنزیت تبدیل نمی‌شود. این آستنیت باقی‌مانده پایدار در اثر پدیده TRIP در فولاد تحت بارگذاری مکانیکی به مارتنزیت تبدیل می‌شود [۳].

با اینکه از روی تصاویر میکروسکوپی و تشابه‌های ریزساختاری تا حدودی می‌توان فاز آستنیت باقی‌مانده را شناسایی کرد ولی برای اثبات حضور آستنیت باقی‌مانده باید محاسبات و آنالیزهای دقیقی انجام گیرد که در ادامه به آن پرداخته می‌شود. در شکل (۲) الگوی پراش برای نمونه نورد گرم شده هیچ گونه آستنیتی را نشان نمی‌دهد ولی پس از عملیات حرارتی بین بحرانی بر روی فولاد صفحات (۱۱۱) و (۲۰۰) آستنیت در زاویه‌های 2θ (۵۰/۵ و ۷۴/۵) دیده شد که نشان دهنده آستنیت باقی‌مانده در ساختار بود. حجم و کسر این فاز توسط معادله (۲) حدود ۱۵ درصد محاسبه شد. این مقدار از آستنیت که نسبت به فولادهای تجاری بیشتر است، در همه ساختار و در هر جهتی موجود می‌باشد. این مقدار میزان قابل توجهی برای ایجاد استحاله به مارتنزیت می‌باشد و دارای میزان کار سختی بالایی بود [۷].

$$V_{\gamma} = \frac{1.4I_{\gamma}}{1.4I_{\gamma} + I_{\alpha}} \quad (2)$$

در رابطه (۲) حجم آستنیت باقی‌مانده معادل V_{γ} ، I_{α} و I_{γ} به ترتیب شدت پیک‌های فریت و آستنیت می‌باشند. برای مشخصه‌یابی ریزساختار و فازهای موجود دانستن دقیق‌تر خواص ضروری است. به این منظور از آنالیز پراش الکترونی از



شکل ۴- تصویر SEM ریزساختار نمونه‌های کشش الف) ۰ درجه، ب) ۴۵ درجه، ج) ۹۰ درجه

الکترون‌های برگشتی EBSD برای بررسی کسر فازی استفاده شد. شکل (۵-الف و ب) به ترتیب تصویر جهات بلوری همراه با نقشه کیفیت تصویر IPF + IQ map و کسر فازی را برای فولاد TRIP1100 حاصل از آنالیز EBSD نشان می‌دهد. با توجه به شکل (۴-الف تا ج) اندازه دانه‌های فریت چند ضلعی بین ۰/۵ تا ۴ میکرومتر و جزایر فازی M/A بین ۱ تا ۲ میکرومتر بدست آمد.

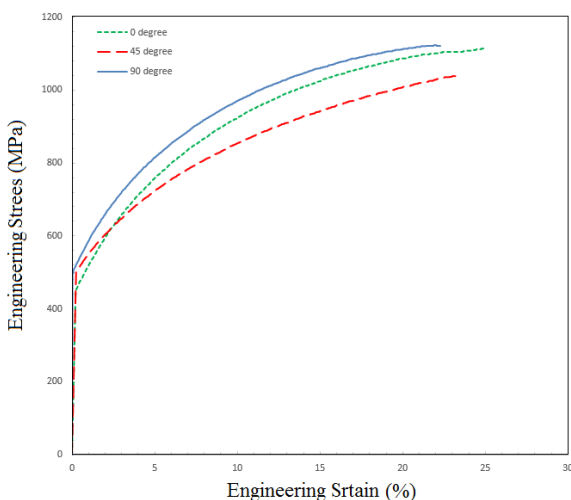
حضور آستنیت باقی‌مانده در ریز ساختار توسط نقشه فازی در محدوده شکل (۵-ب) حدود ۶/۵٪ در سطح ۵۰ میکرومتر مربع مشخص شد. تصاویر بدست آمده از نقشه فازی بیانگر توزیع یکنواخت آستنیت باقی‌مانده در ریزساختار می‌باشد. می‌توان بیان کرد آستنیت باقی‌مانده دارای دو

میزان R به جهت آزمایش کشش وابسته است لذا میزان میانگین آن از رابطه (۵) محاسبه می‌شود.

$$\Delta R = \frac{(R0 + R90 - 2R45)}{2} \quad (۴)$$

$$\bar{R} = \frac{(R0 + R90 + 2R45)}{42} \quad (۵)$$

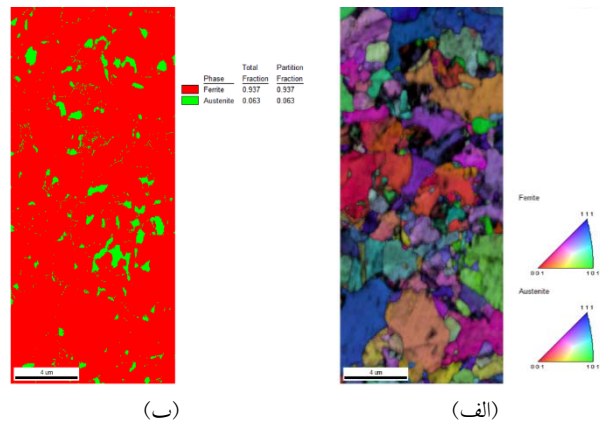
جدول (۳) و شکل (۶)، به ترتیب میزان استحکام و منحنی تنش- کرنش مهندسی فولاد نورد شده فولاد TRIP۱۱۰۰ را در جهت‌های مختلف کشش نشان می‌دهد که دارای استحکام بالا و انعطاف کم به واسطه نورد سرد می‌باشد [۸]. برای بهبود ویژگی‌های مکانیکی، افزودن عنصر منگنز به این فولاد استحکام آن را به طور چشمگیری افزایش داده است. همچنین به دلیل حضور منگنز استحاله انجام شده دارای درصد بیشتری آستنیت باقی مانده نسبت به فولادهای مشابه بوده برای همین انعطاف پذیری نیز که مرتبط با شکل پذیری فولاد است زیاد شده است. با عنایت به شکل (۶) می‌توان دریافت با نگه داشتن در دمای بین بحرانی به مدت زمان طراحی شده در این آزمایش می‌توان به بهترین میزان استحکام و انعطاف پذیری دست یافت.



شکل ۶- شماتیک سیکل عملیات حرارتی فولاد TRIP

همانطور که در شکل (۴) مشخص است اندازه دانه‌ها طی مراحل انجام پروسه به شدت کاهش یافته (حدود یک میکرون) و باعث افزایش مقاومت فولاد در برابر تنش‌های کششی شده است. در فولاد TRIP۱۱۰۰ با تغییر فرم پلاستیک تحت کشش، تبدیل تدریجی آستنیت باقیمانده به مارتنزیت در اثر افزایش کرنش پلاستیک، منجر به توزیع فازهای سخت ثانویه در فریت نرم شده که منجر به چقرمگی و داکتیلیته بالای آن شد [۹].

مورفولوژی بلوکی و دانه‌های بسیار ریز است. آستنیت باقی‌مانده بلوکی در داخل M/A شکل می‌گیرد در حالی که آستنیت باقی‌مانده بین توده‌های بینیتی به صورت دانه‌های خیلی ریز ظاهر می‌شود [۴]. در تصویر شکل (۵-الف)، یک سری نواحی سیاه و تیره رنگ دیده می‌شود که میزان IQ آنها کمتر از زمینه است این نواحی مارتنزیت می‌باشند. مارتنزیت به دلیل میزان کمتر کیفیت تصویر تیره‌تر هستند.



شکل ۵- الف) تصویر جهت‌های بلوری و نقشه کیفیت تصویر

ب) کسر فازی فولاد در جهت نورد

EBSD از نتایج TRIP۱۱۰۰

مقدار متوسط R به طور معمول از رابطه (۳) و زاویه انحراف ΔR از رابطه (۴) بدست می‌آید. این دو رابطه با هم برای بررسی تغییر شکل ورق‌ها بسیار اهمیت دارند. در بسیاری از ورق‌ها انحراف زاویه‌ای استحکام تسلیم زیاد نیست. پارامترها به طور معمول برای ناهمسانگردی نرخ کرنش یا مقدار R استفاده می‌شوند که به عنوان یک نسبت فشار کاهش در مسیر عرضی جهت ضخامت در طول آزمون کششی تعریف شده است. برای تعیین نسبت کرنش پلاستیک (R) از رابطه (۳) طبق استاندارد ASTM E517 برای ورق فلزی بدست می‌آید.

$$R = \frac{\varepsilon W}{\varepsilon t} \quad (۳)$$

مواد با خواص فیزیکی یکسان، عرض و ضخامت کرنش، εW و εt برابر دارند. بنابراین مقدار R برای مواد ایزوتروپیک برابر ۱ است. هرچند R در مواد حقیقی معمولاً بزرگتر یا کوچکتر از ۱ است. رابطه (۴) میزان تغییرات زاویه ای R توسط ΔR تعریف شده است. مقادیر محاسبه شده ΔR در جدول (۳) ارائه شده است. به جای εt معمولاً کسری از عرض و طول کرنش که تقریباً میزان ثابتی است را قرار می‌دهند. همچنین

جدول ۳- میزان استحکام کششی و مقادیر محاسبه شده کرنش و R برای جهات مختلف فولاد TRIP۱۱۰۰

R	ϵ_t	ϵ_w	میکرو سختی (HV100)	ازدیاد طول (%)	تنش نهایی (MPa)	تنش تسلیم (MPa)	جهت فولاد TRIP
۱/۵	-۰/۱۸	-۰/۲۷	۳۴۰	۲۳/۷۰	۱۱۱۴	۵۰۴	۰°
۱/۸	-۰/۱۴	-۰/۲۶	۳۵۵	۲۱/۷۲	۱۱۲۴	۵۰۶	۴۵°
۱/۷	-۰/۱۰	-۰/۱۶	۳۲۸	۱۶/۱۵	۱۰۳۹	۵۱۱	۹۰°

تغییر R در طول آزمایش کشش به طور معمول کوچک و کرنش‌های جانبی در ازدیاد طول ۱۵٪ به اندازه کافی بزرگ هستند که با دقت اندازه‌گیری شوند. برای \bar{R} و ΔR به ترتیب مقادیر ۱/۶۶ و ۰/۱۵ بدست آمد.

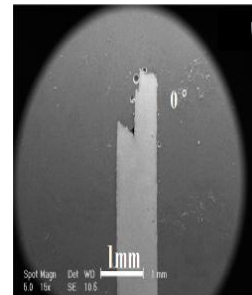
معادله (۲) نشان می‌دهد که مقدار R وابسته به نسبت عرض و ضخامت تغییر می‌کند. از آنجا که دقت تغییر اندازه ضخامت دشوار است، فرض می‌شود که حجم نمونه ثابت باقی می‌ماند. در معادله (۲) مقدار R به خطاهای اندازه‌گیری عرض نسبت به خطاهای اندازه‌گیری طول بسیار حساس است. علاوه بر این، مقدار گزارش شده همیشه بالاتر از مقدار واقعی است [۳]. دو منبع اصلی اشتباه در اندازه‌گیری کرنش عرضی عبارتند از پیچ خوردگی لبه نمونه در امتداد طول است و تنش‌های تمرکز یافته مانند لبه‌های تیز که تمرکز شدید تنش را دارد، که نتیجه آن افزایش کرنش موضعی در نقطه اندازه‌گیری می‌شود. هر دو منبع خطای ذکر شده باعث می‌شوند که مقدار R بزرگ‌تر شود.

مقدار R یک پارامتر برای نشان دادن توانایی یک ورق برای مقاومت در برابر نازک شدن یا ضخیم شدن در هنگام اعمال نیروهای کششی یا فشاری است. بنابراین، مقدار R به عنوان معیاری از قابلیت کشش ورق محسوب می‌شود.

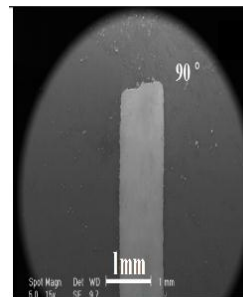
شکل (۸) تصویر SEM سطوح شکست فولاد TRIP را نشان می‌دهد.

هر شکستی شامل دو مرحله است: ایجاد ترک و اشاعه آن که در واکنش به یک تنش اعمالی بروز می‌کند حالت شکست به میزان زیادی به مکانیزم اشاعه ترک بستگی دارد. شکست نرم توسط تغییر شکل پلاستیک زیاد در مجاورت ترک رو به رشد متمایز می‌گردد. در شکست نرم فولاد ابتدا بعد از اینکه گلوئی شدن آغاز گردید، حفره‌های کوچکی در داخل سطح مقطع گلوئی تشکیل می‌شود. سپس با ادامه تغییر شکل این ریزحفره‌ها بزرگ شده و به هم نزدیک می‌شوند و در نهایت به هم می‌پیوندند. در فولاد TRIP۱۱۰۰ شکستگی با دیمپل‌های تقریباً هم محور مشخص شد و کندگی‌ها دارای ناخالصی‌هایی بود

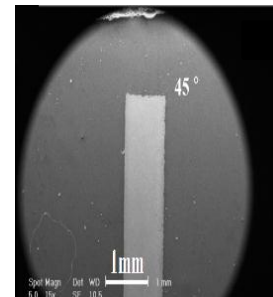
شکل (۷-الف) تا (۷-ج) نحوه اندازه‌گیری نمونه شکست فولاد TRIP۱۱۰۰ را در جهات مختلف آزمایش را با نازک شدن در نقطه گلوئی نشان می‌دهد همچنین پهنا و ضخامت نمونه به شدت در نزدیکی نقطه شکست کاهش می‌یابد.



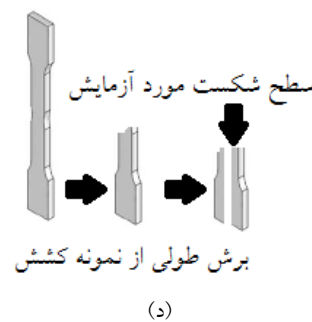
(الف)



(ج)



(ب)



(د)

شکل ۷- تصویر SEM نمونه‌های کشیده شده و برش خورده جهت اندازه‌گیری کاهش پهنا در منطقه گلوئی شدن (الف) ۰ درجه، (ب) ۴۵ درجه، (ج) ۹۰ درجه، (د) شماتیک برش نمونه‌های کشش جهت اندازه‌گیری عرض و ضخامت

۴- نتیجه گیری

۱- ریزساختار فولاد TRIP1100 شامل فریت چند ضلعی، بینیت، آستنیت باقی مانده (RA) و جزایر مارتنزیت / آستنیت (M/A) بود. با توجه به ریزساختار می توان دریافت آستنیت باقی مانده در مناطق بینیتی که در طی استحاله ایزوترمال در دمای ۳۵۰ درجه سانتیگراد تشکیل شده است که توسط پراش اشعه ایکس و آنالیز الکترون های برگشتی بدست آمد.

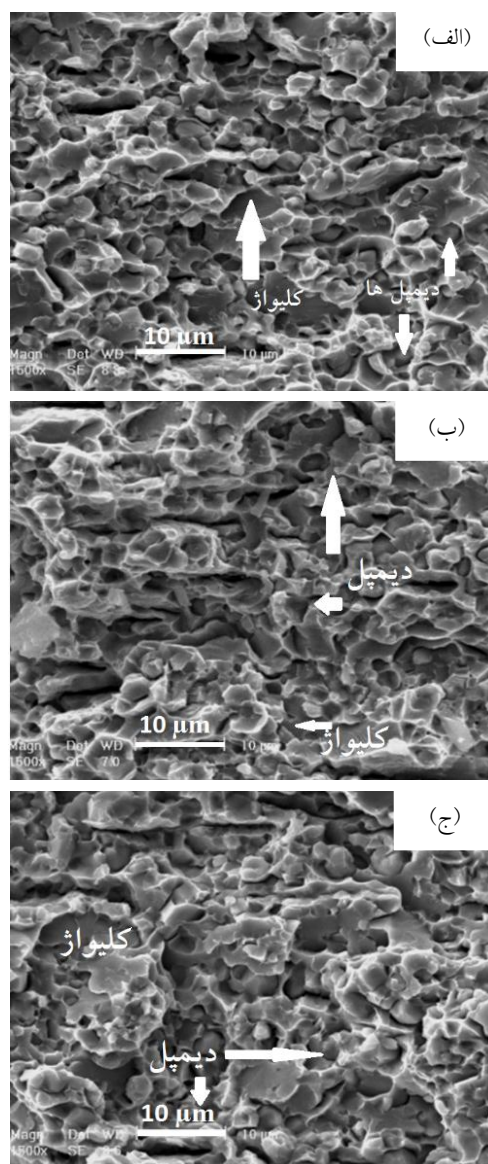
۲- نتایج نشان داد، با تنظیم ترکیب شیمیایی آلیاژ، دستیابی به استحکام بسیار زیاد در فولاد TRIP1100 امکان پذیر بوده و انعطاف پذیری حدود ۲۵ درصد و کار سختی قابل توجهی برای فولاد TRIP نیز می توان کسب نمود.

۳- همچنین مشخص شد در زوایای ۰، ۴۵ و ۹۰ نسبت به جهت نورد رفتار این فولاد تقریباً یکسان بوده و می تواند به طور گسترده ای برای شکل دهی و جوش پذیری مورد استفاده قرار گیرد. بررسی نمونه های شکست نشان داد، دانه های ریز فازها دارای شکست نسبتاً نرم هستند.

۶- مراجع

- [1] Miracle, D.B., (2015), "High Entropy Alloys and Their Development as Structural Materials", Materials Science and Technology, Vol. 31, pp. 1142-1147.
- [2] Zhao, L., Wibowo, M.K., Hermans, M.J.M., van Bohemen S.M.C. and Sietsma J. (2009), "Retention of austenite in the welded microstructure of a 0.16C-1.6Mn-1.5Si (wt.%) TRIP steel", Journal of Materials Processing Technology, Vol. 209, pp. 5286-5292.
- [3] Hajiannia, I., Shamanian, M., Atapour, M., Ghassemali, E. and Saeidi, N. (2018), "Development of Ultrahigh Strength TRIP Steel Containing High Volume Fraction of Martensite and Study of the Microstructure and Tensile Behavior", Trans Indian Inst Met. Vol 71, pp. 1363-1370.
- [4] مصطفی پور اصل، ا.، ابراهیم پور، ع. و سعید، ت. (۱۳۹۴)، "بررسی تاثیر شرایط عملیات حرارتی دو مرحله ای در ریزساختار و خواص مکانیکی فولاد TRIP"، نشریه علمی پژوهشی سازه و فولاد، شماره ۱۸، ص. ۶۳-۷۴.
- [5] LI, L., De Cooman, B.C., Wollants, P., HE, Y. and Zhou, X. (2004), "Effect of Aluminum and Silicon on Transformation Induced Plasticity of the TRIP Steel", Journal of Materials Science and Technology, Vol. 20, No. 2, pp. 135-138.
- [6] Keeler, S. and Kimchi, M., (2014), "Advanced High-Strength Steels Application Guidelines Version 5.0", World Auto Steel, May.
- [7] Saeidi, N., Ashrafzadeh, F. and Niroumand, B. (2014), "Development of a New Ultrafine Grained Dual Phase Steel and Examination of the Effect of Grain Size on Tensile Deformation Behavior", Materials Science and Engineering: A, Vol. 599, pp. 145-149.
- [8] Guo, Z. and Li, L. (2016), "Influences of Alloying Elements on Warm Deformation Behavior of High-Mn TRIP Steel with Martensitic Structure", Materials and Design, Vol. 89, pp. 665-675.

که باعث اشاعه ترک و شکست در حین تغییر شکل پلاستیک شدند [۱۰]. همچنین استحاله آستنیت باقی مانده در طول فرآیند کشش به گسترش مارتنزیت در مرزهای دانه فریت منجر شد و در دانه های ریز فولاد میزان کار سختی را افزایش داد و باعث جذب انرژی بالاتر در ساختار شد نمونه در جهت نورد (۰ درجه) دارای دیمپل های ریز تری بود که می تواند به دلیل هم راستا بودن دانه ها با جهت نورد می باشد. همان طور که در شکل مشخص است شکست ترد بدون وقوع تغییر شکل محسوس و توسط اشاعه ترک سریع بروز می کند. برای فولاد فوق شکست ترد با اشاعه ترک متناظر با جدایش پیوندهای بین اتمی در امتداد صفحات کریستالوگرافی خاص به صورت کلیواژ اتفاق می افتد.



شکل ۸- تصویر SEM سطح شکست نمونه های کشش (الف) ۰ درجه، (ب) ۴۵ درجه، (ج) ۹۰ درجه

[10] Krajewski, S. and Nowacki, J., (2014), "Dual-Phase Steels Microstructure and Properties Consideration Based on Artificial Intelligence Techniques", Archives of Civil and Mechanical Engineering, Vol. 14, pp. 278–286.

[9] Moosalu, H., NooriTeymorlu, A., ParviniAhmadi, N. and Yazdani S., (2012), "Investigation of Transformation Induced Plasticity in High Al–Low Si TRIP Steel", International Journal of ISSI, Vol. 9, No. 1, pp.11–14.

پی نوشت

¹ Advanced High Strength Steel (AHSSs)

² Transformation Induced Plasticity





بررسی پارامتر لرزه‌ای جابه‌جایی نسبی طبقات در سیستم‌های فولادی EBF با تیر پیوند متوسط بر پایه FEMA-440 با استفاده از روش‌های تحلیلی موجود

میلاد محمدیان^{۱*}، علی اکبر میمندی پاریزی^۲، عباس مهدویان^۳

۱- کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه شهید بهشتی، تهران

۲- دکتری تخصصی مهندسی زلزله، دانشگاه شهید بهشتی، تهران

۳- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه شهید بهشتی، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۷۱۹-۱۶۷۶۵، milad.mohammadian@mail.sbu.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۸/۰۲، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۰۸/۲۲)

چکیده

از جمله مخاطرات طبیعی که هر ساله باعث بروز آسیب‌های جانی و مالی فراوانی در کشور است پدیده زلزله است. بر اساس نیاز، کشورهایی که بیشتر در معرض این خطر قرار دارند بیشتر به فکر حل این مسئله بوده و پیشرفت‌های را در این زمینه داشته‌اند. بدون شک ایران یکی از این جمله کشورها است که وقوع زلزله‌های مخرب همچون زلزله بوئین‌زهرا، منجیل، رودبار و طبس مهندسين را به فکر ایجاد ضوابطی در خصوص طراحی لرزه‌ای سازه‌ها واداشته، به‌طوری‌که در سال ۱۳۶۷ اولین آئین‌نامه خاص جهت طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله تحت عنوان آئین‌نامه ۲۸۰۰ منتشر گردید. همچنین از سوی دیگر در سال‌های اخیر بحث رفتار غیرخطی و روش عملکردی در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها مطرح شده که در این زمینه مراکز تحقیقاتی متعددی فعالیت داشته و نتایج اقدامات خود را در دستورالعمل‌هایی همچون ATC و یا FEMA مطرح ساخته‌اند. در این پژوهش ضوابط دستورالعمل‌های مذکور در خصوص ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های فولادی با سیستم‌های مهاربندی برون‌محور (EBF) با استفاده از مدل‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه با سیستم دوگانه، مطابق با آیین‌نامه‌های مختلفی طراحی شده و با اعمال چندین الگوی بار جانبی مختلف و با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی بر روی این مدل‌ها به بررسی و مقایسه پاسخ‌ها با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی پرداخته شده است که انتقال نیروی محوری مهارها به ستون‌ها از طریق خمش و برش در تیرها به عمل آمده است. نتایج این پژوهش حاکی از آن است که به‌طور کلی پاسخ تمامی سازه‌ها به‌غیراز سازه‌های کوتاه مرتبه، تحت تأثیر مودهای بالاتر قرار دارد.

واژگان کلیدی

تحلیل استاتیکی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، طیف ظرفیت، تیر پیوند، FEMA

Seismic Performance Evaluation of Eccentrically Braced Steel Frames with Intermediate Link Lengths

M. Mohammadian, A.A. Meymandi Parizi, A. Mahdavian

Abstract

One of the natural disasters that cause many human and financial detriments in various countries is the earthquake phenomenon. In this regards, countries that are more at risk are extra concerned with problem solving procedures and have made progress in this regard. Certainly, one of these countries is Iran, which caused the occurrence of destructive earthquakes such as the earthquake of Buin Zahra, Manjil, Rudbar and Tabas, that led to further studies about establishing criteria for the design of seismic structures. In this way, the first distinctive guideline (2800 standard) planned for designing buildings against earthquakes in 1367. In addition, recently, the evaluation of nonlinear behavior and performance-based method have been introduced in the seismic evaluation of structures, in which research centers and agencies have been active in this field and presented their effort in related guidelines such as ATC and FEMA. In this study, the guidelines rules for assessing the seismic of steel structures with eccentric braced frame (EBF) were evaluated by 4, 8, 12 and 16 models with dual system. These guidelines are designed in accordance with the rules of Iran and the world and by applying several lateral loading patterns. Also, nonlinear static analysis on these models has been used to review and compare the responses with nonlinear dynamics analysis. In this study, some criterions of the mentioned guidelines are studied, which are about seismic evaluation of the eccentric braced frame (EBF) systems, then the results of the research indicate that the response of all structures other than short-term structures is influenced by higher modes.

Keywords

Nonlinear static analysis, Nonlinear dynamic analysis, Capacity spectrum, Link beam, FEMA guideline



طراحی لرزه‌ای سازه‌ها تفاوت زیادی با طراحی آن‌ها تحت اثر بارهای استاتیکی دارد. در واقع هدف از طرح لرزه‌ای تأمین مقاومت اجزاء نیست، بلکه باید شکل‌پذیری لازم برای مقابله با نیروی زلزله در اعضا سازه و اتصالات آن وجود داشته باشد. لازم به ذکر است که با توجه بهیقین نداشتن در تعیین بارهای ناشی از زلزله تأمین شکل‌پذیری اهمیت ویژه‌ای دارد.

در زمان طراحی سازه طبق آئین‌نامه‌های معتبر، سازه‌ها به نحوی طراحی می‌شوند که تا حدی از بارگذاری دارای رفتار خطی و افزون بر آن از رفتار غیرخطی تبعیت نماید. این‌گونه طراحی بر اساس فلسفه‌ای است که علاوه بر مقاومت مصالح از خاصیت شکل‌پذیری آن‌ها نیز استفاده گردد، پس می‌توان انتظار داشت در زمان وقوع یک زلزله شدید تنش در بسیاری از اعضا از حد تسلیم فراتر رفته و لذا در محل‌های موردنظر مفصل پلاستیک تشکیل شود. با تشکیل این مفصل سازه وارد حوزه رفتار غیر الاستیک شده و لذا پاسخ آن با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی قابل‌بررسی و ارزیابی خواهد بود [۱ و ۲]. از این‌رو انجام تحلیل‌های بار افزون (پوش آور) در بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها بسیار رایج است و نیاز به بررسی و ارزیابی این روش در بحث عملکردی سازه‌ها احساس می‌شود.

در طول دهه گذشته تحلیل پوش آور به‌عنوان یک ابزار کاربردی مناسب نقش موثری در توسعه مهندسی زلزله بر مبنای عملکرد ایفا کرده و به‌طور گسترده‌ای در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفته است [۳-۶]. با رواج یافتن تحلیل پوش آور به صورت حرفه‌ای در بین مهندسان، مطالعات گسترده‌ای در خصوص مزایا و معایب این روش صورت گرفته است [۷ و ۸].

از جمله تحقیقات صورت گرفته در این حوزه می‌توان به مطالعات دقیق Krawinkler و Seneviratna در خصوص قابلیت‌های روش تحلیل پوش آور، نقاط قوت و ضعف آن اشاره کرد. نتایج حاصل از این تحقیق نشان داد که تحلیل پوش آور، تخمین مناسبی از نیازهای لرزه‌ای ایجادشده در سازه‌های کوتاه مرتبه‌ای که توزیع یکنواختی از رفتار غیر ارتجاعی در ارتفاع را تجربه می‌کنند ارائه می‌دهد [۹].

Gupta نیز پاسخ ثبت‌شده ۸ سازه واقعی (۵، ۷، ۱۰، ۱۳، ۱۴، ۱۷، ۱۹ و ۲۰ طبقه با سیستم قاب خمشی و دیوار برشی) در جریان زلزله نورتریج که شتابی بیش از ۰/۲۵g را تجربه کردند، تحلیل نمود تا ابتدا رفتار واقعی سازه‌ها را درک کند و در ادامه

تغییر مکان طبقات، تغییر مکان نسبی طبقات، نیروی اینرسی و برش هر طبقه که در طول زلزله ثبت شده بود را با روش تحلیل پوش آور مقایسه و بررسی کند. با توجه به نتایج این پژوهش مشاهده شد که پاسخ تمامی سازه‌ها به‌غیر از سازه‌های کوتاه مرتبه، بسیار تحت تأثیر مودهای بالاتر قرار دارد [۱۰].

Mwafy و Elnashai نیز چندین تحلیل پوش آور و دینامیکی را به‌منظور بررسی دقت و قابلیت تحلیل پوش آور انجام دادند و نتایج حاکی از آن بود که تحلیل با توزیع بار مثلثی، پیش‌بینی مناسبی از رفتار سازه در قیاس با تحلیل دینامیکی غیرخطی ارائه می‌دهد، همچنین در این پژوهش توصیه شده است که تحلیل پوش آور برای سازه‌های کوتاه مرتبه با زمان تناوب کوتاه و توزیع بار مثلثی مناسب‌تر بوده و بهتر است برای تحلیل‌های سازه‌های بلند و دارای بی‌نظمی زیاد از توزیع بارهای دیگری استفاده شود [۱۱].

Abbaspour و S. Moghadam در پژوهشی با استفاده از ۹ مدل (یک مدل منظم و ۹ مدل نامنظم) که کلیه مدل‌های در نظر گرفته شده قاب‌های خمشی دوبعدی با سیستم قاب خمشی بتنی متوسط ۱۰ طبقه است به مقایسه روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال با مقادیر متناظر تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی در سطوح مختلف زلزله پرداخته‌اند. نتایج این پژوهش نشان داد که روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال (الاستیک) در مقایسه با روش‌های تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی در سطوح زلزله‌های پایین دارای دقت مناسبی است اما در سطوح زلزله‌های بالا اختلاف زیادی داشته و پیشنهاد شده در این حالت، الگوی بارگذاری جانبی بر اساس شکل مود پلاستیک سازه در انتهای تغییر مکان هدف اولیه، به سازه‌ها اعمال گردد [۱۲].

Shayanfar و Rezaey Abyaneh در پژوهشی دیگر به بررسی اثرات الگوهای مختلف توزیع بار جانبی بر آنالیز استاتیکی غیرخطی قاب‌های خمشی پرداختند. در این پژوهش که با استفاده از دو قاب فولادی ۶ و ۱۸ طبقه و سیستم مقاوم باربر جانبی هر دو قاب از نوع خمشی فولادی ویژه است، تلاش شده با در نظر گرفتن الگوهای بار مختلف موجود در FEMA و همچنین معرفی روش MPA و در نظر گرفتن سه الگوی بار متناسب با سه مود اول تغییر شکل سازه‌ها، اثرات مودهای بالاتر در مقایسه با روش‌های مرسوم آنالیز استاتیکی غیرخطی در FEMA و بالا بردن دقت پاسخ‌ها در مقایسه با آنالیز دینامیکی غیرخطی برای قاب‌های خمشی را مورد بررسی قرار دهند. همچنین جهت افزایش سرعت محاسبه در روش MPA از روش



میانگین گیری نمایی استفاده شده است. نتایج این پژوهش حاکی از آن است که استفاده از میانگین گیری نمایی به دلیل ماهیت غیرخطی عوامل پاسخ در آنالیز دینامیکی غیرخطی، منطقی به نظر می‌رسد و به طور قابل توجهی از حجم محاسبات می‌کاهد و با مقایسه نتایج حاصل از روش MPA با آنالیز دینامیکی غیرخطی مشاهده شد که روش MPA تخمین قابل قبولی از عوامل پاسخ سازه از قبیل جابجایی طبقات و جابجایی نسبی طبقات ارائه می‌دهد [۱۳].

Shakeri و Shayanfar در پژوهشی دیگر به منظور بهبود و افزایش دقت روش‌های تحلیل پوش آور با یکبار اجرا با استفاده از الگوریتمی ارائه شده در محیط Matlab و قابلیت‌های تحلیل سازه غیرخطی نرم‌افزار DRAIN-2DX یک روش جدید تحلیل پوش آور مودال با یکبار اجرا با الگوی بار به هنگام شونده بر اساس برش طبقات ارائه کرده‌اند که این برنامه کامپیوتری قابلیت اجرا بر روی انواع سازه‌ها را دارد. روش پیشنهادی بر روی یک نمونه سازه ۹ طبقه فولادی تحت اثر زلزله کوبه به کار گرفته شده و با پاسخ‌های حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی مقایسه شده است و مشاهده شد که روش مذکور با دقت مناسبی می‌تواند پاسخ‌های حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی را تقریب بزند [۱۴].

Shayanfar و همکارانش در پژوهشی دیگر به بررسی عملکرد قاب‌های مهاربندی شده واگرا با تیر پیوند افقی متقارن پرداختند و از روشی جدید که اثر رفتار پلاستیک سازه را در توزیع نیروی زلزله در ارتفاع لحاظ می‌نماید، استفاده کردند. در این پژوهش طراحی قاب‌های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه بر اساس روش ظرفیت بوده و جهت بررسی تاثیر نیروها و مکانیزم تشکیل مفصل‌ها در این قاب‌ها از آنالیزهای تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده شده است. همچنین از روش‌های تحلیلی و عددی برای مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب طراحی شده، از توزیع بار جانبی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، ۲۰۰۹ IBC و روش طراحی پلاستیک استفاده شده است. بررسی نتایج این پژوهش نشان دهنده این است که در روش طراحی پلاستیک قاب‌های طراحی شده به روش مفصل‌های پلاستیک، جابجایی طبقه‌ها و چرخش پلاستیک پیوندها به‌طور یکنواخت در ارتفاع توزیع می‌شود [۱۵].

Tameh و Tahghighi در پژوهشی در این راستا به بررسی قابلیت، محدودیت و دقت روش MPA نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و نیز روش تحلیل دینامیکی فزاینده مودال نسبت به تحلیل دینامیکی فزاینده پرداختند؛ بنابراین با استفاده از دو مدل طراحی شده فولادی ۵ و ۱۵ طبقه با سیستم

مقاوم قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه در جهت X و قاب ساده با مهاربندی ضربدری در جهت Y و با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی ناشی از زلزله‌های دور از گسل، تغییر مکان نسبی و مطلق طبقات ساختمان را به‌عنوان اندازه‌ی خسارت محاسبه کردند. در این پژوهش نتایج به این صورت بود که روش MPA در مقایسه با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در قاب‌های ۵ طبقه (خمشی و مهاربندی) و همچنین در قاب ۱۵ طبقه خمشی از دقت قابل قبولی در تخمین تقاضاهای لرزه‌ای برخوردار است، اما در قاب ۱۵ طبقه مهاربندی با در نظر گرفتن آثار سه مود اول سازه نمی‌توان به پاسخ دقیق دست یافت. همچنین روش تحلیل دینامیکی فزاینده مودال از دقت قابل قبولی نسبت به تحلیل دینامیکی فزاینده برخوردار است که با توجه به زمان تحلیل کمتر و نتایج محافظه‌کارانه‌تر می‌توان روش تحلیل دینامیکی فزاینده مودال را در ارزیابی عملکرد سازه‌ها استفاده کرد [۱۶].

Gerami و همکارانش الگوهای مختلف بار جانبی در روش پوش آور سنتی به همراه روش‌های پیشرفته شامل روش تطبیقی بر اساس جابجایی (DAP) و به هنگام شونده با لحاظ کردن اثر اندرکنش مودی (APAM) را مورد ارزیابی قرار دادند و نتایج را با تحلیل دینامیکی غیرخطی حاصل از ۱۰ شتاب‌نگاشت دور از گسل مقایسه کردند. نتایج این پژوهش نشان داد که روش‌های سنتی تخمین مناسبی از جابجایی و زاویه دررفت سازه‌های بلندمرتبه ارائه نمی‌دهند و بیشترین مقدار اختلاف در مقایسه با روش‌های تطبیقی است. همچنین در میان روش‌های مختلف، روش پوش آور تطبیقی (DAP) تخمین مناسبی از نیازهای لرزه‌ای سازه‌ها ارائه داده و به‌خوبی اثر مودهای بالاتر را در فرآیند تحلیل لحاظ می‌کند. در روش تطبیقی (APAM) تخمین مناسبی از زاویه دررفت طبقات تحتانی سازه به ویژه در سازه‌های بلندمرتبه ندارد به‌نحوی که بیشترین میزان اختلاف در مقایسه با روش DAP معرفی شده است [۱۷].

از سوی دیگر در دهه ۷۰ میلادی بود که سیستم باربر جانبی مهاربندی واگرا در دانشگاه کالیفرنیا ابداع گردید [۱۸]. Popov و همکارانش بیان کردند که EBFها در مقایسه با دیگر سیستم‌های باربر جانبی (MRF و CBF) دو معیار طراحی لرزه‌ای، سختی و شکل‌پذیری را به خوبی ارضا می‌نمایند. این قاب‌ها تحت زلزله‌های خفیف و متوسط سختی زیاد و در برابر زلزله‌های شدید، شکل‌پذیری مناسبی از خود بروز می‌دهند [۲۱-۱۹].

پس از آن این سیستم به‌سرعت مورد توجه طراحان حرفه‌ای همچون Teal [۲۲]، Libby [۲۳] و Merovich و همکارانش [۲۴] قرار گرفت.



مطالعات زیادی بر روی رفتار تیر پیوند و پاسخ آن تحت بارهای تناوبی و چرخه‌ای صورت گرفت که از آن جمله می‌توان به Manheim و Popov [۲۵]، Helmeted و Popov [۲۶]، Malley و Popov [۲۷]، Kasai و Popov [۲۸]، Ricles و Popov [۲۹] و همچنین Engelhardt و Popov [۳۰] اشاره کرد. اما اولین تحقیق، در سال ۱۹۹۲ میلادی بود که به طور مشخص بر روی رفتار غیر برشی تیر پیوندهای با طول متوسط و بلند به صورت آزمایشگاهی صورت پذیرفت. نتایج این پژوهش حاکی از آن بود که به دلیل وقوع شکست‌های ناگهانی تحت گسیختگی اتصال ناشی از لنگرهای بسیار بالا، منجر به پیشنهاد عدم به‌کارگیری تیرهای بلند به صورت متصل به ستون شد [۳۱].

از دیگر نتایج، مطالعات برخی از پژوهشگران بود که نشان داد نه تنها اتصال تیرهای پیوند بلند بلکه اتصال تمامی انواع تیرهای پیوند، به صورت مستقیم به ستون تا انجام مطالعات بیشتر و ارائه جزئیات اتصال مناسب مجاز نیست [۳۲].

Okazaki و همکارانش نیز مجموعه‌ای شامل ۲۳ آزمایش را برای بررسی عملکرد تیرهای پیوند در قاب‌های مهارشده و اگر فولادی مقاوم در برابر زلزله تحت بارگذاری متناوب انجام دادند [۳۳].

در راستای پژوهش‌های صورت گرفته در راستای قاب‌های فولادی برون محور Meymandi Parizi و همکارانش در پژوهشی به مطالعه و ارزیابی پارامترهای لرزه‌ای برش و لنگر واژگونی طبقات در سیستم‌های فولادی برون محور با تیر پیوند متوسط پرداخته‌اند [۳۴].

S. Moghadam و همکارانش با بررسی آسیب‌پذیری سازه دو طبقه فولادی مهاربندی شده و اگر با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی سه بعدی بر اساس ضوابط مقررات ملی مبحث دهم و آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران نتایج این پژوهش را به صورت شکست سازه بیان نموده‌اند و دلیل این موضوع را شکست تیرهای خارج از پیوند و مهارها قبل از تیر پیوند متصل به آن معرفی کرده‌اند [۳۵].

Rossi و Bosco نیز ضمن بررسی رفتار لرزه‌ای بادبندهای و اگر، به نقش تیرهای پیوند و عملکرد ارتجاعی آن‌ها، اقدام به ارزیابی تاثیرات جاری شدن بر روی تیرهای پیوند، جهت رفتار مناسب سازه، کردند [۳۶].

Adlparvar نیز مطالعاتی بر روی ویژگی قاب‌های مهاربندی و اگر با استفاده از سه مدل ۶، ۱۰ و ۱۰ طبقه در هر دو محدوده استاتیک خطی و غیرخطی انجام داده است. Adlparvar با

استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی ضریب رفتار مدل‌های مورد مطالعه در قاب‌های MRF و CBF و EBF ارائه کرده است. نتایج به دست آمده پژوهش حاکی از آن است که ضریب رفتار قاب‌های با مهاربندی و اگر به شدت متأثر از طول تیر پیوند است. بررسی تغییر مکان نسبی و کل در مدل‌ها نشان داده که طول تیر پیوند در مقدار آن‌ها تاثیر به سزایی دارد که استفاده از بادبندهای و اگر چنانچه طول تیر پیوند بلند باشد، به شدت باعث افت ضریب رفتار سازه می‌گردد و از این رو توصیه کردند که طول تیر رابط محدود به دامنه برش خالص تا خمش خالص گردد [۳۷].

علاوه بر پژوهش‌های صورت گرفته توسط محققین که به آنها اشاره شد از دستورالعمل‌های مهم و مؤثر در زمینه روش‌های غیرخطی و ارائه ضوابط مورد نظر جهت انجام پروژه‌های تجاری می‌توان به دستورالعمل‌های ATC-40، FEMA-356 و یا پروژه FEMA-440 اشاره کرد [۳۸]؛ بنابراین بررسی دقت نتایج حاصل از ضوابط آن‌ها یکی از نیازهای امروز جامعه است. از طرفی تحلیل‌های دقیق‌تر مانند روش تاریخچه-زمانی غیرخطی بسیار وقت‌گیر و پرهزینه بوده و انجام آن نیاز به دقت و تجربه بالایی دارد. بنابراین در این پژوهش ما برآنیم که ضوابط این دستورالعمل‌ها را در خصوص ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های با سیستم باربر جانبی مهاربندی برون‌محور (EBF) مورد بررسی قرار داده و صحت نتایج را کنترل کنیم.

در این پژوهش چهار ساختمان فولادی با سیستم باربر جانبی مهاربندی برون‌محور، به صورت منظم و متقارن با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ انتخاب و به صورت سه‌بعدی با نرم‌افزار SAP2000V14 مدل‌سازی شد [۳۹]. سپس بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش سوم [۴۰] و تعدادی از روابط آیین‌نامه آمریکا^۱ مدل‌ها بارگذاری و طراحی شده‌اند و سرانجام به صورت مناسب تیب بندی شده است. کلیه ساختمان‌ها با این فرض که بر روی خاک نوع II قرار گرفته و در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده بر اساس طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ (طیف با احتمال فرا گذشت ۱۰٪ در ۵۰ سال) طراحی شده است. پس از طراحی جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی از انواع الگوی بارگذاری از جمله الگوی یکنواخت^۲، مثلثی^۳، آئین‌نامه‌ای^۴، مود اول^۵، تحلیل طیفی^۶ و پوش آور مودال^{۱۱} (MPA) استفاده شده و برای تخمین تغییر مکان هدف از ضوابط دستورالعمل‌های ATC-40، FEMA-356 [۴۱] و روش‌های اصلاح شده در FEMA-440 استفاده شده است. برای ارزیابی دستورالعمل‌های مذکور از



تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی مدل‌ها و زوج شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده بر اساس طیف طراحی استاندارد ۲۸۰۰، استفاده شده است. در پایان نتایج تحلیل‌ها مقایسه و پیشنهاد‌های لازم ارائه شده است.

۲- روش پژوهش

امروزه تحلیل پوش آور در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها نقش مهمی پیدا کرده است. از دلایل اهمیت این موضوع می‌توان به سادگی انجام این تحلیل نسبت به تحلیل‌های دینامیکی و با بهره‌گیری از اعضای غیرخطی اشاره کرد.

جهت تخمین نیازهای لرزه‌ای متناظر با سطوح عملکردی مورد انتظار از روش‌های مختلفی می‌توان استفاده نمود، از جمله این پارامترهای مهم می‌توان به جابه‌جایی نسبی طبقات اشاره نمود. در این بخش مدل‌های سازه‌ای با قاب‌های باربر جانبی مهاربندی برون‌محور بر اساس آئین‌نامه‌های معتبر طراحی شده و سپس با توجه به چگونگی توزیع بار جانبی (الگوی توزیع بار) در تحلیل استاتیکی غیرخطی و تأثیر قابل توجه آن بر رفتار سازه، برآورد ظرفیت و تعیین عملکرد لرزه‌ای سازه، انواع روش‌های پوش آور تک مودی^{۱۲} و روش پوش آور مودال اصلاح شده^{۱۳} تحلیل شده‌اند. جهت تخمین نیازهای لرزه‌ای در سطح عملکرد ایمنی جانی از روش دستورالعمل FEMA-356، ATC-40 و دو روش اصلاح شده FEMA-440-DM و FEMA-440-EL استفاده شده و نتایج حاصل با نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی به‌عنوان مرجع مقایسه شده است. لازم به بیان است علت انتخاب ساختمان‌های سه‌بعدی و همچنین استفاده از سیستم باربر جانبی برون‌محور در این پژوهش، متداول بودن این سیستم‌ها در امور اجرایی و همچنین بررسی دقت روش‌های تخمین نیازهای لرزه‌ای در خصوص سازه‌های واقعی سه‌بعدی است.

۳- معرفی ساختمان‌های مدل‌سازی شده

در این بخش فرضیات اولیه در مدل‌سازی، هندسه مدل‌ها، پیکربندی، بارگذاری و سپس نحوه طراحی مدل‌ها با توجه به ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ و آئین‌نامه ASCE/SEI 7-05 [۴۲] ارائه شده است.

۳-۱- هندسه و پیکربندی

- مدل‌ها به صورت ۳ بعدی تحلیل و طراحی شده و در پلان و ارتفاع کاملاً منظم می‌باشند.
- مدل‌ها با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ و نسبت ارتفاع به عرض آن‌ها بین ۰/۶ تا ۳ است.

- ارتفاع مرکز به مرکز تمام طبقات ۳/۲ متر است.
- در تمامی مدل‌ها دهانه‌های بادبندی شده ۴/۵ متر و سایر دهانه‌ها ۴ متر است.

- آئین‌نامه‌های مورد استفاده در این پژوهش شامل مبحث ششم [۴۳]، استاندارد ۲۸۰۰ (شامل پارامترهای وابسته به منطقه شامل طیف، رابطه برش پایه و نوع خاک)، ASCE/SEI 7-05 (شامل پارامترهای مستقل از منطقه شامل رابطه پیوند تجربی، ضریب رفتار R ، رابطه توزیع برش پایه در ارتفاع، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) و آئین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی AISC2005 [۴۴].

- نرم‌افزار SAP2000 V14.00 جهت طراحی و تحلیل مدل‌ها مورد استفاده است.

- اتصالات تیر به ستون دور از تیر پیوند، در قاب‌های مهاربندی شده در جهت X به صورت ساده و در جهت Y به صورت گیردار در نظر گرفته شده است.

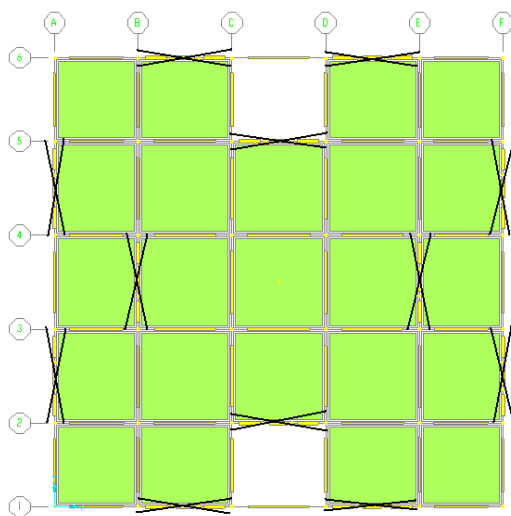
- طول تیر پیوند در تمامی مدل‌ها ۱/۳ متر است.

- پلان کلیه مدل‌ها مشابه و مطابق شکل (۱) است که در آن محل قرارگیری مهاربند‌های برون‌محور با ضربدر نشان داده شده است.

- در تحلیل مدل‌ها خروج مرکزیت تصادفی ۰/۵٪ در نظر گرفته شده است.

- فولاد St 37 مصالح بکار رفته در اعضا است.

- بارگذاری ساختمان به صورت بار زنده (200 kg/m^2) برای طبقات و (150 kg/m^2 برای بام) بر اساس مبحث ششم از مقررات ملی ساختمان و بار مرده (600 kg/m^2) بر اساس بارهای متداول ارائه شده است [۴۳].



شکل ۱- پلان مدل‌های مهاربندی شده برون‌محور [۳۴]

۳-۲- محاسبه زمان تناوب اصلی

در آئین نامه ASCE/SEI 7-05 بند (12.8-2) [۳۴] برای محاسبه زمان تناوب اصلی، از رابطه (۱) استفاده شده است؛ که برای ساختمان ۴، ۱۶، ۱۲ و ۸ طبقه این زمان به ترتیب برابر ۱/۴، ۱/۱۳، ۱/۸۴ و ۰/۵ ثانیه است [۳۴].

$$T_a = C_t h_n^x \quad (1)$$

در این رابطه ضرایب ثابت C_t و x برای قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور به ترتیب برابر ۰/۰۷۳۱ و ۰/۷۵ است و h_n ارتفاع سازه از تراز پایه برحسب متر است.

۳-۳- طیف طراحی منطقه

در این پژوهش از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران با احتمال فراگذشت ۱۰٪ در ۵۰ سال، استفاده شده است [۴۰].

- خاک منطقه نوع II (طبق تعریف ۲۸۰۰) و ضریب اهمیت (I) برابر یک انتخاب شده است.

- منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد و شتاب مبنای طرح $A = 0.35$ در نظر گرفته شده است.

- پارامترهای تعریف طیف به صورت $S = 1/5$ ، $S = 0.5 \text{ sec}$ و $T_0 = 0.1$ است.

- ضریب بازتاب B در تمامی مدل‌ها با توجه به زمان تناوب‌ها در جدول (۱) ارائه شده است.

ضریب رفتار (R)، ضریب تبدیل جابجایی خطی به غیرخطی (C_d) و ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) از آئین‌نامه ASCE/SEI-05 تعیین شده است [۴۲].

در تعیین ضریب رفتار (R) در حالتی که اتصالات تیر به ستون خارج از پیوند در قاب مهاربندی شده به صورت ساده و یا گیردار باشد، داریم:

$R = 8 \times 1/44 = 11/5$	اتصالات	$R = 7 \times 1/44 = 10$	اتصالات
$\Omega = 2$	گیردار:	$\Omega = 2$	ساده:
$C_d = 4$		$C_d = 4$	

جدول ۱- محاسبه ضریب بازتاب مدل‌ها [۳۴]

تعداد طبقات	پریود اصلی تجربی (T_0)	ضریب بازتاب (B)
۴	$T_a = 0.500 \leq T_s$	$B = (S + 1) = 2/5$
۸	$T_s < T_a = 0.840$	$B = (S + 1)(T_s/T)^{2/3} = 1/77$
۱۲	$T_s < T_a = 1.130$	$B = (S + 1)(T_s/T)^{2/3} = 1/45$
۱۶	$T_s < T_a = 1.400$	$B = (S + 1)(T_s/T)^{2/3} = 1/26$

برش پایه [۸] از رابطه آئین‌نامه ۲۸۰۰ ایران از رابطه (۲) به دست آمده است:

$$V_s = C_s \cdot W, \quad C_s = \frac{ABI}{R} \quad (2)$$

در رابطه بالا W وزن مؤثر لرزه‌ای، برابر مجموع وزن مرده سازه و وزن تأسیسات ثابت به‌طور کامل + ۲۰٪ بار زنده و یا بار برف، I ضریب اهمیت سازه، B ضریب بازتاب، A شتاب مبنای سنگ‌بستر و R ضریب رفتار سازه است. برای توزیع برش پایه در ارتفاع سازه از رابطه (۳) مطابق آئین‌نامه ASCE، استفاده شده است [۴۲].

$$F_i = V_s \frac{W_i \times h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}, \quad \begin{cases} T \leq 0.5 \rightarrow K = 1 \\ T \geq 2.5 \rightarrow K = 2 \\ \text{for } (0.5 < T < 2.5) \text{ Linear interpolatin } K = 0.5T + 0.75 \end{cases} \quad (3)$$

طراحی و تیب بندی مدل ۴ و ۱۶ طبقه در جدول (۲) ارائه شده است [۳۴].

۴- تحلیل غیرخطی

۴-۱- مشخصات غیرخطی اعضا در تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی

برای انجام تحلیل پوش آور نیاز به تعریف خصوصیات غیرخطی اعضا سازه است. با توجه به اینکه قاب‌های باربر جانبی برون‌محور دارای یک فیوز غیرخطی بنام تیر پیوند است [۴۵]، تنها برای تیرهای پیوند نیاز به تعریف مفصل‌های پلاستیک است. در این پژوهش بر اساس اصول دستورالعمل

F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه i ام، W_i وزن طبقه i ام، h_i ارتفاع طبقه i ام از تراز پایه و K ضریبی که با دور تناوب اصلی سازه در ارتباط است. جهت مدل‌سازی، تحلیل و طراحی مدل‌ها از برنامه جامع SAP2000 V14.00 استفاده شده است و در تحلیل به‌صورت پیش‌فرض آنالیز $P - \Delta$ انجام گرفته است. جهت طراحی اعضا از آئین‌نامه معتبر AISC-ASD05 استفاده شده است.

از ترکیب بارهای آئین‌نامه ASCE/SEI05 (ترکیب بارهای پایه جهت طراحی و ترکیب بارهای ویژه لرزه‌ای) جهت ترکیب بارهای طراحی استفاده شده است [۴۲]. پروفیل طراحی تیرها IPE، ستون‌ها و مهاربندها از نوع TUBO-BOX است که نتایج



جدول ۲- نتایج طراحی مدل ۴ طبقه و ۱۶ طبقه [۳۴]

مدل ۴ طبقه					
جهت x	تیر پیوند و خارج از پیوند	تیرهای پله	سایر تیرهای ساده	ستونها	مهاربند
طبقات ۱-۲	IPE330	IPE160	IPE220	TUBO180x180x10	TUBO120x120x8
طبقه ۳	IPE300	IPE160	IPE220	TUBO120x120x10	TUBO100x100x8
طبقه ۴	IPE240	IPE160	IPE220	TUBO80x80x8	TUBO80x80x8
جهت y	تیر پیوند و خارج از پیوند	سایر تیرهای قاب‌های مهاربندی شده	سایر تیرهای ساده	ستونها	مهاربند
طبقات ۱-۲	IPE300	IPE200	IPE220	TUBO180x180x10	TUBO120x120x8
طبقه ۳	IPE270	IPE200	IPE220	TUBO120x120x10	TUBO100x100x8
طبقه ۴	IPE220	IPE200	IPE220	TUBO80x80x8	TUBO80x80x8
مدل ۱۶ طبقه					
جهت x	تیر پیوند و خارج از پیوند	تیرهای پله	سایر تیرهای ساده	ستونها	مهاربند
طبقات ۱-۵	IPE330	IPE160	IPE220	TUBO360x360x20	TUBO140x140x7.1
طبقه ۶-۹	IPE300	IPE160	IPE220	TUBO200x200x16	TUBO120x120x7.1
طبقه ۱۰-۱۲	IPE270	IPE160	IPE220	TUBO180x180x10	TUBO100x100x7.1
طبقه ۱۱-۱۲	IPE270	IPE160	IPE220	TUBO160x160x10	TUBO100x100x7.1
طبقه ۱۳	IPE240	IPE160	IPE220	TUBO140x140x10	TUBO90x90x5
طبقه ۱۴-۱۵	IPE240	IPE160	IPE220	TUBO120x120x8	TUBO80x80x5
طبقه ۱۶	IPE220	IPE160	IPE220	TUBO100x100x8	TUBO80x80x5
جهت y	تیر پیوند و خارج از پیوند	تیرهای قاب‌های مهاربندی شده و ساده	ستون‌های ثقلی	ستونها	مهاربند
طبقات ۱-۵	IPE330	IPE220	TUBO300x300x20	TUBO320x320x20	TUBO120x120x7.1
طبقه ۶-۹	IPE330	IPE220	TUBO300x300x20	TUBO280x280x16	TUBO120x120x7.1
طبقه ۱۰-۱۲	IPE300	IPE220	TUBO280x280x16	TUBO220x220x16	TUBO100x100x7.1
			TUBO240x240x16	TUBO220x220x16	
			TUBO240x240x16	TUBO200x200x12.5	
			TUBO200x200x16	TUBO200x200x12.5	
طبقه ۱۱-۱۲	IPE270	IPE220	TUBO200x200x16	TUBO160x160x10	TUBO90x90x8
طبقه ۱۳	IPE270	IPE220	TUBO180x180x16	TUBO140x140x10	TUBO90x90x8
طبقه ۱۴-۱۵	IPE240	IPE220	TUBO160x160x10	TUBO140x140x8	TUBO80x80x8
			TUBO140x140x10	TUBO120x120x7.1	TUBO80x80x8
			TUBO120x120x7.1	TUBO100x100x5.4	TUBO80x80x5
طبقه ۱۶	IPE220	IPE220	TUBO100x100x5.4	TUBO100x100x5.4	TUBO80x80x5

۴-۲- الگو بارهای استفاده شده در تحلیل پوش آور برای اعمال بار ثقلی در تحلیل‌های پوش آور از رابطه (۴) استفاده شده است.

$$\begin{cases} Q_{G1} = 1.1[Q_D + Q_L] \\ Q_{G2} = 0.9Q_D \end{cases} \quad (۴)$$

در رابطه Q_D بار مرده و Q_L بار زنده مؤثر که برابر ۲۰٪ بار زنده است [۴۱].

FEMA-356 به تعریف مفاصل پلاستیک برشی و خمشی پرداخته شده است.

مطابق شکل (۲) یک تیر پیوند متوسط هم تحت برش و هم خمش کنترل شونده توسط تغییر شکل است، لذا بایستی هم مفصل خمشی و هم برشی تعریف شود [۴۶ و ۴۷]. در این شکل محور افقی و محور عمودی به ترتیب بیانگر لنگر و نیروی برشی وارد بر تیر پیوند و M_p و V_p به ترتیب بیانگر لنگر و برش ایجاد کننده مفصل پلاستیک در تیر پیوند هستند.

۲- مدل‌سازی اعضا: مدل‌سازی اعضا برای تحلیل‌های دینامیکی نظیر تحلیل‌های پوش آور در این پژوهش به صورت رابطه نیرو-تغییر مکان برای تیرهای پیوند انجام گرفته است.

۳- مدل‌سازی هیستریک: در این پژوهش از مدل‌سازی هیستریک برای اعضای غیرخطی صرف نظر شده است.

۵- شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده

در تحلیل دینامیکی مدل‌ها از شتاب‌نگاشت‌های ثبت شده با خصوصیات زیر استفاده شده است.

۱- نگاشت‌ها بر روی خاک نوع II
 $360 \text{ m/s} \ll V_{S(30 \text{ m})} \ll 760 \text{ m/s}$ ثبت شده‌اند.

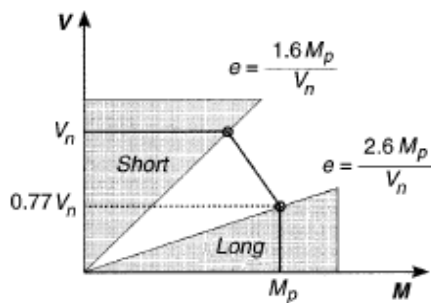
۲- فاصله ایستگاه‌های ثبت تا مرکز سطحی زلزله^{۱۴} بین ۲۰ تا ۴۵ کیلومتر است.

۳- ماکزیمم شتاب زمین (PGA) در رکوردها بین ۰/۲۹ و ۰/۷۳ شتاب ثقل است.

در این تحقیق مطابق جدول (۳) از ۹ زوج شتاب‌نگاشت استفاده شده و مطابق شکل (۳) طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌ها برای ساختمان ۸ طبقه و ۱/۳ برابر طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران نشان داده شده است. طیف‌های پاسخ هر زوج با روش SRSS باهم ترکیب شده تا یک طیف واحد برای هر زوج ساخته شود. طیف‌های ترکیبی زوج‌ها، متوسط گیری شده و در محدوده زمان‌های ۰/۲T و ۱/۵T با ۱/۳ برابر طیف طرح مقایسه شده است. ضرایب مقیاس هر زوج تعیین شده و شتاب‌نگاشت‌های اولیه ضرب شده و در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گرفته است [۳۴].

جدول ۳- مشخصات شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده [۳۴]

شماره	نام زلزله	سال وقوع	ایستگاه	مقدار (Ms)	Epicentral Distance (km)	V_{S30} (m/s)	PGA (%g)	PGV (cm/sec)	PGD (cm)
۱	لاندز	۱۹۹۲	SCE 24 Lucerne	۷/۲۸	۴۴/۰۲	۶۸۴/۹	۰/۷۲۱	۱۱۱/۰۵	۱۸۸/۳۲
۲	لوما پریتا	۱۹۸۹	CDMG 58235 Saratoga - W Valley Coll.	۶/۹۳	۲۷/۰۵	۳۷۰/۸	۰/۳۱۱	۵۷/۰۹	۲۵/۷۳
۳	نیوزیلند-۰۲	۱۹۸۷	99999 Matahina Dam	۶/۶۰	۲۴/۲۳	۴۲۴/۸	۰/۲۹۲	۲۱/۰۷	۴/۶۰
۴	پارکفیلد کالیفرنیا	۱۹۶۶	CDMG 1438 Temblor pre-1969	۶/۱۹	۱۵/۹۶	۵۲۷/۹	۰/۲۹۴	۱۷/۴۵	۳/۶۱
۵	طیس	۱۹۷۸	9102 Dayhook	۷/۳۵	۲۰/۶۳	۶۵۹/۶	۰/۳۵۰	۲۸/۲۴	۹/۰۳
۶	سن فرناندو	۱۹۷۱	CDMG 24278 Castaic - Old Ridge Route	۶/۶۱	۲۵/۳۶	۴۵۰/۳	۰/۲۹۹	۱۹/۸۳	۳/۲۹
۷	نورت ریج-۰۱	۱۹۹۴	CDMG 24278 Castaic - Old Ridge Route	۶/۶۹	۴۰/۶۸	۴۵۰/۳	۰/۴۸۹	۴۶/۵۱	۱۳/۵۷
۸	نورت ریج-۰۱	۱۹۹۴	CDMG 24605 LA - Univ. Hospital	۶/۶۹	۳۶/۴۷	۳۷۶/۱	۰/۳۴۹	۱۹/۳۹	۲/۳۸
۹	منجیل	۱۹۹۰	BHRC 99999 Abbar	۷/۳۷	۴۰/۴۳	۷۲۴/۰	۰/۵۰۵	۴۳/۷۸	۱۸/۹۶



شکل ۲- اندرکنش خمش و برش در تیرهای پیوند [۴۶ و ۴۷]

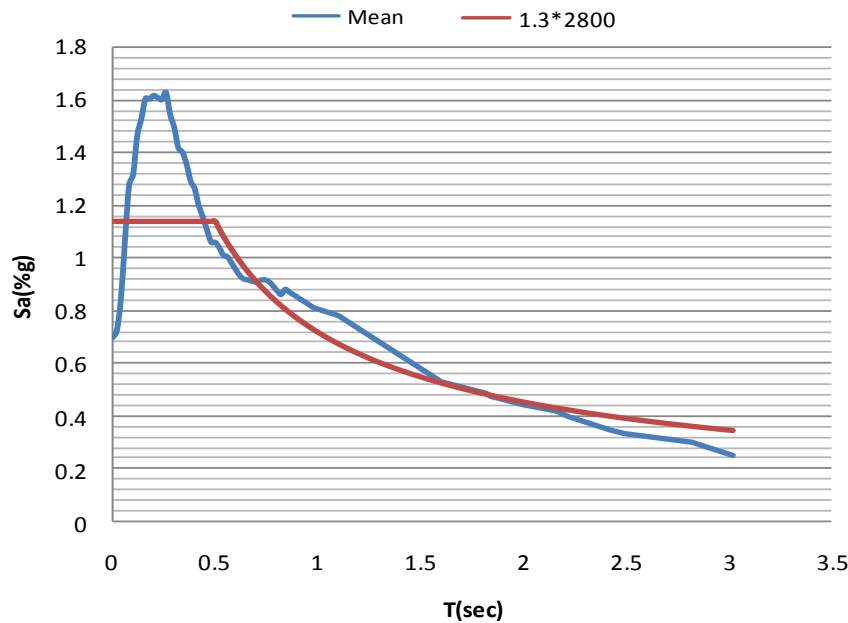
الگو بارهای استفاده شده در تحلیل پوش آور تک مودی شامل موارد الی ۵ به قرار ذیل است و همچنین برای انجام تحلیل پوش آور چند مودی از روش اصلاح شده چوپرا و گوئل با در نظر گرفتن سه مود اول هر مدل، استفاده شده است [۴۸].

۱- الگوی بار یکنواخت ۲- الگوی بار متناسب با توزیع برش پایه در ارتفاع ۳- الگوی بار متناسب با مود اول سازه ۴- الگوی بار متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی ۵- الگوی بار به شکل مثلث وارونه.

۳-۴- مدل‌سازی در تحلیل دینامیکی غیرخطی

۱- مدل‌سازی سازه‌ای: نکته مهم در این بخش مدل‌سازی صحیح تکیه‌گاه‌ها، اتصالات، در نظر گرفتن بعد المان‌ها و سختی آن‌ها و در نظر گرفتن کلیه خصوصیات بیکربندی سازه مانند پیچش در مدل‌های سه‌بعدی و یا در نظر گرفتن دیافراگم صلب، است. در این پژوهش مدل‌سازی‌ها به صورت سه‌بعدی و با در نظر گرفتن کلیه شرایط سازه‌ای انجام گرفته است.





شکل ۳- مقایسه طیف میانگین زوج شتاب‌نگاشت‌ها با ۱/۳ برابر طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ در مدل ۸ طبقه [۳۴]

۶- نتایج تحلیل

کمیت‌های پاسخ در ارائه نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی به ازای احتمال فرا گذشت ۱۰٪ در ۵۰ سال و سطح عملکرد ایمنی جانی تعیین شده است. در تحلیل دینامیکی غیرخطی از ۹ زوج شتاب‌نگاشت استفاده شده و از این رو جهت مقایسه نتایج تحلیل‌ها طبق ضوابط آئین‌نامه ASCE/SEI07 می‌توان از میانگین داده‌ها استفاده نمود. لازم به بیان است که جهت ارزیابی بهتر نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی از تمامی داده‌های حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی یعنی حداقل، حداکثر، میانگین، میانه و غیره استفاده شده است.

در این پژوهش قاب باربر جانبی مهاربندی برون‌محور با تیر پیوند متوسط در امتداد محور X دارای اتصالات ساده و در امتداد محور Y دارای اتصالات خمشی است. بنابراین نتایج برای هر امتداد جداگانه بررسی شده تا ضمن ارزیابی روش‌های استاتیکی غیرخطی به اثرات نوع اتصالات در رفتار لرزه‌ای این سیستم نیز توجه گردد.

در این پژوهش ضمن ارزیابی صحت نتایج انواع الگوهای توزیع بار در تحلیل پوش آور به بررسی و مقایسه کلیه روش‌های تقریبی جهت تخمین نیازهای لرزه‌ای نظیر ATC-40، FEMA-356 و همچنین روش‌های اصلاح‌شده FEMA-440 نیز پرداخته شده است. در پایان با مقایسه نتایج حاصل از

تحلیل‌های پوش آور تک‌مودی و تحلیل‌های چندمودی، با استفاده از روش پوش آور مودال اصلاح‌شده Chopra و Chintanapakdee [۴۸] مدل‌ها تحلیل گردیده و نتایج حاصل با انواع الگوهای توزیع بار مقایسه گردیده است.

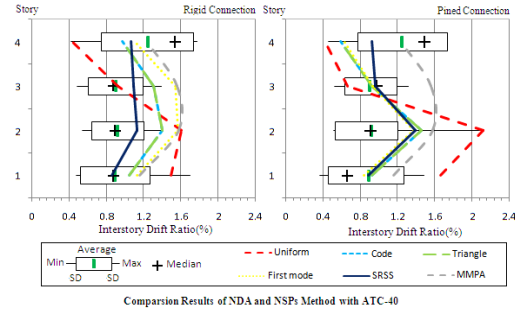
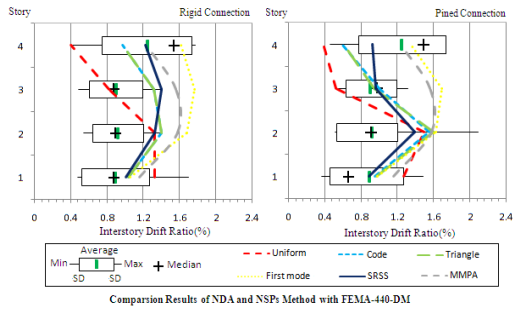
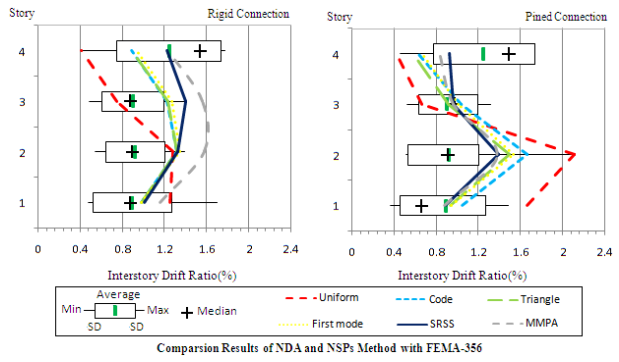
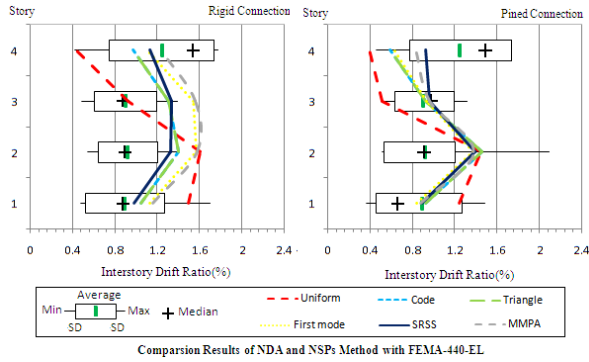
جهت ارزیابی دقت نتایج تحلیل‌های پوش آور از کمیت پاسخ جابه‌جایی نسبی طبقات به‌صورت درصدی از ارتفاع طبقه جهت مقایسه استفاده شده است (شکل (۴)).

۷- محاسبه خطاها

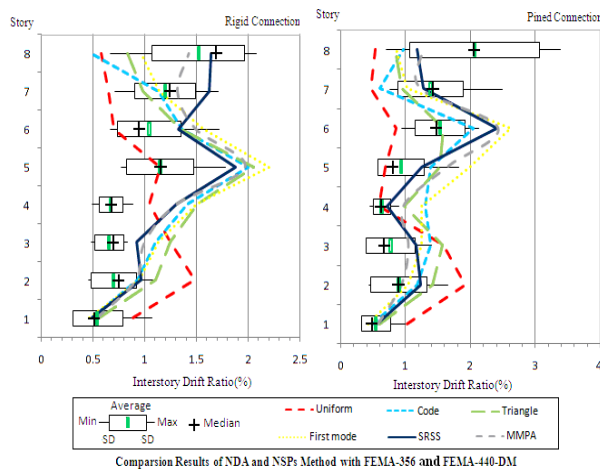
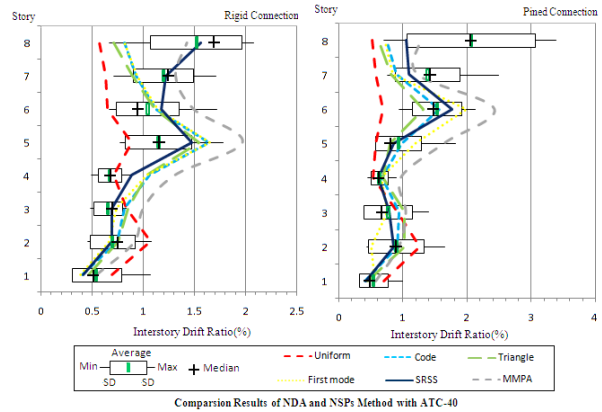
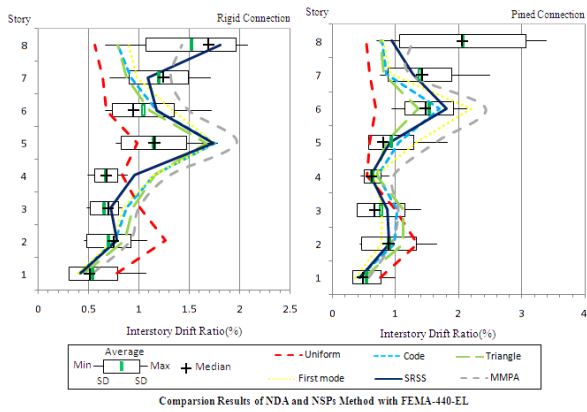
میزان خطای ناشی از انواع روش‌های تخمین نیاز لرزه‌ای و همچنین انواع الگوهای توزیع بار در تحلیل‌های غیرخطی ارائه‌شده است که برای محاسبه میزان خطا از رابطه (۵) استفاده شده است.

$$E(i, j) = \left| \frac{Q_{NPA}(i, j) - \bar{Q}_{NDA}(i, j)}{\bar{Q}_{NDA}(i, j)} \right| \times 100 \quad (5)$$

در اینجا $Q_{NPA}(i, j)$ کمیت پاسخ نام در تراز (طبقه) j ام حاصل از تحلیل پوش آور و $\bar{Q}_{NDA}(i, j)$ میانگین کل پاسخ‌ها حاصل از تحلیل دینامیکی از کمیت نام و تراز j ام است. برای نمایش بهتر میزان خطا از میانگین و ماکزیمم خطا در کل طبقات استفاده شده است. خطای پارامترهای لرزه‌ای مدل‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه در شکل (۵) تا (۸) آورده شده است.

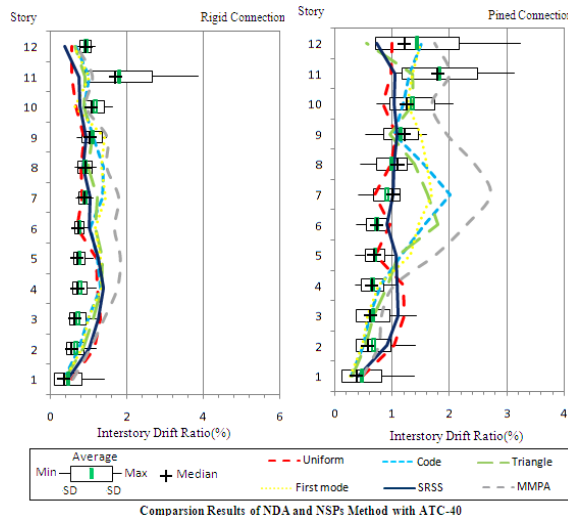
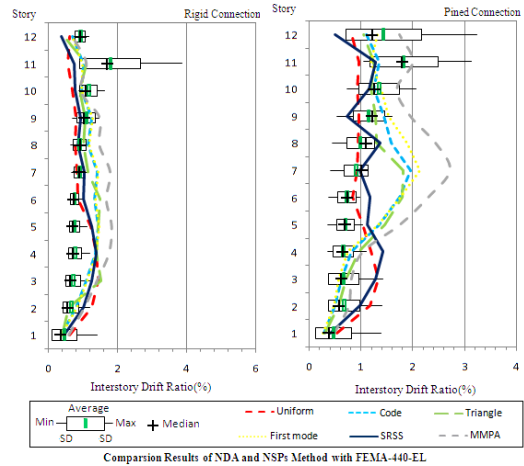
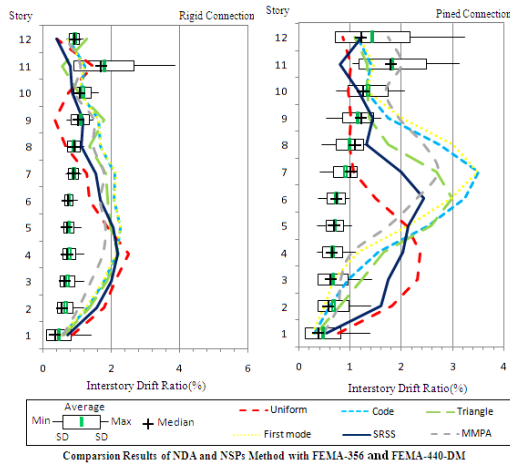


الف

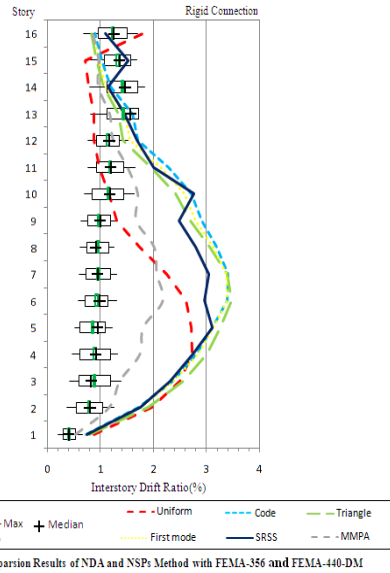
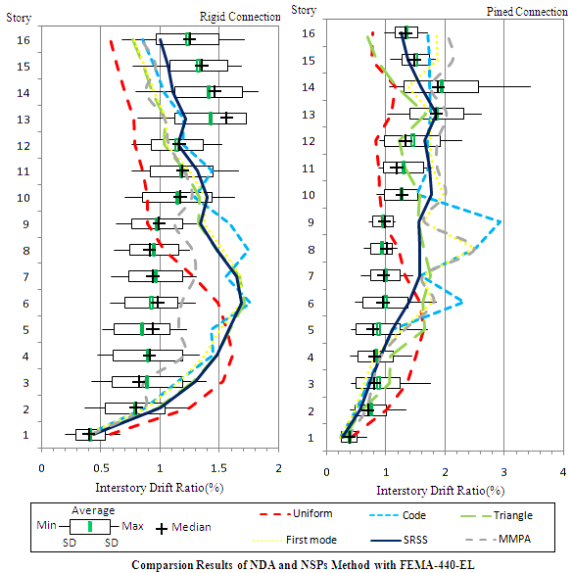


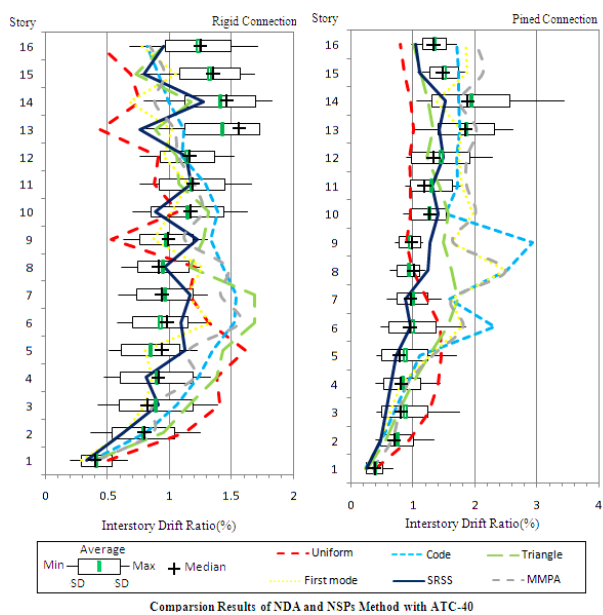
ب





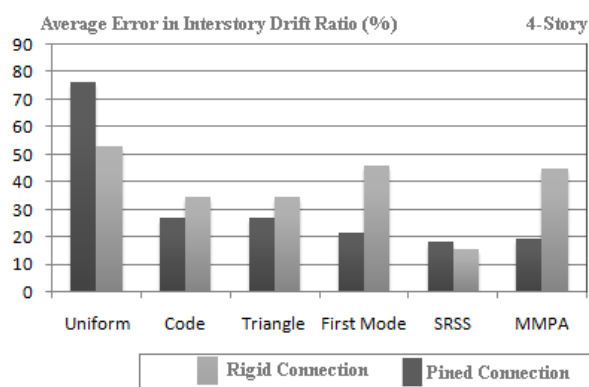
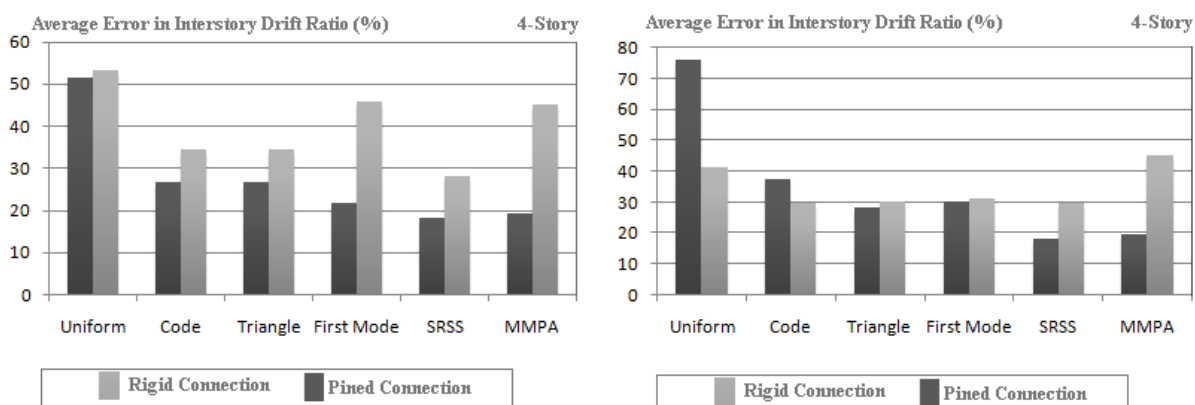
ج





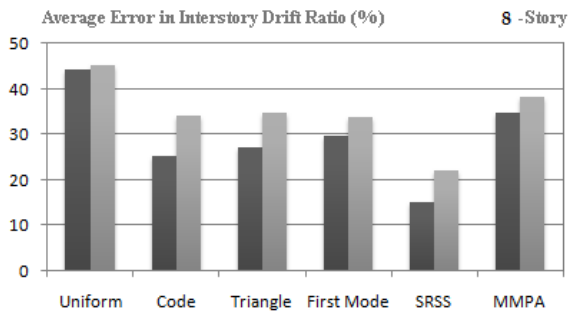
(د)

شکل ۴- نتایج حاصل از تحلیل مدل الف) چهار ب) هشت ج) دوازده د) شانزده. طبقه

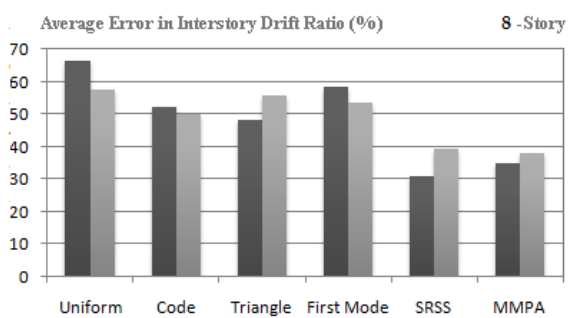


شکل ۵- خطای پارامتر لرزه‌ای جابه‌جایی بین طبقه‌ای به صورت درصدی از ارتفاع طبقه در مدل چهار طبقه

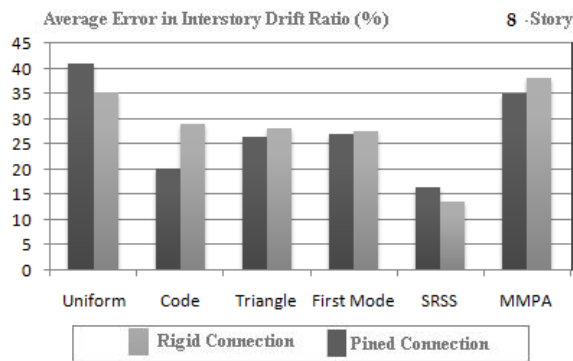




Comparsion Results of NDA and NSPs Method with FEMA-440-EL

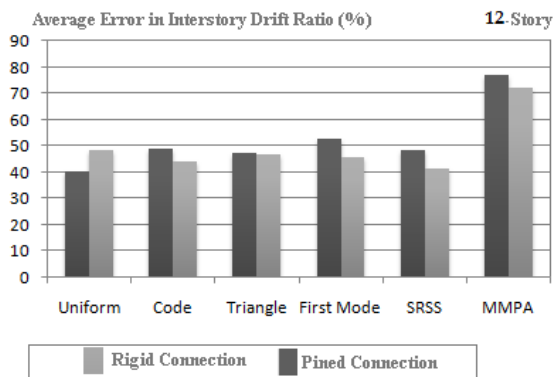


Comparsion Results of NDA and NSPs Method with FEMA-356 and FEMA-440-DM

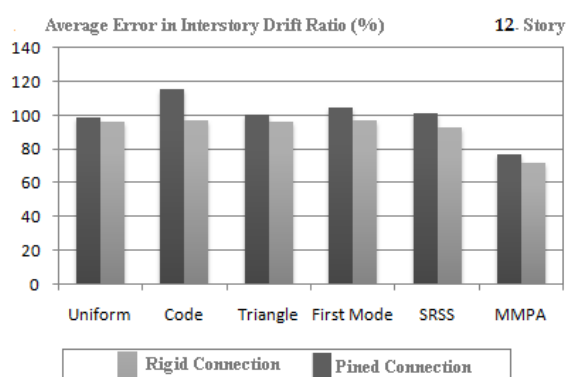


Comparsion Results of NDA and NSPs Method with ATC-40

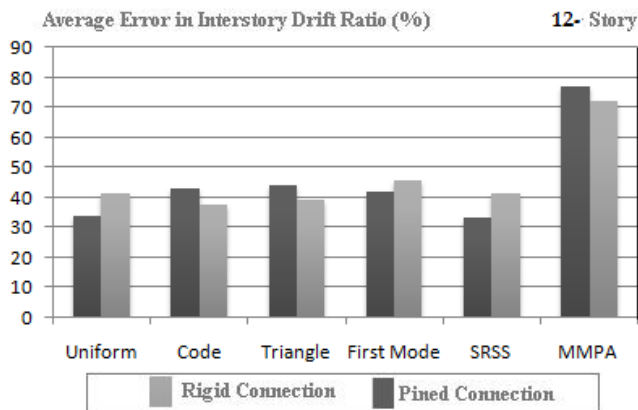
شکل ۶- خطای پارامتر لرزه‌ای جابه‌جایی بین طبقه‌ای به صورت درصدی از ارتفاع طبقه در مدل هشت طبقه



Comparsion Results of NDA and NSPs Method with FEMA-440-EL

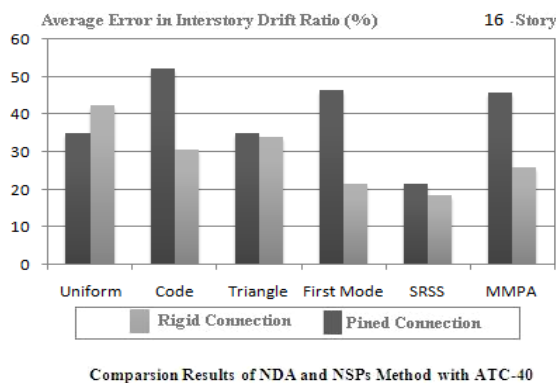
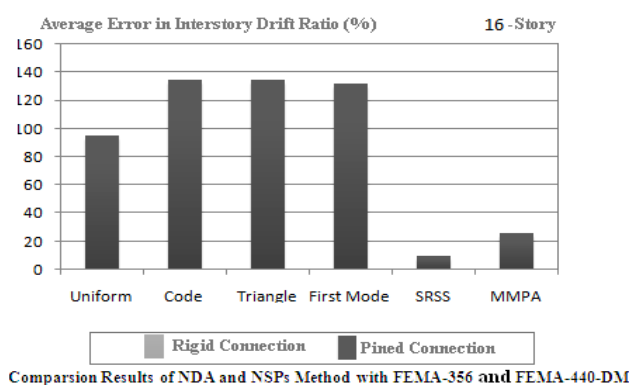
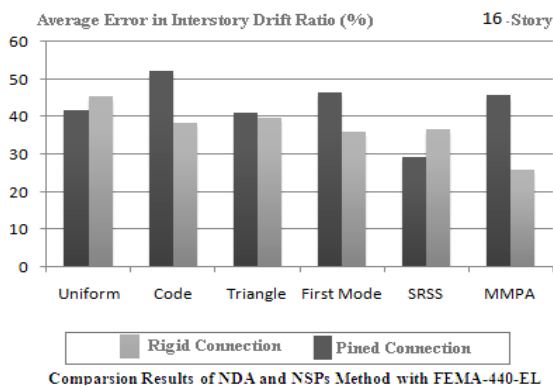


Comparsion Results of NDA and NSPs Method with FEMA-356 and FEMA-440-DM



Comparsion Results of NDA and NSPs Method with ATC-40

شکل ۷- خطای پارامتر لرزه‌ای جابه‌جایی بین طبقه‌ای به صورت درصدی از ارتفاع طبقه در مدل دوازده طبقه



شکل ۸- خطای پارامتر لرزه‌ای جابه‌جایی بین طبقه‌ای به صورت درصدی از ارتفاع طبقه در مدل شانزده طبقه

۴- نتیجه گیری

FEMA-356، ATC-40 و همچنین روش ضرایب اصلاح FEMA-440 دارد.

۴- رفتار قاب‌های باربر جانبی برون‌محور با اتصالات خمشی در کل بهتر و مناسب‌تر از قاب باربر جانبی با اتصالات ساده بوده و نیازهای لرزه‌ای آن پایین‌تر است.

۵- روش‌های پوشش آور (NSPs) برای طراحی و ارزیابی سازه‌های کوتاه مرتبه مناسب و قابل اطمینان است. با افزایش تعداد طبقات، به تدریج بر اختلاف میان نتایج تحلیل استاتیکی و دینامیکی افزوده می‌شود، اما اثرات چند درجه آزادی به خصوص در مورد سازه‌های بلند باعث انحراف زیادی در تخمین کمیت‌های پاسخ توسط روش‌های پوشش آور تک مودی می‌شود. در یک دید کلی روش پوشش آور مودال اصلاح‌شده نسبت به روش‌های تک مودی تخمین بهتری از کمیت پاسخ دارد.

۶- در قاب ۴ طبقه مشاهده می‌شود که به دلیل کوتاه مرتبه بودن سازه، مدهای بالاتر چندان در پاسخ سازه نقش مهمی نداشته و با افزایش ارتفاع سازه نیاز به تحلیل بار افزون بر اساس تغییر شکل‌های حاصل از مدهای بالاتر به‌طور چشم‌گیری افزایش می‌یابد.

باتوجه به شکل‌های (۴) تا (۸) مشاهده می‌شود که نتایج مربوط به پارامتر مورد ارزیابی بر طبق دستورالعمل‌های FEMA-356 و ATC-40 دارای اختلاف است در حالی میزان این پارامتر بر طبق دستورالعمل FEMA-440 به گونه‌ای دیگر است که اتفاقاً یکی از اهداف و کاربردهای پروژه FEMA-440 کاهش اختلاف و بهبود روابط دیگر استانداردهای مذکور بوده است، بنابراین در این پژوهش نتایج زیر قابل برداشت است:

۱- تخمین پارامتر پاسخ جابه‌جایی نسبی طبقات با استفاده از الگوی توزیع بار SRSS و روش MMPA بهتر از سایر الگوها بوده و این برتری در مدل‌های ۱۲ و ۱۶ طبقه مشخص‌تر است.

۲- نتایج تخمین کمیت پاسخ جابه‌جایی نسبی طبقات با استفاده از الگوی توزیع بار Code و روش Triangle بسیار نزدیک و شبیه به یکدیگر است و این نتایج در الگوی توزیع بار Uniform از کمترین دقتی برخوردار است.

۳- در نگاه کلی در تخمین پاسخ جابه‌جایی نسبی طبقات از طریق روش‌های تقریبی، روش خطی سازی معادل در FEMA-440 برتری جزئی نسبت به سایر روش‌ها یعنی



۷- همان‌گونه که در شکل (۴) مشهود است جابجایی نسبی در طبقات میانی بیشترین مقدار را داشته و این تفاوت جابجایی نسبی در طبقات سازه ۴، ۱۲ و ۱۶ طبقه کامل نمایان است.

۸- میزان اختلاف جابجایی نسبی در طبقات میانی بین دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی با افزایش ارتفاع در طبقات میانی شدت گرفته است.

۹- مراجع

- [۱۴] کاظم شاکری، ک. و شایانفر، م. (۱۳۸۷)، "تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال با یکبار اجرا برای ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۴، شماره ۴، ص. ۵۴-۴۷.
- [۱۵] شایانفر، م.ع.، رضائیان، ع.ر. و زنگنه، ع. (۱۳۹۰)، "مقایسه قاب‌های مهاربندی‌شده و اگر با پیوند افقی متقارن طراحی شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران، IBC ۲۰۰۹ و روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد"، نشریه سازه و فولاد، دوره ۷، شماره ۱۰، ص. ۱۰۷-۹۳.
- [۱۶] طامه، م.ر. و تحقیقی، ح. (۱۳۹۶)، "ارزیابی لرزه‌های غیرخطی ساختمان‌ها توسط روش‌های تحلیل تقریبی استاتیکی و دینامیکی و مقایسه با تحلیل‌های دقیق"، مجله مهندسی عمران مدرس، دوره ۱۷، شماره ۴، ص. ۱۱۱-۱۰۱.
- [۱۷] گرامی، م.، مشایخی، ا.ح. و سیاه‌پلو، ن. (۱۳۹۶)، "ارزیابی نیازهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از روش‌های مختلف تحلیل استاتیکی غیرخطی"، نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، دوره ۴۹، شماره ۳، ص. ۴۳۰-۴۱۹.
- [18] Roeder, C.W. and Popov, E.P. (1978), "Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquake", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 104, pp. 391-412.
- [19] Ricles, J.M. and Popov, E.P. (1987), "Dynamic Analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames", Report No. 87/07, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [20] Ricles, J.M. and Popov, E.P. (1987), "Experiments on Eccentrically Braced Frames with Composite Floors", Report No. 87/06, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [21] Roeder, C.W. and Popov, E.P. (1977), "Inelastic Behavior of Eccentrically Braced Steel Frames under Cyclic Loading", Report No. 77/18, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [22] Teal, E. (1979), "Practical Design of Eccentric Braced Frames to Resist Seismic Forces", Structural Steel Educational Council, CA.
- [23] Libby, J.R., (1981), "Eccentrically Braced Frame Construction-A Case Study", Engineering Journal, Vol. 18, No. 4, pp. 149-153.
- [24] Merovich, A., Nicollet, J.P., and Hartle, E. (1982), "Eccentric Bracing in Tall Buildings", Journal of the Structural Division, Vol. 108, No. ST9, pp. 2066-2080.
- [25] Manheim, D.N. and Popov, E.P. (1983), "Plastic Shear Hinges in Steel Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 10, pp. 2404-2419.
- [26] Helmeted, K.D. and Popov, E.P. (1983), "Cyclic Behavior and Design of Link Beams", Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 10, pp. 2387-2403, ASCE, 1983.
- [27] Malley, J.O. and Popov, E.P. (1984), "Shear Links in Eccentrically Braced Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 110, No. 9, pp. 2275-2295.
- [28] Kasai, K. and Popov, E.P. (1986), "Cyclic Web Buckling Control for Shear Link Beams", Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 3, March, Reston, VA.
- [29] Ricles, J.M. and Popov, E.P. (1989), "Composite Action in Eccentrically Braced Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No. 8, pp. 2046-2065.
- [30] Engelhardt, M.D. and Popov, E.P. (1989), "On Design of Eccentrically Braced Frames", Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 3, pp. 495-511.
- [1] Wilson, E.L., Farhoomand, I. and Bath, K.J. (1973), "Nonlinear Dynamics Analysis of Complex Structures", International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 1, No. 3, pp. 241-252.
- [2] Kunnath, S.K., Reinhorn, A.M. and Lobo, R.F. (1992), "IDARC: Inelastic Damage Analysis of RC Structures-Version 3.0", Report NCEER-92-0022, State University of New York at Buffalo, New York.
- [3] Applied Technology Council., (1996), Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC- 40, Vol. 1, Redwood City.
- [4] American Society of Civil Engineers, (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [5] European Committee for Standardization, (2002), Eurocode8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1, European standard prEN 1998-1, Draft No.5, May 2002, CEN, Brussels, Belgium.
- [6] Otani, S., Hiraishi, H., Midorikawa, M. and Teshigawara M. (2000), "New Seismic Design Provisions in Japan", Uzumeri Symposium, ACI Annual Convention, Toronto.
- [7] Kim, S. and D'Amore, E. (1999), "Push-Over Analysis Procedures in Earthquake Engineering", Earthquake Spectra, Vol. 15, No. 3, pp. 417-434.
- [8] Applied Technology Council., (2005), Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, (ATC- 55 Project), FEMA-440. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [9] Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K. (1998), "Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation", Engineering Structures, Vol. 20, No. 4-6, pp. 452-464.
- [10] Gupta, b. (1999), "Enhanced Pushover Procedure and Inelastic Demand Estimation for Performance-based Seismic Evaluation of Buildings", Ph.D. Dissertation, University of Central Florida, Orlando, FL.
- [11] Mwafy, A. and Elnashai, A. (2001), "Static Pushover versus Dynamic Collapse Analysis of RC Buildings", Engineering Structures, Vol. 23, No. 5, pp. 407-424.
- [۱۲] عباسپور، م. و سروقدمقدم، ع. (۱۳۸۴)، "تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال برای ساختمان‌هایی با پس‌رفتگی در ارتفاع"، دومین کنفرانس بین‌المللی بتن و توسعه، تهران.
- [۱۳] شایانفر، م. و رضایی ایبانه، ر. (۱۳۸۹)، "بررسی اثرات الگوهای مختلف توزیع بار جانبی در آنالیز استاتیکی غیرخطی قاب‌های خمشی"، نشریه مهندسی عمران و نقشه‌برداری-دانشکده فنی، دوره ۴۴، شماره ۵، ص. ۶۵۵-۶۴۹.



[۴۰] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم، (۱۳۸۴)، کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی مدل‌ها در برابر زلزله، مرکز تحقیقات راه و مسکن.

[41] Federal Emergency Management Agency (FEMA), (2000), Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Building, FEMA-356.

[42] ASCE/SEI 7-05, American Society of Civil Engineering, (2005), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.

[۴۳] مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، (۱۳۸۵)، بارهای وارد بر ساختمان، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی، وزارت مسکن و شهرسازی، ایران.

[44] American Institute of Steel Construction, AISC, (2005), Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05, Inc. Chicago, IL.

[45] Helmeted, K.D. and Popov, E.P. (1984), "Cyclic Behavior and Design of Link Beams", Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 10, pp. 2387-2403.

[46] Kasai, K. and Popov, E.P. (1986), "General Behavior of WF Steel Shear Link Beams", Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 2, pp. 362-382.

[47] Manheim, D.N. and Popov, E.P. (1983), "Plastic Shear Hinges in Steel Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 10, pp. 2404-2419.

[48] Chopra, A.K. and Chintanapakdee, C. (2004), "Inelastic Deformation Ratios for Design and Evaluation of Structures: Single-Degree-of-Freedom Bilinear Systems", Journal of Structural Engineering, Vol. 130, No. 9, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, pp. 1309-1319.

[31] Engelhardt, M.D. and Popov, E.D. (1992), "Experimental Performance of Long Links in Eccentrically Braced Frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 11, pp. 3067-3088

[32] Okazaki, T. (2004), "Seismic Performance of Link-to-Column Connections in Steel Eccentrically Braced Frames", Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, Tex.

[33] Okazaki, T., Arce, G., Ryu, G. and Engelhardt, M.D. (2004), "Recent Research on Link Performance in Steel Eccentrically Braced Frames", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canada, pp. 302.

[۳۴] میمندی پاریزی، ع.ا.، محمدیان، م. و مهدویان، ع. (۱۳۹۶)، "بررسی پارامترهای لرزه‌ای سیستم‌های فولادی برون مرکز با تیر پیوند متوسط"، مجله ژئوفیزیک ایران، دوره ۱۱، شماره ۳، ص. ۱۱۸-۱۰۵.

[۳۵] سرورمقدم، ع.، قدرتی امیری، غ.، فرهیان، م. و کریمی، ا. (۱۳۸۶)، "ارزیابی لرزه‌ای سازه فولادی با مهاربند واگرا، با مدل‌سازی ۳ بعدی"، همایش ملی زلزله و مقاوم‌سازی ساختمان، بهبهان.

[36] Bosco, M. and Rossi, P.P. (2009), "Seismic Behavior of Eccentrically Braced Frames", Engineering Structure, Vol. 31, No. 3, pp. 664-674.

[۳۷] عدل پرور، م.ر. (۱۳۸۹)، "تحلیل و طراحی بهینه تیر پیوند در قاب‌های فلزی با مهاربندی واگرا"، مجله مدل‌سازی در مهندسی، دوره ۸، شماره ۲، ص. ۸۱-۶۹.

[38] FEMA 440, (2005), Draft Camera-Ready for the Improvement of nonlinear static seismic Analysis procedures, prepared by the Applied Technology Council (ATC-55 project) for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

[39] SAP2000 Nonlinear, (2008), Analysis Reference Manual, Ver. 14, Computers & Structures, INC. Berkeley, California. Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 3, August, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.

پی نوشت

¹ Pushover

² Displacement-Based Adaptive Pushover, DAP

³ Adaptive Pushover Analysis Based on Modal Mass

⁴ Eccentric Braced Frames

⁵ ASCE/SEI07

⁶ Uniform

⁷ Triangle

⁸ Code

⁹ First Mode

¹⁰ SRSS

¹¹ Modal Pushover Analysis

¹² Single-Mode Pushover

¹³ Modified Modal Pushover Analysis (MMPA)

¹⁴ Epicentral Distance





تعیین بار کمانش الاستیک ستون‌های باریک شونده با استفاده از یک روش تحلیلی نوین بر مبنای بسط مک لورن

معصومه سلطانی^{۱*}، اسما سیستانی^۲، بهروز عسگریان^۳

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه کاشان، کاشان

۲- کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

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

* کاشان، صندوق پستی ۸۷۳۱۷۵۳۱۵۳، msooltani@kashanu.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۵/۲۴، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۰۴/۳۰)

چکیده

تحلیل کمانشی ستون‌ها به عنوان اصلی‌ترین عضو سازه‌ای از جایگاه ویژه‌ای در تحقیقات مهندسی برخوردار است. امروزه استفاده از ستون‌های غیرمنشوری در قاب‌ها به علت افزایش پایداری و کاهش وزن سازه و به تبع آن کاهش نیروهای زلزله، افزایش یافته است. در بررسی پایداری ستون‌ها مهمترین موضوع، تعیین نیروی کمانش بحرانی می‌باشد. بدین منظور بایستی معادله دیفرانسیل پایداری حاکم را حل نمود. در بسیاری از مطالعات، حل دقیق و یا بسته معادله دیفرانسیل مذکور امکان پذیر نبوده و در این راستا محققان از روش‌های نیمه تحلیلی و یا عددی برای حل معادله دیفرانسیل حاکم و تعیین نیروی کمانشی بهره می‌گیرند. در این تحقیق، تغییرات مقطع به صورت توابع توانی با درجه یک تا چهار و همچنین به صورت تابع نمایی در نظر گرفته شده است. تغییرات مقطع به صورت تابع نمایی یکی از خاص‌ترین حالات ستون‌های ماهیچه‌ای است که کمتر روشی قادر به حل معادله دیفرانسیل پایداری حاکم بر این ستون‌ها بوده است. در این پژوهش، معادله دیفرانسیل پایداری حاکم بر ستون با مقطع متغیر و شرایط تکیه‌گاهی متفاوت با در نظر گرفتن تابع تغییر شکل عضو به صورت یک چند جمله‌ای و تغییرات صلیب خمشی مقطع به صورت بسط مک لورن حل می‌گردد و در انتها بار کمانش بحرانی الاستیک با استفاده از روش حل مقادیر ویژه محاسبه می‌شود. نتایج حاصل از حل مثال‌های عددی با روش فوق در مقایسه با نتایج حاصل از سایر روش‌های موجود، بیانگر این است که سری‌های توانی به عنوان یکی از روش‌های بسیار قدرتمند در حل معادلات دیفرانسیل پیچیده، از دقت کافی و سرعت بالا در تحلیل پایداری الاستیک ستون‌ها با مقطع متغیر برخوردار هستند.

واژگان کلیدی

تحلیل پایداری، ستون‌های غیرمنشوری، بسط مک لورن، مقادیر ویژه

Determination of Elastic Buckling Load of Tapered Columns Using a Novel Analytical Method Based on Maclaurin Expansion

M. Soltani, A. Sistani, B. Asgarian

Abstract

Elastic tapered columns are a class of important structural components, which have wide applications in civil structures. This is because their ability to increase both strength and stability, reduce the whole weight of structure and consequently reducing earthquake forces. In this study, it is assumed that flexural rigidity of the considered columns with desired end conditions varies smoothly along the beam axis by power-law formulations and or exponential ones. For accurate estimation of the stability characteristics, the equilibrium equation should be solved. In the presence of arbitrary variation in geometrical properties, the governing equation becomes a differential equation with variable coefficients in which the classical methods adopted in stability analysis of uniform columns are not efficient and no longer valid. It is noteworthy that exponential variation of mechanical properties is one of the most special states of non-prismatic columns that few methods are able to solve its governing differential equation. For such complicated problem, numerical, analytical and mathematical methodologies are usually employed by researchers to solve the equilibrium equation and evaluate exact buckling loads. In the current paper, a novel semi-analytical technique based on combination of polynomial approximation and the Maclaurin series is proposed to solve the governing differential equation. The critical buckling loads of the beam are finally obtained by imposing the natural and initial boundary conditions and solving the eigenvalue problem. The obtained outcomes are compared to the results of other available benchmarks. The competency and efficiency of the method is then remarked.

Keywords

Stability analysis, Non-prismatic Columns, Maclaurin Series, Eigenvalues

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد / ۲۹



انتخاب مقطع مناسب برای یک عضو خمشی و یا محوری بر پایه تنش موجود در مقطع بحرانی صورت می‌گیرد. بنابراین در تمام مقاطع دیگر عضو، تنش کمتر از مقدار مجاز است. در نتیجه، در چنین اعضایی از تمام ظرفیت بالقوه مصالح استفاده نمی‌شود. بنابراین برای برطرف نمودن این مشکل و همچنین به منظور کاهش وزن قطعات سازه‌ای، در برخی موارد اعضا به صورت مقطع متغیر طراحی می‌شوند و این اعضا، غیرمنشوری نام دارند. به عنوان مثال، در حالتی که یک میله دو سر مفصل تحت فشار قرار دارد، بدیهی است که با برداشتن قسمتی از مصالح دو انتها و افزایش مقطع عرضی در میانه عضو می‌توان پایداری آن را افزایش داد. ستون‌های غیرمنشوری توان برابری بیشتری نسبت به یک ستون منشوری با سطح مقطع بزرگتر دارند. تحلیل پایداری الاستیک این نوع ستون‌ها و تعیین نیروی کماتش آن‌ها سابقه بسیار طولانی در تحقیقات مهندسی دارد. در این راستا محققان با استفاده از روش‌های مختلفی به حل معادله دیفرانسیل پایداری یک المان کلی تحت اثر نیروی محوری به منظور تعیین نیروی کماتش ستون‌ها پرداخته‌اند.

در این زمینه، Timoshenko و Gere [۱]، Chen و Lui [۲] و Bazant و Cedolin [۳] روش‌های متعددی بر مبنای روش‌های تقریبی عددی و یا حل بسته معادله دیفرانسیل حاکم بر پایداری ستون‌های الاستیک با شرایط مرزی مختلف را ارائه نمودند.

Gere و Carter حل دقیق کماتش ستون‌های پلکانی را برای اولین بار مطرح و معرفی نمودند [۴]. در سال ۱۹۶۲، Frisch-Fay حل مسئله کماتش و تعیین نیروی کماتش بحرانی یک المان منشوری با نیروی محوری یکنواخت تحت شرایط مرزی مختلف را با استفاده از روش تحلیلی مورد مطالعه قرار دارد و بار کماتش بحرانی را برای یک ستون که از بالا تا پایین مهار شده بود با استفاده از انتگرال بسط محاسبه نمود [۵]. Ermopoulos با استفاده از روش شیب افت طول موثر کماتش ستون‌های غیرمنشوری را محاسبه کرد [۶]. در سال ۱۹۸۰، Iromenger نیروی کماتش بحرانی ستون‌های مخروطی و پله‌ای را با استفاده از روش اختلاف محدود بدست آورد [۷]. در سال ۱۹۸۸، Smith با استفاده از روش انرژی و تحلیل پارامتری، کماتش ستون‌های مخروطی را ارزیابی و بار کماتش آن‌ها را تعیین نمود [۸]. Li و Arbabi کماتش الاستیک تیرستون‌های غیرمنشوری با ضخامت متغیر در طول را مورد بررسی قرار

دادند [۹]. پایداری ستون‌های مخروطی با تغییرات خطی سختی خمشی در طول، توسط Siginer مطالعه گردید [۱۰]. در سال ۱۹۹۸، Sampaio و همکارانش با ارائه یک مدل ریاضی و با استفاده از حل تحلیلی، کماتش تیر-ستون‌های کج دو سر مفصل را بررسی کردند و حل دقیقی را برای آن‌ها ارائه نمودند [۱۱]. Wang و همکارانش حل بسته معادلات حاکم بر کماتش اعضای سازه‌ای مانند ستون‌ها، تیرها و صفحات را ارائه کردند [۱۲]. Li و همکارانش در سال‌های ۱۹۹۴، ۱۹۹۵ و ۱۹۹۶ تحلیل پایداری ستون‌های تک و چند بخشی با مقاطع مختلف تحت توزیع مختلف بار محوری مرکزی را با استفاده از توابع بسط مورد بررسی و مطالعه قرار دادند [۱۳-۱۵]. در سال ۲۰۰۸، Rahai و Kazemi نیروی کماتش ستون‌های با مقطع متغیر پلکانی را در مودهای مختلف با استفاده از روش انرژی تعیین کردند [۱۶]. Atay و Coşkun مسئله کماتش ستون‌ها با مقاطع ثابت و متغیر را مورد بررسی قرار دادند و معادله دیفرانسیل حاکم بر کماتش را با استفاده از روش تکرار تغییرات حل و بار کماتش بحرانی را تعیین نمودند [۱۷]. در ادامه، Atay و Coşkun با استفاده از روش تکرار تغییرات پایداری الاستیک ستون‌های اوپلر با مهاربندی پیوسته را بررسی نمودند [۱۸]. در سال ۲۰۰۹، Atay با استفاده از روشی نوین به نام اختلال هموتویی به حل معادله دیفرانسیل حاکم بر کماتش ستون‌های غیرمنشوری پرداخت [۱۹]. Okay و همکارانش با استفاده از روش تکرار تغییرات بار کماتش بحرانی و مود تغییر شکل کماتشی را برای ستون‌های چاق به دست آوردند [۲۰]. Rajasekaran و Shahba در سال ۲۰۱۲ ارتعاش آزاد و پایداری خطی و ارتجاعی تیر اوپلر-برنولی با مقطع متغیر ساخته شده از مصالح مدرج تابعی محوری را بررسی نمودند [۲۱]. Pradhan و Chakraverty به تحلیل دینامیکی تیرهای ساخته شده از مصالح مدرج تابعی با استفاده از روش عددی رایلی-ریتز پرداختند. آن‌ها در تحقیقی دیگر نتایج بدست آمده را با در نظر گرفتن اثرات تغییر شکل برشی و همچنین استفاده از قانون توانی برای مصالح بهبود داده‌اند [۲۲ و ۲۳]. در سال ۲۰۱۶، Trinh و همکارانش فرکانس طبیعی ارتعاش و بار کماتشی برای تیرهای ساخته شده از مصالح مدرج تابعی تحت بارهای دینامیکی و حرارتی را محاسبه نمودند [۲۴]. در ادامه، Paul و Das ارتعاش آزاد تیرهای تیموشنکو پیش‌تنیده ساخته شده از مصالح مدرج تابعی را با در نظر گرفتن اثرات تغییر شکل‌های بزرگ با استفاده از روش



حساب تغییرات مورد بررسی قرار دادند [25]. اخیراً، Soltani و Sistani با استفاده از روش اختلاف محدود با خطای مرتبه دو، بار بحرانی کمانش را برای ستون با صلبیت خمشی غیریکنواخت تحت بار محوری متغیر محاسبه کردند [26].

برخی محققان به منظور مطالعه مسئله کمانش، ارتعاش آزاد و محاسبه ماتریس سختی اعضای الاستیک با مقطع متغیر از روش سری‌های توانی بهره گرفته‌اند. سری به صورت $a_0 + a_1x + a_2x^2 + \dots$ که در آن a_0, a_1, \dots و a_n اعداد حقیقی هستند، سری توانی نامیده می‌شود. بسط سری‌های توانی یکی از روش‌های عددی قدرتمند و پیشرفته در حل معادلات دیفرانسیل خطی با ضرایب متغیر است که در علوم مهندسی کاربردهای فراوانی دارد. این روش اولین بار توسط لئونارد اویلر، یکی از بزرگ‌ترین ریاضیدانان که در قرن هجدهم می‌زیست، معرفی گردید. روش حل مبتنی بر این اندیشه است که جواب معادله به صورت یک سری توانی بر حسب x نوشته شود. گرچه ممکن است در نظر اول تعیین جواب‌های معادله دیفرانسیل به صورت سری، یأس‌آمیز جلوه کند اما از لحاظ محاسبات این روش می‌تواند آسانترین و مناسبترین راه برای حل این معادله دیفرانسیل خطی با ضرایب متغیر باشد. در این روش، کلیه پارامترهای متغیر دخیل در معادله دیفرانسیل پایداری مانند مولفه تغییر شکل، صلبیت خمشی و بار محوری با استفاده از توابع چندجمله‌ای تخمین زده می‌شوند. در این روش، با افزایش تعداد جملات سری، فرم تغییر شکل کمانشی و یا ارتعاش آزاد به مقدار دقیق همگرا می‌شود.

Eisenberger و Clastornik در سال ۱۹۸۷ روش المان محدود نوینی براساس بسط سری‌های توانی برای محاسبه دقیق ماتریس سختی الاستیک، سختی هندسی و جرم برای بررسی رفتار ارتعاشی تیر اویلر-برنولی با مقطع ثابت بر روی بستر الاستیک دو پارامتری را معرفی نمودند [27]. در سال ۲۰۰۴، Al-Sadder معادله دیفرانسیل معمولی درجه چهار حاکم بر پایداری تیر-ستون‌های غیرمنشوری تحت بار محوری کششی و فشاری یکنواخت را با استفاده از روش سری‌های توانی حل نمود [28]. در سال ۲۰۰۷، Kim و همکارانش یک روش المان محدود براساس سری‌های توانی برای محاسبه دقیق درایه‌های ماتریس سختی و جرم تیر جدار نازک با مقطع باز را ارائه نمودند [29]. Luo و Huang در سال ۲۰۱۱ با تبدیل دستگاه معادلات دیفرانسیل کوپل حاکم بر ارتعاش آزاد تیر تیموشنکو باریک شوند از جنس مواد مدرج تابعی به یک معادله دیفرانسیل

همگن مستقل و حل تحلیلی آن به وسیله روش بسط سری‌های توانی، مقدار فرکانس طبیعی ارتعاش را تعیین نمودند [30]. Soltani و همکارانش در طی سال‌های سال ۲۰۱۴ و ۲۰۱۶ نیز با استفاده از این روش نیمه تحلیلی، پایداری الاستیک و کمانش جانبی-پیچشی تیرهای جدار نازک ماهیچه‌ای همچین تیر اویلر-برنولی غیرمنشوری متکی بر بستر الاستیک را مطالعه نمودند [31 و 32].

در مقاله ارائه شده، معادله دیفرانسیل مرتبه چهار حاکم بر پایداری ستون غیرمنشوری با استفاده از روش عددی سری توانی حل می‌شود. به منظور حل، بایستی کلیه ضرایب متغیر معادله دیفرانسیل مذکور، به صورت بسط یک چند جمله‌ای متناهی در نظر گرفته شود. سپس بسط مک لورن توابع حاکم بر تغییرات ممان اینرسی سطح مقطع ستون‌های موجود تعیین می‌گردد. در ادامه براساس قوانین حاکم بر روش حل معادله دیفرانسیل خطی با ضرایب متغیر به روش سری توانی، معادله مرتبه چهار پایداری حل می‌گردد و فرم تغییر شکل ستون با مقطع متغیر برحسب سری توانی به دست می‌آید. سپس با جایگذاری شرایط مرزی (دو شرط برای هر انتهای عضو) و حل مسئله مقادیر ویژه، مقدار بار محوری بحرانی تعیین می‌شود. در این مطالعه، ستون‌ها با دو نوع تغییرات مقطع به صورت تابع توانی و تابع نمایی و با چهار نوع شرایط تکیه گاهی یک سر گیردار، دو سر گیردار، دو سر مفصل و یک سر گیردار یک سر مفصل در نظر گرفته شده‌اند و برای هر کدام به صورت جداگانه در متلب برنامه نویسی شده است. در انتهای مقاله، چند نمونه مثال با استفاده از روش پیشنهادی حل شده و در نهایت، به منظور کنترل صحت و دقت روش عددی ارائه شده، نتایج حاصل با سایر روش‌های موجود مقایسه گردیده‌اند.

۲- کمانش ستون‌های الاستیک

جهت بررسی پایداری ارتجاعی ستون‌ها، عمومی‌ترین حالت ستون تحت اثر نیروی محوری، ممان خمشی و یک نیروی برشی در دو انتها مانند آنچه در شکل (۱) نشان داده شده است را در نظر می‌گیریم.

براساس تئوری تیر اولر-برنولی، رابطه زیر حاکم بر لنگر خمشی داخلی عضو مد نظر است:

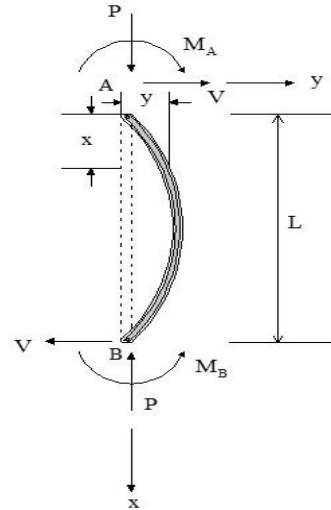
$$M = EI(x) \frac{d^2y}{dx^2} \quad (1)$$

که در آن E مدول الاستیسیته یانگ، $I(x)$ ممان دوم سطح حول محور ضعیف، y تغییر شکل جانبی ستون و M بیانگر



ممان خمشی است. معادله تعادل برای یک قطعه از ستون مطابق آنچه در شکل (۲) نشان داده شده است، به صورت زیر بیان می‌گردد:

$$EI(x)y'' - Vx + P(x)y - M_A = 0 \quad (۲)$$



شکل ۱- کمانش ستون و نیروهای وارد بر آن

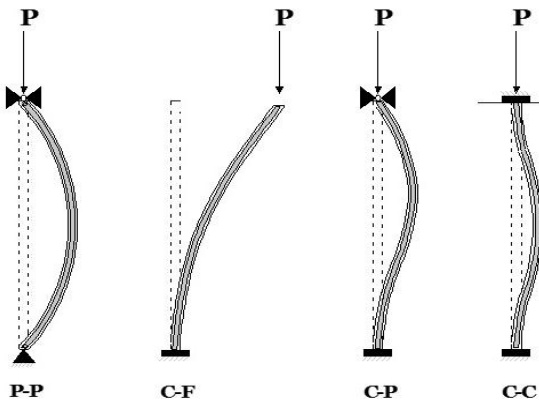
معادله (۴)، معادله حاکم بر کمانش ستون‌های الاستیک ساخته شده از مصالح همگن بدون توجه به شرایط مرزی حاکم بر آنها است. همواره برای حل معادلات دیفرانسیل و تعیین جواب دقیق آنها نیاز به شرایط مرزی در ابتدا و انتهای محدوده معادله است. از آنجا که معادله پایداری ستون‌های غیرمنشوری از مرتبه چهار است، به چهار شرط مرزی برای حل معادله (۴) نیاز می‌باشد. در نتیجه، مطابق با فرضیات حاکم بر خمش و تغییر شکل کمانشی ستون، شرایط مرزی برای هر دو انتهای اعضای تحلیل شده به صورت زیر است:

$$y = 0 \quad \text{و} \quad \frac{d^2y}{dx^2} = 0 \quad (۵)$$

$$y = 0 \quad \text{و} \quad \frac{dy}{dx} = 0 \quad (۶)$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = 0 \quad \text{و} \quad \frac{d^3y}{dx^3} - \frac{P}{EI} \frac{dy}{dx} = 0 \quad (۷)$$

همانگونه که در ابتدا توضیح داده شد، چهار نوع ستون با شرایط مرزی (دو سر مفصل، دو سر گیردار، یک سر گیردار و یک سر مفصل) مختلف مطابق شکل (۳) در این مطالعه در نظر گرفته شده است.



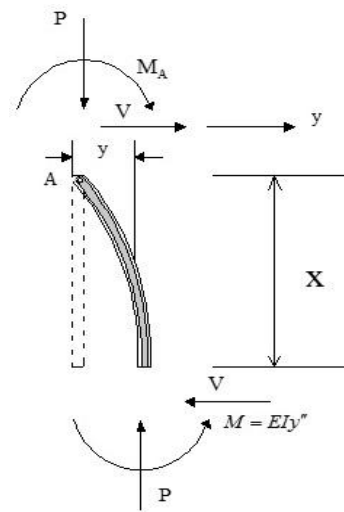
شکل ۳- ستون‌های در نظر گرفته شده با شرایط تکیه‌گاهی مختلف

۳- سری‌های توانی

هر سری نامتناهی به فرم

$$\sum_{n=0}^{\infty} a_n x^n = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + a_3 x^3 + \dots + a_n x^n + \dots \quad (۸)$$

را که در آن x متغیر مستقل و $\{a_n\}$ دنباله ای از اعداد حقیقی باشد، یک سری توانی (نسبت به x)، نامیده می‌شود. اعداد $a_0, a_1, a_2, a_3, \dots$ و a_n ضرایب یا جملات سری نامیده می‌شوند. اگر $a_N \neq 0$ و به ازای هر $n > N$ ، $a_n = 0$ باشد، سری



شکل ۲- نیروهای وارد بر المان

اگر از رابطه (۲) نسبت به متغیر x دو بار مشتق گرفته شود، رابطه زیر حاصل می‌گردد:

$$\frac{d^2y}{dx^2} \left[EI(x) \frac{d^2y}{dx^2} \right] + \frac{d}{dx} \left[P(x) \frac{dy}{dx} \right] = 0 \quad (۳)$$

بسط رابطه (۳) و ساده سازی آن رابطه زیر را نتیجه می‌دهد.

$$EI(x)y^{(iv)} + 2EI'(x)y''' + EI''(x)y'' + P'(x)y' + P(x)y'' = 0 \quad (۴)$$

توانی (۸) به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\sum_{n=0}^{\infty} a_n x^n = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + a_3 x^3 + \dots + a_N x^N ; a_N \neq 0 \quad (9)$$

که یک چندجمله‌ای از درجه N است. به بیانی دیگر می‌توان گفت سری‌های توانی چند جمله‌ای‌هایی با بی‌نهایت تعداد جمله هستند.

۳-۱- سری تیلور و مک لورن

اگر تابع $f(x)$ در فاصله $[a, b]$ پیوسته باشد و در این فاصله مشتقات پیوسته تا مرتبه m داشته باشد و مشتق متناهی مرتبه $(n+1)$ در فاصله (a, b) وجود داشته باشد، آنگاه با انتگرال گیری از مشتق مرتبه m در بازه (x_0, x) خواهیم داشت:

$$\int_{x_0}^x f^{(n)}(x) dx = f^{(n-1)}(x) \Big|_{x_0}^x \quad (10)$$

$= f^{(n-1)}(x) - f^{(n-1)}(x_0)$
با انتگرال گیری مجدد از رابطه فوق، رابطه زیر حاصل می‌گردد:

$$\int_{x_0}^x \left(\int_{x_0}^x f^{(n)}(x) dx \right) dx = \int_{x_0}^x \left(f^{(n-1)}(x) - f^{(n-1)}(x_0) \right) dx \quad (11)$$

$= f^{(n-2)}(x) - f^{(n-2)}(x_0) - (x - x_0) f^{(n-1)}(x_0)$
اگر عمل فوق را n بار تکرار کنیم، رابطه به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\int_{x_0}^x \dots \int_{x_0}^x f^{(n)}(x) (dx)^n = f(x) - f(x_0) - (x - x_0) f'(x_0) - \frac{(x-x_0)^2}{2!} f''(x_0) - \dots - \quad (12)$$

$\frac{(x-x_0)^{n-1}}{(n-1)!} f^{(n-1)}(x_0)$
به ازای هر x متعلق به بازه $[a, b]$ عبارت زیر برقرار است:

$$f(x) = f(x_0) + f'(x_0) \frac{(x-x_0)}{1!} + f''(x_0) \frac{(x-x_0)^2}{2!} + \dots + f^{(n-1)}(x_0) \frac{(x-x_0)^{n-1}}{(n-1)!} + R_n(x) \quad (13)$$

که در آن R_n باقیمانده سری نامیده می‌شود و برابر است با:

$$R_n(x) = \int_{x_0}^x \dots \int_{x_0}^x f^{(n)}(x) (dx)^n \quad (14)$$

با استفاده از قضیه مقدار میانگین و با n بار انتگرال گیری از رابطه فوق می‌توان فرم لاگرانژ باقیمانده R_n را به صورت زیر نوشت:

$$R_n(x) = f^{(n)}(\xi) \frac{(x-x_0)^n}{(n)!} \quad (15)$$

اگر به ازای هر x متعلق به بازه $[a, b]$ ، $\lim_{n \rightarrow \infty} R_n(x) = 0$ باشد. آنگاه سری فوق بر بازه $[a, b]$ همگرا به $f(x)$ است و

سری تیلور تابع $f(x)$ حول نقطه x_0 نامیده می‌شود. در واقع بسط تیلور تابع حول نقطه x_0 به صورت زیر بیان می‌شود:

$$f(x) = f(x_0) + f'(x_0) \frac{(x-x_0)}{1!} + \quad (16)$$

$f''(x_0) \frac{(x-x_0)^2}{2!} + \dots + f^{(n)}(x_0) \frac{(x-x_0)^n}{n!} + \dots$
اگر در دستور فوق $x_0 = 0$ باشد، بسط مک لورن به شرح زیر حاصل می‌گردد:

$$f(x) = f(0) + f'(0) \frac{x}{1!} + f''(0) \frac{x^2}{2!} + \dots + f^{(n)}(0) \frac{x^n}{n!} + \dots \quad (17)$$

۴- حل معادله دیفرانسیل پایداری ستون با تغییرات

نمایی مقطع

فرم تغییرات لنگر دوم سطح به صورت تابع نمایی به فرم زیر در نظر گرفته شده است:

$$I(x) = I_0 e^{-\alpha x/L} \quad (18)$$

که در آن a ضریب مثبت، L طول ستون و I_0 ممان اینرسی مقطع بزرگتر در ابتدای ستون است. با توجه به رابطه فوق، معادلات زیر برای مشتقات مراتب مختلف تابع تعریف کننده تغییرات صلبیت خمشی ستون باریک شونده نمایی مدنظر به دست می‌آیند:

$$\begin{aligned} I'(x) &= -\frac{\alpha}{L} I_0 e^{-\frac{\alpha x}{L}} \rightarrow I'(0) = -\frac{\alpha}{L} I_0 \\ I''(x) &= \frac{\alpha^2}{L^2} I_0 e^{-\frac{\alpha x}{L}} \rightarrow I''(0) = \frac{\alpha^2}{L^2} I_0 \\ I'''(x) &= -\frac{\alpha^3}{L^3} I_0 e^{-\frac{\alpha x}{L}} \rightarrow I'''(0) = -\frac{\alpha^3}{L^3} I_0 \\ &\vdots \\ &\vdots \\ &\vdots \end{aligned} \quad (19)$$

$$\begin{aligned} I^{(n)}(x) &= (-1)^n \frac{\alpha^n}{L^n} I_0 e^{-\alpha x} \rightarrow \\ I^{(n)}(0) &= (-1)^n \frac{\alpha^n}{L^n} I_0 \end{aligned}$$

بنابراین بسط مک لورن تابع فوق برابر است با:

$$I(x) = I_0 - \frac{\alpha}{L} I_0 x + \frac{\alpha^2}{2! L^2} I_0 x^2 - \dots + (-1)^n \frac{\alpha^n}{n! L^n} I_0 x^n + \dots \quad (20)$$

در نتیجه فرم سری توانی تابع فوق برابر خواهد شد با:

$$I(x) = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{(-1)^k \alpha^k}{k! L^k} I_0 x^k \quad (21)$$

بر مبنای روش بسط سری توانی، کلیه متغیرهای دخیل در معادله دیفرانسیل پایداری سیستم از جمله ممان اینرسی متغیر سطح مقطع عضو $I(x)$ و نیروی محوری متغیر در طول عضو



$P(x)$ به فرم سری توانی زیر در نظر گرفته شده‌اند:

$$I(x) = I_0 \sum_{i=0}^{\infty} \frac{(-1)^i \alpha^i}{i! L^i} x^i; \quad P(x) = \sum_{i=0}^{\infty} P_i x^i \quad (22)$$

با معرفی یک مختصات بی‌بعد محلی $\zeta = x/L$ ، روابط فوق

به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$I(\zeta) = I_0 \sum_{i=0}^{\infty} \frac{(-1)^i \alpha^i}{i!} \zeta^i; \quad P(\zeta) = \sum_{i=0}^{\infty} P_i L^i \zeta^i \quad (23)$$

با جایگذاری معادله (23) و متغیر بدون بعد معرفی شده در معادله دیفرانسیل خطی حاکم بر پایداری ستون (3) رابطه زیر حاصل می‌گردد:

$$\frac{d^2}{d\zeta^2} \left[EI_0 \left(\sum_{i=0}^{\infty} \frac{(-1)^i \alpha^i}{i!} \zeta^i \right) \frac{d^2 y}{d\zeta^2} \right] + \quad (24)$$

$$L^2 \frac{d}{d\zeta} \left[\left(\sum_{i=0}^{\infty} P_i L^i \zeta^i \right) \frac{dy}{d\zeta} \right] = 0$$

معادله دیفرانسیل مرتبه چهار حاصل شده در رابطه (24) با استفاده از بسط سری توانی نامتناهی برحسب توان‌های ζ قابل حل است. در نتیجه، جواب عمومی برای فرم تغییر شکل که در معادله فوق صدق می‌کند به صورت زیر در نظر گرفته شده است:

$$y(\zeta) = \sum_{i=0}^{\infty} b_i \zeta^i \quad (25)$$

در ادامه کار، با توجه به وجود مشتقات مرتبه اول و دوم فرم تغییر شکل تیر مد نظر در رابطه (24)، خواهیم داشت:

$$\frac{dy}{d\zeta} = \sum_{i=1}^{\infty} i b_i \zeta^{i-1} = \sum_{i=0}^{\infty} (i+1) b_{i+1} \zeta^i \quad (1-26)$$

$$\frac{d^2 y}{d\zeta^2} = \sum_{i=2}^{\infty} i(i-1) b_i \zeta^{i-2} = \quad (2-26)$$

$\sum_{i=0}^{\infty} (i+1)(i+2) b_{i+2} \zeta^i$
روابط فوق را در معادله (24) جایگذاری کرده و خواهیم داشت:

$$\frac{d^2}{d\zeta^2} \left[EI_0 \left(\sum_{i=0}^{\infty} \frac{(-1)^i \alpha^i}{i!} \zeta^i \right) \cdot \left(\sum_{j=0}^{\infty} (j+1)(j+2) b_{j+2} \zeta^j \right) \right] + \quad (27)$$

$$L^2 \frac{d}{d\zeta} \left[\left(\sum_{i=0}^{\infty} P_i L^i \zeta^i \right) \cdot \left(\sum_{j=0}^{\infty} (j+1) b_{j+1} \zeta^j \right) \right] = 0$$

با ضرب جمله به جمله هر دو سری و با توجه به قانون حاکم بر جمع و ضرب پارامتریک سری‌ها، رابطه فوق به صورت زیر اصلاح می‌گردد:

$$\frac{d^2}{d\zeta^2} \left[EI_0 \sum_{j=0}^{\infty} \sum_{i=0}^j \frac{(-1)^i \alpha^i}{i!} (j-i+2)(j-i+1) \cdot b_{j-i+2} \zeta^j \right] + L^2 \frac{d}{d\zeta} \left[\sum_{j=0}^{\infty} \sum_{i=0}^j P_i L^i (j-i+1) \cdot b_{j-i+1} \zeta^j \right] = 0 \quad (28)$$

در نتیجه:

$$EI_0 \left[\sum_{j=0}^{\infty} \sum_{i=0}^{j+2} \frac{(-1)^i \alpha^i}{i!} (j+2)(j+1)(j-i+4) \cdot (j-i+3) b_{j-i+4} \zeta^j \right] + L^2 \left[\sum_{j=0}^{\infty} \sum_{i=0}^{j+1} P_i^* (j+1) \cdot \right. \quad (29)$$

$$(j-i+1) b_{j-i+2} \zeta^j \left. \right] = 0$$

به طوریکه:

$$P_i^* = P_i L^i \quad (30)$$

و یا

$$\sum_{j=0}^{\infty} \left\{ \left[EI_0 (j+4)(j+3)(j+2)(j+1) b_{j+4} \right] + \left[EI_0 \sum_{i=1}^{j+2} \frac{(-1)^i \alpha^i}{i!} (j-i+4)(j-i+3) \cdot \right. \quad (31)$$

$$(j+2)(j+1) b_{j-i+4} \left. \right] + L^2 \left[\sum_{i=0}^{j+1} P_i^* (j+1) \cdot \right.$$

$$(j-i+2) b_{j-i+2} \left. \right\} \zeta^j = 0$$

برای آن که معادله (31) به ازای تمامی مقادیر ζ برقرار باشد، لازم است که ضریب هر یک از توان‌های ζ صفر باشد. بنابراین، رابطه بازگشتی زیر نتیجه گرفته شده است:

$$b_{j+4} = \frac{-1}{EI_0 (j+4)(j+3)(j+2)(j+1)} \times$$

$$\left\{ EI_0 \sum_{i=1}^{j+2} \frac{(-1)^i \alpha^i}{i!} (j-i+4)(j-i+3)(j+2) \cdot \right. \quad (32)$$

$$(j+1) b_{j-i+4} + L^2 \sum_{i=0}^{j+1} P_i^* (j+1)(j-i+2) \cdot$$

$$b_{j-i+2} \left. \right\}; \quad \text{for } j = 0, 1, 2, \dots$$

5- حل معادله دیفرانسیل پایداری ستون با تغییرات

توانی مقطع

در این حالت فرض می‌کنیم که تغییرات ممان اینرسی در طول عضو به صورت یک تابع توانی و به فرم زیر باشد:

$$I(x) = I_0 \left(1 - \frac{b}{L} x \right)^n \quad (33)$$

که در آن طول ستون، I_0 لنگر دوم سطح در ابتدای ستون همچنین n و b ضرایب مثبت هستند. مشتقات مراتب مختلف این تابع و مقادیر آن‌ها در $x=0$ برابرند با:

$$I'(x) = -n \frac{b}{L} I_0 \left(1 - \frac{b}{L} x \right)^{n-1} \rightarrow$$

$$I'(0) = -n \frac{b}{L} I_0$$

$$I''(x) = n(n-1) \frac{b^2}{L^2} I_0 \left(1 - \frac{b}{L} x \right)^{n-2} \rightarrow$$

$$I''(0) = n(n-1) \frac{b^2}{L^2} I_0$$

$$I'''(x) = -n(n-1)(n-2) \frac{b^3}{L^3} I_0 \left(1 - \frac{b}{L} x \right)^{n-3} \quad (34)$$

$$\rightarrow I'''(0) = -n(n-1)(n-2) \frac{b^3}{L^3} I_0$$

.

.

.

$$I^{(n)}(x) = (-1)^n \frac{b^n}{L^n} I_0 n! \rightarrow$$

$$I^{(n)}(0) = (-1)^n \frac{b^n}{L^n} I_0 n!$$

بنابراین بسط مک لورن تابع فوق برابر است با:



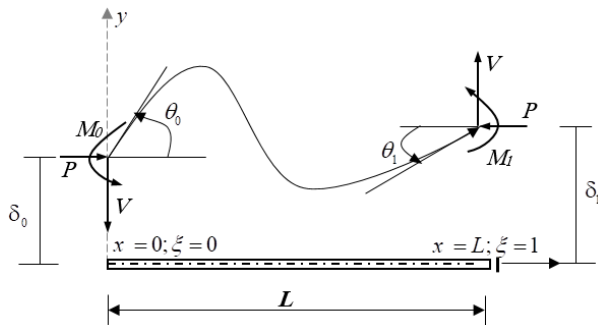
محاسبه می‌گردد. در این مرحله فرم تغییر شکل کمانشی ستون غیرمنشوری تحت بارگذاری محوری نیز قابل تعیین است. شکل (۴) بیانگر فرم تغییر شکل یک عضو خمشی با صرف نظر نمودن از تغییر شکل برشی است. مطابق با شکل رسم شده و با استفاده از سیستم مختصات عمومی و محلی، شرایط مرزی برای نقاط ابتدایی و انتهایی عضو ($x = L$ و $x = 0$) به صورت زیر بیان می‌شوند:

$$y(0) = \delta_0, \quad \left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=0} = \theta_0, \quad (1-39)$$

$$EI \left. \frac{d^2y}{dx^2} \right|_{x=0} = M_0, \quad \left. \frac{d^3y}{dx^3} - \frac{P}{EI} \frac{dy}{dx} \right|_{x=0} = V$$

$$y(L) = \delta_1, \quad \left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=L} = \theta_1, \quad (2-39)$$

$$EI \left. \frac{d^2y}{dx^2} \right|_{x=L} = M_1, \quad \left. \frac{d^3y}{dx^3} - \frac{P}{EI} \frac{dy}{dx} \right|_{x=L} = V$$



شکل ۴- فرم تغییر شکل عضو مدنظر به همراه شرایط مرزی هندسی و طبیعی انتهایی در مختصات کلی و محلی

در این تحقیق اعضای غیرمنشوری با چهار نوع شرایط تکیه‌گاهی: دوسر مفصل، یک سر گیردار- یک سر آزاد، دو سر گیردار و یک سرگیردار-یک سر مفصل در نظر گرفته شده‌اند. در ادامه با استفاده از رابطه (۳۹) و با توجه به شرایط مرزی حاکم بر ابتدا و انتهای عضو که در عبارات (۵) تا (۷) ارائه شدند، خواهیم داشت:

- عضو دوسر مفصل

در این حالت تغییر مکان عمودی ابتدا و انتهای عضو برابر صفر است. علاوه بر شرایط مذکور، مقدار لنگر خمشی در هر دو تکیه‌گاه مساوی صفر است.

$$1- \text{ در } x = 0 \text{ (} \zeta = 0 \text{)}$$

$$y(0) = \delta_0 = 0 \rightarrow \quad (1-40)$$

$$b_0 \gamma_0(0) + b_1 \gamma_1(0) + b_2 \gamma_2(0) + b_3 \gamma_3(0) = 0$$

$$I(x) = I_0 + \left(-n \frac{b}{L} I_0\right) x + \frac{n(n-1)b^2}{2! L^2} I_0 x^2 + \dots + (-1)^n \frac{b^n}{L^n} I_0 x^n + \dots \quad (35)$$

در نتیجه فرم سری توانی تابع حاکم بر تغییرات ممان اینرسی به صورت زیر است:

$$I(x) = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{(-b)^k n!}{k! L^k (n-k)!} I_0 x^k \quad (36)$$

در رابطه فوق n معرف درجه تابع توانی ارائه شده در معادله (۳۳) است و k مربوط به درجه بسط مک لورن حاصل شده است.

در این حالت با در نظر گرفتن تغییرات ممان اینرسی ستون به صورت یک تابع توانی با درجه دلخواه و سپس حل معادله دیفرانسیل پایداری و طی نمودن مراحل حل مطابق با معادلات (۲۳) تا (۳۱) رابطه بازگشتی ذیل حول ضرایب ثابت b_{j+4} برقرار می‌باشد:

$$b_{j+4} = \frac{-1}{EI_0(j+4)(j+3)(j+2)(j+1)} \times \left\{ EI_0 \sum_{i=1}^{j+2} \frac{(-b)^i n!}{i! L^i (n-i)!} (j-i+4)(j-i+3)(j+2) \cdot \right. \quad (37)$$

$$\left. (j+1)b_{j-i+4} + L^2 \sum_{i=0}^{j+1} P_i^*(j+1)(j-i+2) \cdot b_{j-i+2} \right\} \quad ; \text{ for } j = 0, 1, 2, \dots$$

مطابق با عبارات بازگشتی بدست آمده در روابط (۳۲) و (۳۷) برای هر دو حالت در نظر گرفته از تغییرات لنگر دوم سطح مقطع ستون، ضرایب b_6, b_5, b_4 و ... قابل تعیین هستند. همان طور که مشخص است، جواب معادله دیفرانسیل ارائه شده در رابطه (۴) در مختصات بدون بعد شامل چهار ضریب نامعین به ترتیب b_3, b_2, b_1, b_0 می‌باشد که با جایگذاری شرایط مرزی مربوط به هر دهانه از تیر قابل تعیین هستند. در نتیجه، جواب عمومی معادله دیفرانسیل مرتبه چهار خطی با ضرایب متغیر حاکم بر تغییر شکل کمانشی ستون‌های ماهیچه‌ای همگن، در مختصات محلی به صورت زیر حاصل می‌گردد:

$$y = b_0 \gamma_0(\zeta) + b_1 \gamma_1(\zeta) + b_2 \gamma_2(\zeta) + b_3 \gamma_3(\zeta) \quad (38)$$

لازم به ذکر است که جملات γ_i ($i = 0, 1, 2, 3$) به وسیله نرم افزار Matlab [۳۳] و با توجه به روابط بازگشتی به دست آمده در عبارات (۳۲) و (۳۷) تعیین می‌شوند. در خصوص نحوه استخراج رابطه (۳۸) اطلاعات کامل‌تری در مراجع [۲۸، ۳۱ و ۳۲] ارائه شده است. در پایان، با استفاده از شرایط مرزی مربوط به هر دهانه از عضو باریک شونده و حل مسئله مقادیر ویژه، مقدار دقیق بار کمانش بحرانی ستون‌های مدنظر



۲- در $x = L$ ($\zeta = 1$)

$$y(1) = \delta_1 = 0 \rightarrow \quad (3-42)$$

$$b_0 y_0(1) + b_1 y_1(1) + b_2 y_2(1) + b_3 y_3(1) = 0$$

$$\left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=0} = \left. \frac{1}{L} \frac{dy}{d\zeta} \right|_{\zeta=0} = \theta_0 = 0 \rightarrow \quad (4-42)$$

$$b_0 y'_0(1) + b_1 y'_1(1) + b_2 y'_2(1) + b_3 y'_3(1) = 0$$

- عضو یک سرگیردار- یک سر مفصل

در این حالت در ابتدای عضو و در محل تکیه‌گاه گیردار از تغییر مکان عمودی و دوران عضو جلوگیری شده است و در سمت دیگر و محل تکیه‌گاه مفصلی، مقدار تغییر مکان و لنگر خمشی مساوی صفر هستند.

۱- در $x = 0$ ($\zeta = 0$)

$$y(0) = \delta_0 = 0 \rightarrow \quad (1-43)$$

$$b_0 y_0(0) + b_1 y_1(0) + b_2 y_2(0) + b_3 y_3(0) = 0$$

$$\left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=0} = \left. \frac{1}{L} \frac{dy}{d\zeta} \right|_{\zeta=0} = \theta_0 = 0 \rightarrow \quad (2-43)$$

$$b_0 y'_0(1) + b_1 y'_1(1) + b_2 y'_2(1) + b_3 y'_3(1) = 0$$

۲- در $x = L$ ($\zeta = 1$)

$$y(1) = \delta_1 = 0 \rightarrow \quad (3-43)$$

$$b_0 y_0(0) + b_1 y_1(0) + b_2 y_2(0) + b_3 y_3(0) = 0$$

$$EI \left. \frac{d^2 y}{dx^2} \right|_{x=L} = \frac{EI}{L^2} \left. \frac{d^2 y}{d\zeta^2} \right|_{\zeta=1} = M_1 = 0 \rightarrow \quad (4-43)$$

$$b_0 y''_0(1) + b_1 y''_1(1) + b_2 y''_2(1) + b_3 y''_3(1) = 0$$

۶- نتایج عددی

در این قسمت، چند نمونه مثال عددی شامل تحلیل پایداری ستون‌های غیرمنشوری با تغییرات سطح مقطع مطابق با توابع توانی و یا نمایی با شرایط مرزی مختلف به منظور بررسی صحت روش تحلیلی معرفی شده بر مبنای بسط سری مک لورن، ارائه شده است. در تمام مراحل محاسبه بار کمانشی بحرانی اعضای غیرمنشوری از نرم افزار متلب [۳۳] استفاده شده است. به منظور نشان دادن دقت روش معرفی شده در این مقاله، نتایج حاصله از بسط سری‌های توانی با مقادیر بدست آمده از روش‌های عددی و تحلیلی موجود مقایسه گردیده‌اند.

۱-۶- مثال ۱

در این مثال، یک ستون غیرمنشوری به طول L و صلبیت خمشی EI_0 در ابتدای عضو مطالعه شده است. تغییرات صلبیت خمشی

$$EI \left. \frac{d^2 y}{dx^2} \right|_{x=0} = \frac{EI}{L^2} \left. \frac{d^2 y}{d\zeta^2} \right|_{\zeta=0} = M_0 = 0 \rightarrow \quad (2-40)$$

$$b_0 y''_0(0) + b_1 y''_1(0) + b_2 y''_2(0) + b_3 y''_3(0) = 0$$

۲- در $x = L$ ($\zeta = 1$)

$$y(1) = \delta_1 = 0 \rightarrow \quad (3-40)$$

$$b_0 y_0(1) + b_1 y_1(1) + b_2 y_2(1) + b_3 y_3(1) = 0$$

$$EI \left. \frac{d^2 y}{dx^2} \right|_{x=L} = \frac{EI}{L^2} \left. \frac{d^2 y}{d\zeta^2} \right|_{\zeta=1} = M_1 = 0 \rightarrow \quad (4-40)$$

$$b_0 y''_0(1) + b_1 y''_1(1) + b_2 y''_2(1) + b_3 y''_3(1) = 0$$

- عضو یک سرگیردار- یک سر آزاد

در این حالت تغییر مکان و شیب (دوران) در محل تکیه‌گاه گیردار (ابتدای عضو) مساوی صفر هستند. همچنین مقدار لنگر خمشی و نیروی برشی در انتهای آزاد تیر برابر صفر هستند.

۱- در $x = 0$ ($\zeta = 0$)

$$y(0) = \delta_0 = 0 \rightarrow \quad (1-41)$$

$$b_0 y_0(0) + b_1 y_1(0) + b_2 y_2(0) + b_3 y_3(0) = 0$$

$$\left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=0} = \left. \frac{1}{L} \frac{dy}{d\zeta} \right|_{\zeta=0} = \theta_0 = 0 \rightarrow \quad (2-41)$$

$$b_0 y'_0(1) + b_1 y'_1(1) + b_2 y'_2(1) + b_3 y'_3(1) = 0$$

۲- در $x = L$ ($\zeta = 1$)

$$EI \left. \frac{d^2 y}{dx^2} \right|_{x=L} = \frac{EI}{L^2} \left. \frac{d^2 y}{d\zeta^2} \right|_{\zeta=1} = M_1 = 0 \rightarrow \quad (3-41)$$

$$b_0 y''_0(1) + b_1 y''_1(1) + b_2 y''_2(1) + b_3 y''_3(1) = 0$$

$$\left. \frac{d^3 y}{dx^3} - \frac{P}{EI} \frac{d^2 y}{dx^2} \right|_{x=L} = \left. \frac{d^3 y}{d\zeta^3} - \frac{PL^2}{EI} \frac{dy}{d\zeta} \right|_{\zeta=1} = V = 0 \rightarrow$$

$$b_0 \left[y'''_0(1) - \frac{PL^2}{EI} y'_0(1) \right] + b_1 \left[y'''_1(1) - \frac{PL^2}{EI} y'_1(1) \right] \quad (4-41)$$

$$+ b_2 \left[y'''_2(1) - \frac{PL^2}{EI} y'_2(1) \right] + b_3 \left[y'''_3(1) - \frac{PL^2}{EI} y'_3(1) \right] = 0$$

- عضو دو سرگیردار

در این حالت تغییر مکان و شیب (دوران) در محل هر دو تکیه‌گاه گیردار (ابتدا و انتهای عضو) مساوی صفر هستند.

۱- در $x = 0$ ($\zeta = 0$)

$$y(0) = \delta_0 = 0 \rightarrow \quad (1-42)$$

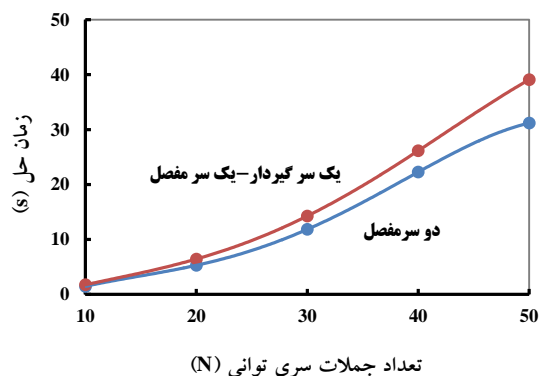
$$b_0 y_0(0) + b_1 y_1(0) + b_2 y_2(0) + b_3 y_3(0) = 0$$

$$\left. \frac{dy}{dx} \right|_{x=0} = \left. \frac{1}{L} \frac{dy}{d\zeta} \right|_{\zeta=0} = \theta_0 = 0 \rightarrow \quad (2-42)$$

$$b_0 y'_0(1) + b_1 y'_1(1) + b_2 y'_2(1) + b_3 y'_3(1) = 0$$



نمودار برازش داده شده بایستی به صورت یک چند جمله‌ای با توان ۴ باشد. با توجه به شکل مشخص است که با هر گام در افزایش تعداد جملات سری و به تبع آن بهبود دقت محاسباتی جهت تعیین نمودن بار کماتش الاستیک، مقدار زمان محاسباتی به شدت افزایش می‌یابد.



شکل ۵- تغییرات زمان محاسبات برحسب بالاترین توان تابع تغییر شکل

در ادامه، مقدار بار بحرانی نرمال شده برای چهار حالت متفاوت از تغییرات سطح-مقطع در طول عضو (۴ و ۳، ۲، ۱) در جدول (۲) تا (۵) ارائه شده است. همچنین جداول مذکور مقدار درصد خطای نسبی (Δ) بین روش تحلیلی ارائه شده و مقادیر به دست آمده توسط Wang و همکارانش [۱۲] که با استفاده از رابطه زیر محاسبه شده است، را نشان می‌دهند:

$$\Delta(\%) = \frac{|P_{cr}^{Wang} - P_{cr}|}{P_{cr}^{Wang}} \times 100 \quad (46)$$

مطابق آنچه در جدول (۲) تا (۵) نشان داده شده است، افزایش مقدار ضریب b ، منجر به کاهش سطح مقطع و صلبیت خمشی در طول و به خصوص در انتهای دیگر عضو می‌شود. در نتیجه بار کماتش بحرانی کاهش و ناپایداری افزایش می‌یابد. همچنین با کاهش توان تغییرات و با ثابت ماندن شیب (b)، مقدار بار کماتش بحرانی به علت بزرگتر شدن انتهای دیگر عضو در مقایسه با حالات دیگر افزایش و ناپایداری کاهش می‌یابد. علاوه بر این موارد، مقایسه مقادیر بار کماتشی محاسبه شده با استفاده از روش عددی ارائه شده با نتایج حاصل شده از روش Wang و همکارانش [۱۲] نشان دهنده تطابق بسیار خوب با میزان اختلاف ناچیز می‌باشد.

۶-۲- مثال ۲

در این مثال، یک ستون غیرمنشوری به طول L ، صلبیت خمشی EI_0 در ابتدای عضو و تغییرات صلبیت خمشی به صورت یک

به صورت یک تابع توانی در نظر گرفته شده است. چهار نوع ستون براساس شرایط مرزی (دو سر مفصل، یک سر گیردار، یک سر گیردار- یک سر مفصل و دوسر مفصل) در نظر گرفته شده‌اند. تغییرات سختی خمشی به صورت زیر می‌باشد:

$$EI(x) = EI_0 \times \left(1 - \frac{bx}{L}\right)^a \quad (44)$$

سه تحلیل پایداری برای تغییرات خطی، درجه دو و سه تابع ارائه شده صورت گرفته است. مقدار بار کماتشی نرمال شده مطابق با رابطه (۴۵) محاسبه شده است و با نتایج حاصل شده از روش تحلیلی ارائه شده توسط ونگ مقایسه گردیده‌اند.

$$P_{nor} = P_{cr} \times \frac{L^2}{EI_0} \quad (45)$$

در مرحله نخست، مقدار توان تابع توانی ارائه شده برابر صفر در نظر گرفته شده است که منطبق بر حالتی است که ستون دارای مقطع ثابت در طول خود می‌باشد. در این قسمت سعی بر آن است که مشخص شود با به کار بردن چه تعداد از جملات سری توانی در مراحل محاسبات می‌توان به یک جواب همگرا رسید. همچنین، کفایت و دقت روش موجود را نسبت به جواب‌های بدست آمده از روش تحلیلی ارائه شده توسط Wang و همکارانش [۱۲] نشان داده می‌شود. مقادیر بار بحرانی بی‌بعد حاصل از روش عددی ارائه شده برای ستون با مقطع ثابت و اثر تعداد جملات در نظر گرفته شده در بسط سری توانی در جدول (۱) نشان داده شده‌اند.

با توجه به جدول (۱)، مشخص است که با افزایش تعداد جملات تا ۳۰ جمله، جواب‌ها به سرعت به جواب حاصله از روش ارائه شده توسط Wang و همکارانش [۱۲] همگرا شده‌اند. بنابراین، در تمام مسائل بعدی، برای تعیین مقدار بار کماتشی تعداد جملات سری برای بسط دادن برابر با ۳۰ گرفته خواهد شد. همچنین در این جدول زمان لازم برای انجام مراحل محاسباتی در نرم افزار متلب برای دو شرایط مرزی متفاوت: دو سر مفصل و یک سر گیردار- یک سر مفصل نشان داده شده است. به طور مثال برای عضو دو سر مفصل منشوری در صورت استفاده از ۲۰ جمله در بسط سری توانی حاکم بر فرم تغییر شکل یافته عضو، واحد پردازش مرکزی (CPU) به ۵/۲۹۶ ثانیه زمان نیاز دارد تا بار کماتش بحرانی را به کمک نرم افزار متلب تعیین نماید. در صورت آنکه تعداد جملات استفاده شده دو برابر شوند یعنی ۴۰ جمله، زمان حل تقریباً ۴ برابر می‌شود. در شکل (۵) تاثیر افزایش جملات استفاده شده در بسط سری‌های توانی بر زمان مورد نیاز واحد پردازش مرکزی (CPU) جهت انجام مراحل محاسباتی نشان داده شده است. بهترین



$$EI(x) = EI_0 \cdot e^{\frac{ax}{L}} \quad (47)$$

مقدار بار کمانشی نرمال شده مطابق با رابطه (45) محاسبه شده است و با مقدار دقیق مقایسه گردیده‌اند. این نتایج به همراه مقدار درصد خطا در جدول (6) نشان داده شده‌اند.

تابع نمایی مطابق رابطه (47) در نظر گرفته شده است. همچنین چهار نوع شرایط مرزی متفاوت برای این ستون به صورت: دو سرمفصل، یک سر گیردار، یک سر گیردار-یک سر مفصل و دوسر گیردار در نظر گرفته شده است.

جدول ۱- روند همگرایی بار کمانشی بحرانی نرمالایز شده حاصل از روش سری توانی برای ستون با مقطع ثابت به مقدار دقیق و زمان حل

Wang و همکارانش [۱۲]	تعداد جملات بسط سری توانی					شرایط مرزی
	N=50	N=40	N=30	N=20	N=10	
9/870	9/8696 (31/1915 s)	9/8696 (22/2791 s)	9/8696 (11/8441 s)	9/8696 (5/2960 s)	9/4780 (1/4609 s)	دوسر مفصل
2/467	2/4674	2/4674	2/4674	2/4674	2/4669	یک سر گیردار
39/480	39/4784	39/4784	39/4784	39/4916	23/619	دو سر گیردار
20/190	20/1907 (39/0886 s)	20/1907 (26/1555 s)	20/1907 (14/2712 s)	20/1908 (6/4398 s)	15/5192 (1/7612 s)	یک سر گیردار-یک سر مفصل

جدول ۲- مقایسه بار کمانش بحرانی نرمالایز شده ستون‌ها با تغییرات خطی مقطع در روش سری توانی با مقدار دقیق (a=1)

ستون C-P			ستون C-C			ستون C-F			ستون P-P			a
Δ(%)	PSM	حل دقیق [۱۲]	Δ(%)	PSM	حل دقیق [۱۲]	Δ(%)	PSM	حل دقیق [۱۲]	Δ(%)	PSM	حل دقیق [۱۲]	
0/010	19/168	19/170	0/011	37/476	37/480	0/000	2/393	2/393	0/000	9/372	9/372	0/1
0/029	17/035	17/030	0/009	33/273	33/270	0/000	2/235	2/235	0/000	8/343	8/343	0/3
0/007	14/739	14/740	0/010	28/697	28/700	0/000	2/062	2/062	0/000	7/256	7/256	0/5

جدول ۳- مقایسه بار کمانش بحرانی نرمالایز شده ستون‌ها با تغییرات خطی مقطع در روش سری توانی با مقدار دقیق (a=2)

ستون C-P			ستون C-C			ستون C-F			ستون P-P			a
Δ(%)	PSM	حل دقیق [۱۲]	Δ(%)	PSM	حل دقیق [۱۲]	Δ(%)	PSM	حل دقیق [۱۲]	Δ(%)	PSM	حل دقیق [۱۲]	
0/005	18/189	18/190	0/000	35/560	35/560	0/000	2/319	2/319	0/000	8/893	8/893	0/1
0/007	14/291	14/290	0/000	27/910	27/910	0/000	2/012	2/012	0/000	7/005	7/005	0/3
0/028	10/527	14/739	0/000	20/481	20/480	0/000	1/683	1/683	0/000	5/198	5/198	0/5

جدول ۴- مقایسه بار کمانش بحرانی نرمالایز شده ستون‌ها با تغییرات خطی مقطع در روش سری توانی با مقدار دقیق (a=3)

ستون C-P			ستون C-C			ستون C-F			ستون P-P			a
Δ(%)	PSM	حل دقیق [۱۲]	Δ(%)	PSM	حل دقیق [۱۲]	Δ(%)	PSM	حل دقیق [۱۲]	Δ(%)	PSM	حل دقیق [۱۲]	
0/012	17/252	17/250	0/006	33/728	33/730	0/000	2/246	2/246	0/024	8/434	8/436	0/1
0/025	11/923	11/920	0/004	23/291	23/290	0/000	1/798	1/798	0/000	5/840	5/840	0/3
0/000	7/362	7/362	0/042	14/344	14/350	0/000	1/336	1/336	0/000	3/628	3/628	0/5



جدول ۵- مقایسه بار کمانش بحرانی نرمالایز شده ستون‌ها با تغییرات خطی مقطع در روش سری توانی با مقدار دقیق ($a = \Delta$)

ستون C-P			ستون C-C			ستون C-F			ستون P-P			a
$\Delta(\%)$	PSM	حل دقیق [۱۲]	$\Delta(\%)$	PSM	حل دقیق [۱۲]	$\Delta(\%)$	PSM	حل دقیق [۱۲]	$\Delta(\%)$	PSM	حل دقیق [۱۲]	
۰/۰۲۴	۱۶/۳۵۴	۱۶/۳۵۰	۰/۰۰۹	۳۱/۹۷۷	۳۱/۹۸۰	۰/۰۰۰	۲/۱۷۵	۲/۱۷۵	۰/۰۰۰	۷/۹۹۴	۷/۹۹۴	۰/۱
۰/۰۰۰	۹/۸۹۳	۹/۸۹۳	۰/۰۲۱	۱۹/۳۴۴	۱۹/۳۴۰	۰/۰۰۰	۱/۵۹۵	۱/۵۹۵	۰/۰۰۰	۴/۸۳۶	۴/۸۳۶	۰/۳
۰/۱۹۸	۵/۰۵۸	۵/۰۴۸	۰/۶۲۸	۹/۸۰۷	۹/۸۶۹	۰/۰۰۰	۱/۰۲۹	۱/۰۲۹	۰/۰۰۰	۲/۴۶۷	۲/۴۶۷	۰/۵

جدول ۶- مقایسه بار کمانش بحرانی نرمالایز شده ستون غیرمنشوری با تغییرات نمایی سختی خمشی در روش سری توانی با مقدار دقیق

ستون C-P			ستون C-C			ستون C-F			ستون P-P			a
$\Delta(\%)$	PSM	حل دقیق [۱۲]	$\Delta(\%)$	PSM	حل دقیق [۱۲]	$\Delta(\%)$	PSM	حل دقیق [۱۲]	$\Delta(\%)$	PSM	حل دقیق [۱۲]	
۰/۰۱۰	۱۹/۲۰۲	۱۹/۲۰۰	۰/۰۱۳	۳۷/۵۴۵	۳۷/۵۵۰	۰/۰۰۰	۲/۳۹۴	۲/۳۹۴	۰/۰۶۴	۹/۳۸۶	۹/۳۸۰	-۰/۱
۰/۰۰۶	۱۵/۶۳۹	۱۵/۶۴۰	۰/۰۰۷	۳۰/۵۹۸	۳۰/۶۰۰	۰/۰۹۵	۲/۱۱۲	۲/۱۱۰	۰/۰۱۳	۷/۶۳۵	۷/۶۳۴	-۰/۵
۰/۰۱۷	۱۱/۹۸۸	۱۱/۹۹۰	۰/۰۰۰	۲۳/۴۹۰	۲۳/۴۹۰	۰/۰۰۰	۱/۷۸۲	۱/۷۸۲	۰/۰۰۰	۵/۸۲۷	۵/۸۲۷	-۱/۰
۰/۰۰۰	۹/۰۹۸	۹/۰۹۸	۰/۰۲۲	۱۷/۸۶۴	۱۷/۸۶۰	۰/۰۰۰	۱/۴۸۰	۱/۴۸۰	۰/۰۲۳	۴/۳۸۸	۴/۳۸۹	-۱/۵
۰/۰۰۰	۶/۸۳۹	۶/۸۳۹	۰/۰۴۵	۱۳/۴۵۴	۱۳/۴۶۰	۰/۰۰۰	۱/۲۰۹	۱/۲۰۹	۰/۰۳۱	۳/۲۶۳	۳/۲۶۴	-۲/۰

مقدار ویژه مقدار بار کمانشی عضو مدنظر محاسبه گردید. روش معرفی شده را می‌توان برای تحلیل پایداری انواع مختلفی از ستون با مقطع متغیر مورد استفاده قرار داد. پس از بررسی نتایج مثال‌های عددی ارائه شده، ذکر موارد زیر ضروری است:

۱- تطابق بسیار عالی میان نتایج محاسبه شده برای نیروی کمانش بحرانی با استفاده از روش ارائه شده و روش‌های عددی و تحلیلی دیگر وجود دارد.

۲- تنها با به کار بردن حداقل ۲۰ جمله از بسط سری توانی، مقادیر بار کمانشی برای اعضای غیرمنشوری را می‌توان با میزان خطای کمتر از ۱٪ بدست آورد.

۳- با افزایش تعداد جملات در بسط سری توانی به بیش از ۳۰ جمله، میزان خطای نسبی (Δ) به سرعت به زیر ۰/۵٪ کاهش می‌یابد.

۴- روش ارائه شده قابل استفاده برای تحلیل کمانشی ستون با مقطع ثابت نیز است.

۵- در یک ستون با شرایط تکیه گاهی معین، با افزایش شیب تغییرات و کاهش شدیدتر سطح مقطع در طول، بار کمانش بحرانی کاهش و ناپایداری افزایش می‌یابد.

۶- برای یک ستون با ابعاد مشخص، تغییر نوع تکیه‌گاه‌های انتهایی و افزایش شرایط گیرداری منجر به افزایش درجات

با توجه به جدول (۶)، مشاهده می‌شود که با کاهش مقدار ضریب در توان تابع نمایی و در نتیجه کاهش سطح مقطع، بار کمانش بحرانی و میزان پایداری ستون کاهش می‌یابد. همچنین با ثابت ماندن توان تابع نمایی، افزایش شرایط گیرداری و به تبع آن افزایش درجات نامعینی ستون، منجر به افزایش بار کمانش بحرانی و پایداری خواهد شد. مقایسه نتایج حاصله از روش سری توانی با نتایج دقیق نشان می‌دهد که دقت و صحت بسیار خوبی میان مقادیر بار کمانش بحرانی الاستیک بدست آمده از مطالعه موجود و آنچه با استفاده از روش تحلیلی ارائه شده توسط Wang و همکارانش [۱۲] محاسبه شده است، وجود دارد.

۷- نتیجه‌گیری

در مطالعه انجام شده، یک مسیر تحلیلی جدید بر اساس ترکیب روش سری‌های توانی و بسط مک لورن به منظور محاسبه بار کمانشی اعضای غیرمنشوری ارائه گردید. در ابتدا، بسط مک لورن تابع ممان اینرسی مقطع متغیر ستون مدنظر نوشته شد. سپس با استفاده از روش بسط سری‌های توانی، معادله دیفرانسیل حاکم بر پایداری ستون باریک شونده حل گردید. در ادامه، با اعمال شرایط مرزی حاکم بر هر دهانه عضو فرم تقریبی تغییر شکل کمانشی حاصل و با استفاده از روش حل مسئله

نامعینی و بار کمانش بحرانی خواهد شد و نهایتاً افزایش پایداری ستون را در پی خواهد داشت.

۸- مراجع

- [19] Atay, M.T. (2009), "Determination of critical Buckling Loads for Variable Stiffness Euler Columns Using Homotopy Perturbation Method", *International Journal of Nonlinear Sciences and Numerical Simulation*, Vol. 10, No. 2, pp. 199–206.
- [20] Okay, F., Atay, M.T. and Coçkun, S.B. (2010), "Determination of Buckling Loads and Mode Shapes of a Heavy Vertical Column Under its Own Weight Using the Variational Iteration Method", *International Journal of Nonlinear Sciences and Numerical Simulation*, Vol. 11, No. 10, pp. 851–857.
- [21] Shahba, A. and Rajasekaran, S. (2012), "Free Vibration and Stability of Tapered Euler–Bernoulli Beams Made of Axially Functionally Graded Material", *Applied Mathematical Modelling*, Vol. 36, pp. 3094–3111.
- [22] Pradhan, K.K. and Chakraverty, S. (2013), "Free Vibration of Euler and Timoshenko Functionally Graded Beams by Rayleigh-Ritz Method". *Composites: Part B*, Vol. 51, pp. 175–184.
- [23] Pradhan, K.K. and Chakraverty, S. (2015), "Generalized Power-Law Exponent Based Shear Deformation Theory for Free Vibration of Functionally Graded Beams", *Applied Mathematics and Computation*, Vol. 268, pp. 1240–1258.
- [24] Trinh, L.C., Vo, T.P., Thai, H.T. and Nguyen, T.K. (2016), "An Analytical Method for the Vibration and Buckling of Functionally Graded Beams under Mechanical and Thermal Loads", *Composites: Part B*, Vol. 100, pp. 152–163.
- [25] Paul, A. and Das, D. (2016), "Free Vibration Analysis of Pre-stressed FGM Timoshenko Beams under large transverse deflection by a variational method", *Engineering Science and Technology, an International Journal*, Vol. 19, No. 2, pp. 1003–1017.
- [26] Soltani, M. and Sistani, A. (2017), "Elastic Stability of Columns with Variable Flexural Rigidity under Arbitrary Axial Load Using the Finite Difference Method", *Numerical methods in civil engineering*, Vol. 1, No. 4, pp. 23–31.
- [27] Eisenberger, M., Clastornik J, 1987. "Beams on variable two-parameter elastic foundation". *Journal of Engineering Mechanics*, 113(10), pp.1454–1466.
- [28] Al-Sadder, S.Z. (2004), "Exact Expression for Stability Functions of a General Non-Prismatic Beam-Column Member", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 60, pp. 1561–1584.
- [29] Kim, N-II, Fu, C.C. and Kim, M-Y. (2007), "Stiffness Matrices for Flexural–Torsional/Lateral Buckling and Vibration Analysis of Thin-Walled Beam", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 299, pp. 739–756.
- [30] Huang, Y., Yang, L.E. and Luo, Q.Z. (2013), "Free Vibration of Axially Functionally Graded Timoshenko Beams with Non-Uniform Cross-Section", *Composites: Part B*, Vol. 45, pp. 1493–1498.
- [31] Soltani, M., Asgarian, B. and Mohri, F. (2014), "Buckling and Free Vibration Analyses of Tapered Thin-Walled beams by Power Series Method", *Journal of constructional steel research*, Vol. 96, pp. 106–126.
- [32] Soltani, M. and Mohri, F. (2016), "Stability and Vibration Analyses of Tapered Columns Resting on One or Two-Parameter Elastic Foundations", *Numerical methods in civil engineering*, Vol. 2, pp. 57–66.
- [33] MATLAB Version7.6.MathWorks Inc, USA, 2008.
- [1] Timoshenko, S.P. and Gere, J.M. (1961), "Theory of Elastic Stability", McGraw Hill, New York.
- [2] Chen, W.F. and Lui, E.M. (1987), "Structural Stability, Theory and Implementation", New York, Elsevier.
- [3] Bazant, Z.P. and Cedolin, L. (1991), "Stability of Structures. Elastic, Inelastic, Fracture and Damage Theories", New York, Dover Publications.
- [4] Gere, J.M. and Carter, W.O. (1962), "Critical Buckling Loads for Tapered Columns", *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 88, No. 1, pp. 1–11.
- [5] Frisch-Fay, R. (1962), "On the Stability of a Strut under Uniformly Distributed Axial Forces", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 2, No. 3, pp. 361–369.
- [6] Ermopoulos, J. (1977), "Equivalent Buckling Length of Non-uniform Members", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 42, No. 4, pp. 141–158.
- [7] Iromenger, M.J. (1980), "Finite Difference Buckling Analysis of Non-uniform Columns", *Computers & Structures*, Vol. 12, No. 5, pp. 741–748.
- [8] Smith, W.G. (1988), "Analytical Solution for Tapered Column Buckling", *Computers & Structures*, Vol. 28, No. 5, pp. 677–681.
- [9] Arbabi, F. and Li, F. (1991), "Buckling of Variable Cross-Section Columns: Integral Equation Approach", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No. 8, pp. 2426–2441.
- [10] Siginer, A. (1992), "Buckling of Columns of Variable Flexural Rigidity", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 118, No. 3, pp. 543–640.
- [11] Sampaio, J.H.B. and Hundhausen, J.R. (1998), "A Mathematical Model and Analytical Solution for Buckling of Inclined Beam-Columns", *Applied Mathematical Modeling*, Vol. 22, No. 6, pp. 405–421.
- [12] Wang, C.M., Wang, C.Y. and Reddy, J.N. (2005), "Exact Solutions for Buckling of Structural Members", CRC Press LLC, Florida.
- [13] Li, Q.S., Cao, H. and Li, G. (1994), "Stability Analysis of Bars with Multi-Segments of Varying Cross-Section", *Computers and Structures*, Vol. 53, No. 5, pp. 1085–1089.
- [14] Li, Q.S., Cao, H. and Li, G. (1995), "Stability Analysis of Bars with Varying Cross-Section", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 32, No. 21, PP. 3217–3228.
- [15] Li, Q.S., Cao, H. and Li, G. (1996), "Static and Dynamic Analyses of Straight Bars with Variable Cross-Section", *Computers and Structures*, Vol. 59, No. 6, pp. 1185–1191.
- [16] Rahai, A.R and Kazemi, S. (2008), "Buckling Analysis of Non-Prismatic Column Based on Modified Vibration Method", *Communications in Nonlinear Science and Numerical Simulation*, Vol. 13, pp. 1721–1735.
- [17] Coçkun, S.B. and Atay, M.T. (2009), "Determination of Critical Buckling Load for Elastic Columns of Constant and Variable Cross-Sections Using Variational Iteration Method", *Computers and Mathematic with Applications*, Vol. 58, No. 11-12, pp. 2260–2266.
- [18] Atay, M.T. and Coçkun, S.B. (2009), "Elastic Stability of Euler Columns with a Continuous Elastic Restraint Using Variational Iteration Method", *Computers and Mathematics with Applications*, Vol. 58, No. 11-12, pp. 2528–2534.





بررسی رفتار قاب با مهاربند کمانش تاب دارای خرابی الاستیک قائم تحت اثر زلزله

حمید بیرقی

گروه مهندسی عمران، واحد مهدیشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، مهدیشهر

مهدیشهر، صندوق پستی ۷۵۹۱۵-۳۵۶۱۸، h.beiraghi@msh-iau.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۶/۰۹/۰۸، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۰۸/۲۲)

چکیده

پس از تسلیم مهاربندها در قاب‌های دارای مهاربندهای کمانش تاب تحت زلزله‌های شدید، ناچیز بودن سختی پسا تسلیم آنها موجب ناتوانی سازه در برگشت به حالت اولیه شده و امکان جابجایی ماندگار قابل توجه وجود دارد. برای کاهش جابجایی ماندگار در سازه راهکارهای مختلف وجود دارد. در این پژوهش پاسخ لرزه‌ای سازه دارای یک خرابی قائم الاستیک همراه قاب با مهاربندهای کمانش تاب بررسی می‌شود. پاسخ‌های حاصل از این سیستم تحت اعمال زلزله با پاسخ‌های قاب با مهاربند کمانش تاب بدون خرابی الاستیک مقایسه شود. وجود یک خرابی قائم قوی که اساساً رفتار الاستیک داشته باشد می‌تواند موجب ایجاد جابجایی نسبی بین طبقه‌ای تقریباً یکسان در همه طبقات شود. در چنین سیستمی، پای خرابی قائم الاستیک به صورت مفصلی به زمین اتصال می‌یابد، به گونه‌ای که امکان دوران برای کل خرپا مهیا است؛ کلیه اعضای خرابی قائم از جمله اعضای مورب تحت نیروی لرزه‌ای در محدوده الاستیک باقی می‌مانند، در حالی که سایر مهاربندها که از نوع کمانش تاب هستند، در زلزله‌های شدید به ناحیه پلاستیک وارد می‌شوند و شکل‌پذیری و اتلاف انرژی را برای سیستم تأمین می‌کنند. سازه‌های مورد تحقیق در ابتدا طبق آیین نامه‌های طراحی متداول طراحی می‌شوند و سپس با تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی تحت اثر نداشت‌های زلزله و همچنین تحلیل استاتیکی غیرخطی نتایج مورد بررسی و تحلیل قرار می‌گیرد. به‌طور متوسط برای سازه‌های مورد بررسی، در اثر بکارگیری خرابی قائم در قاب با مهاربند کمانش تاب مقدار جابجایی نسبی بین طبقه ای باقی مانده از عدد ۱/۳۳ درصد به عدد ۰/۵۸ درصد کاهش نشان می‌دهد.

واژگان کلیدی

قاب، مهاربند کمانش تاب، زلزله، جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ماندگار، تحلیل تاریخیچه زمانی

Seismic Response of the Frame with Buckling Restrained Braces with a Vertical Elastic Truss under Earthquake

H. Beiraghi

Abstract

After yielding in frames with buckling restrained braces subjected to intense earthquakes, the insignificance of their post-yielding stiffness causes the structure's inability to return to its original state. There are various solutions to reduce permanent displacement in structures. In this research, the seismic response of the structure with a vertically elastic truss in a frame with buckling restrained braces is studied. The responses of this system subjected to earthquake effects are compared with the frame responses with buckling restrained braces without elastic trusses. The existence of a strong vertical truss, which is essentially elastic, can lead to identical interstory drift ratio in all stories. In such a system, the base of the elastic truss is connected to the ground with pinned connection, so that it is possible for the entire truss to be rotated. All members of the vertical truss, including the diagonal members, remain under the seismic force in the elastic range. While other braces that are buckling restrained come into the plastic zone in severe earthquakes, they provide a ductility and energy dissipation for the system. Designed structures are initially designed according to conventional design rules and then the systems are analyzed by nonlinear time history under the influence of earthquake and static nonlinear analysis. On average, for the structures under study, using a truss in the frame with buckling restrained braces reduces the amount of residual inter-story drift changed from 1.33 percent to 0.58 percent.

Keywords

Frame, Buckling restrained braces earthquake, Residual inter-story drift, Time history analysis



که مهاربندهای کمانش تاب قابلیت شکل پذیری و اتلاف انرژی سیستم را فراتر از نیاز مورد انتظار زلزله طرح فراهم می‌کنند. از طرف دیگر، آزمایشات مذکور وقوع جابجایی ماندگار در سازه با مهاربند کمانش تاب را نیز گزارش کرده‌اند. همچنین، پژوهشگران زیادی در مطالعات عددی رفتار قاب‌های دارای مهاربند کمانش قاب را مورد بررسی قرار داده‌اند و یکی از موارد گزارش شده ایشان، کاهش سختی اولیه و سختی پسا تسلیم این قاب‌ها در قیاس با قاب‌های با مهاربندی هم مرکز سنتی می‌باشد [۱۱-۱۳].

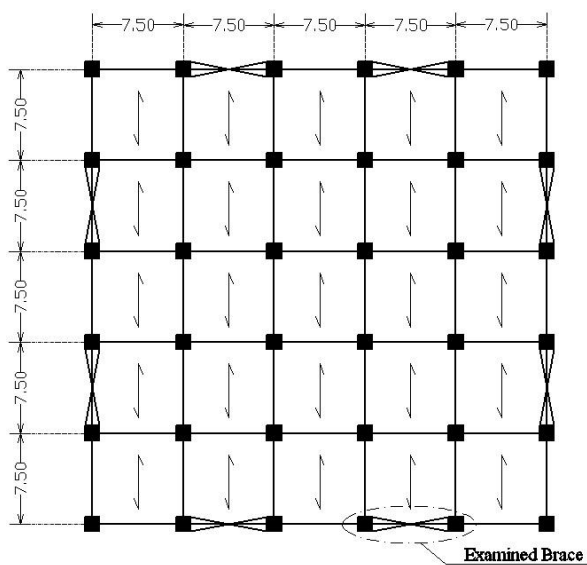
هر چند آیین‌نامه‌های جاری سعی نموده‌اند که هم جنبه‌های اجرایی مهاربند کمانش تاب را لحاظ کنند و هم الزامات خود را به گونه‌ای ارائه کنند که این سیستم قابلیت اعتماد مشابه با سایر سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای را داشته باشد، اما ضعف این مهاربندها در خصوص ناچیز بودن سختی پسا تسلیم آنها و لذا اثر آن روی دریافت باقی مانده و تشکیل طبقه نرم همچنان جای تحقیق دارد [۱۴]. پس از تسلیم مهاربندهای کمانش تاب در زلزله‌های شدید، ناچیز بودن سختی پسا تسلیم آنها موجب ناتوانی سازه در برگشت به حالت اولیه شده و همچنین ممکن است دریافت در یک طبقه متمرکز گردد. در برخی مطالعات عددی روی سیستم‌های قاب‌های دارای مهاربند کمانش تاب تحت زلزله طرح (با احتمال وقوع کمتر از ۱۰ درصد در ۵۰ سال)، دریافت باقی مانده بیش از نیم درصد و تحت حداکثر زلزله محتمل (با احتمال وقوع کمتر از ۲ درصد در ۵۰ سال) دریافت باقی مانده بیش تر از ۱ درصد گزارش شده است [۱۴ و ۱۵]. مطالعات آزمایشگاهی بر روی قاب‌های دارای مهاربند کمانش تاب نشان داده که تحت اثر زلزله طرح مقدار دریافت باقی مانده حدود ۰/۰۱۳ و تحت حداکثر زلزله محتمل عدد مذکور برابر ۰/۰۲۷ بوده است [۱۶].

در این پژوهش پاسخ لرزه‌ای سیستم دارای یک خرپای قائم الاستیک همراه قاب با مهاربندهای کمانش تاب بررسی می‌شود. پاسخ‌های حاصل از این سیستم تحت اعمال زلزله با پاسخ‌های قاب با مهاربند کمانش تاب بدون خرپای الاستیک مقایسه می‌شود. وجود یک خرپای قائم قوی که اساساً رفتار الاستیک داشته باشد می‌تواند موجب ایجاد جابجایی نسبی بین طبقه‌ای تقریباً یکسان در همه طبقات شود. در چنین سیستمی، پای خرپای قائم الاستیک به صورت مفصلی به زمین اتصال می‌یابد، به گونه‌ای که امکان دوران برای کل خرپا مهیا است؛ کلیه اعضای خرپای قائم از جمله اعضای مورب تحت نیروی لرزه‌ای

در قاب‌های مهاربندی شده هم مرکز احتمال وقوع مکانیزم طبقه نرم در اثر زلزله‌های قوی قابل توجه است [۱-۳]. چنانچه تحت اثر زلزله، جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در یک یا چند طبقه محدود از یک سازه متمرکز گردد، در مقایسه با سیستمی که جابجایی نسبی بین طبقه‌ای آن در همه طبقات تقریباً یکسان است، خسارت‌های غیر سازه‌ای و سازه‌ای شدیدتری حادث می‌شود؛ زیرا در حالت اول خرابی یا تغییر شکل‌ها در ناحیه محدودی متمرکز شده‌اند، اما در حالت دوم خرابی یا تغییر شکل‌ها در کل ارتفاع سازه ولی با شدت کم‌تر گسترده شده است. نکته دیگر این که تمرکز خرابی‌ها در یک یا چند طبقه موجب تشدید پدیده $P - \Delta$ و لذا افزایش جابجایی‌ها خواهد بود. به علاوه این که چه بسا پدیده طبقه نرم تحت زلزله موجب ایجاد جابجایی ماندگار در سازه گردد که رفع این عیب از ساختمان بسیار پرهزینه و یا غیر ممکن خواهد بود [۳ و ۴]. بنابراین تلاش محققان بر آن است که در قاب‌های مهاربندی شده هم مرکز، از وقوع پدیده طبقه نرم و یا تمرکز جابجایی سازه در یک یا چند طبقه خاص جلوگیری گردد. محققان برای کاهش تمرکز جابجایی‌ها و هم چنین کاهش جابجایی ماندگار در قاب‌های با مهاربند هم مرکز در اثر نیروی زلزله، چندین روش پیشنهاد داده‌اند، از جمله آن‌ها می‌توان به سیستم دوگانه اشاره کرد که در آن یک قاب خمشی به همراه یک قاب مهاربندی شده در یک سازه به‌کار گرفته شود [۱]. راهکار دیگر به کارگیری سیستم زیپر است [۵]. راهکار سوم به کارگیری یک سیستم قائم الاستیک است [۶ و ۷]. المان قائم الاستیک می‌تواند خرپا، دیوار برشی فولادی یا دیوار برشی بتن مسلح باشد.

در قاب‌های فولادی ساده که نیروی جانبی زلزله توسط مهاربندهای هم مرکز تحمل می‌شود، اساساً کارایی مهاربند فشاری به علت وقوع کمانش تا حد زیادی از دست می‌رود. در مهاربندهای کمانش تاب یک هسته فولادی تسلیم شونده توسط مصالح دیگری محاط شده است به گونه‌ای که امکان کمانش برای هسته وجود ندارد و به علاوه امکان لغزش بین جداره هسته فولادی و مصالح پیرامونی تقریباً بدون اصطکاک مهیا است. لذا تسلیم شدگی مهاربند هم در کشش و هم در فشار امکان پذیر می‌باشد. این موضوع اتلاف انرژی نسبتاً زیادی را به همراه دارد [۸ و ۹]. موارد متعددی از مطالعات آزمایشگاهی برای بررسی رفتار قاب‌های مهاربندی شده با چیدمان مختلف مهاربندها انجام شده است [۴ و ۱۰]. این مطالعات نشان داده‌اند

بین مهاربند کمانش تاب با خط افقی کاهش می‌یابد که برای مقابله با نیروی جانبی یکسان، مقدار نیاز نیروی محوری کم‌تری را می‌طلبد. توجه شود که در این حالت در هر دهنه مدل المان محدود در هر طبقه یک مهاربند وجود دارد و به علاوه برای کامل شدن خرپای قائم از اعضای خطی قائم دیگری در فاصله ۲/۵ متر از ستون سمت راست در طبقات بالای طبقه اول استفاده شده است. کلیه تیرها و مهاربندها به صورت دو سر مفصل مدل شدند. برای طراحی اعضا از آیین نامه AISC و برای بار لرزه‌ای از آیین نامه ASCE استفاده شد [۱۸ و ۱۹]. سازه شامل ساختمان ۵، ۷ و ۱۰ طبقه است و ارتفاع هر طبقه ۳/۵ متر است. مشخصات نوع خاک و سایر پارامترهای مورد بررسی در جدول (۱) آورده شده است.

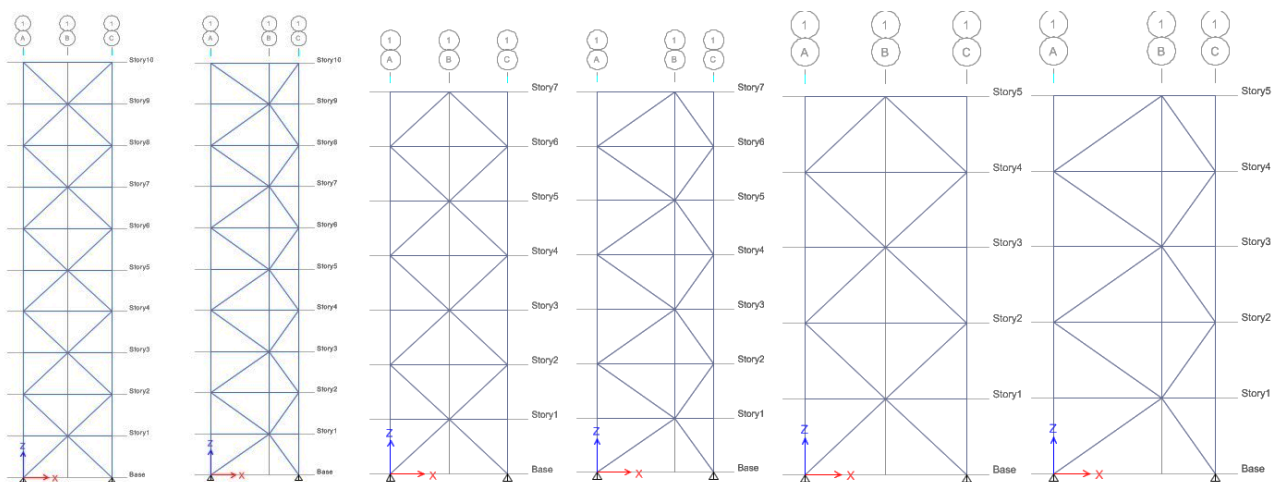


شکل ۱- پلان ساختمان‌های مورد تحقیق

در محدوده الاستیک باقی می‌ماند، در حالی که سایر مهاربندها که از نوع کمانش تاب هستند، در زلزله‌های شدید به ناحیه پلاستیک وارد می‌شود و شکل‌پذیری و اتلاف انرژی را برای سیستم تأمین می‌کنند. سازه‌های مورد تحقیق در ابتدا طبق آیین نامه های طراحی متداول طراحی می‌شوند و سپس با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر نگاهت‌های زلزله و همچنین تحلیل استاتیکی غیرخطی نتایج مورد بررسی و تحلیل قرار می‌گیرد.

۲- سازه‌های مورد تحقیق

پلان فرضی ساختمان‌های مورد تحقیق در این پژوهش در شکل (۱) قابل مشاهده است. سازه در هر دو جهت در پلان متقارن و دارای ۵ دهنه در هر جهت است. تعداد طبقات ساختمان‌ها ۵، ۷ و ۱۰ طبقه است. بار زنده و مرده طبقات به ترتیب برابر ۲۰۰ و ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع است. برای مدل‌سازی عددی از نرم افزار ETABS استفاده شد [۱۷] و صرفاً یکی از دهانه‌های مهاربند شده به صورت دو بعدی مدل شد. در سازه متداول که فاقد خرپای قائم است، از مهاربندی به حالت X دو طبقه ای استفاده شد که در آن طول دهانه (آکس به آکس ستون) ۷/۵ متر است که توسط دو مهاربند کمانش تاب به صورت ۷ یا ۸ با طول مساوی اشغال شده است. اما در سازه دارای خرپای قائم، دهانه مذکور به دو قسمت به عرض ۲/۵ و ۵ متر تقسیم شده است که عرض ۲/۵ متر به خرپای قائم الاستیک اختصاص دارد که علت این موضوع ایجاد طول بیش‌تر برای عضو مهاربند کمانش تاب و لذا طول بیش‌تر تسلیم شونده در این عضو است (شکل (۲)). همچنین در این صورت زاویه

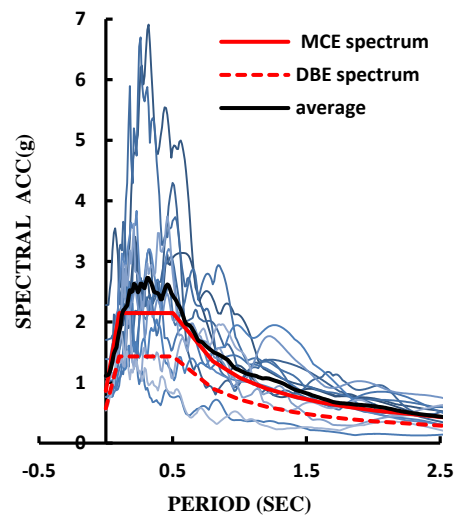


شکل ۲- نمای قاب‌های مورد تحقیق (به جز مهاربندهای تشکیل دهنده خرپای الاستیک، سایر مهاربندها در همه سازه‌ها از نوع کمانش تاب هستند).

جدول ۱- مقادیر پارامترهای طراحی سازه

مقدار	پارامتر
۱	ضریب اهمیت
۱/۱۴	S_{DS}
۰/۵۲	S_{D1}
D	نوع منطقه لرزه‌ای
۷	ضریب رفتار
۰/۵	ضریب C_D

ضریب اهمیت ساختمان برابر عدد یک، گروه بندی لرزه‌ای از نوع D و ساختمان مسکونی است. از تحلیل طیفی برای تعیین نیروهای طرح استفاده شد که طیف طرح در شکل (۳) مشاهده می‌شود.



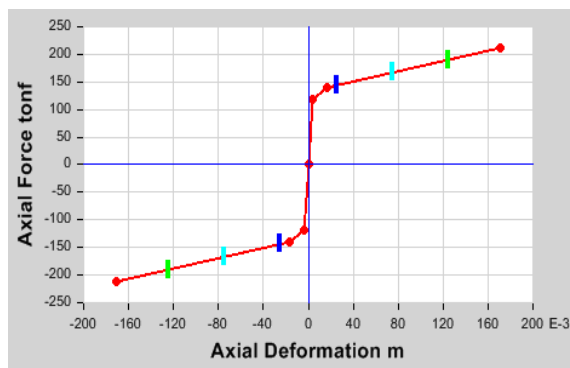
شکل ۳- طیف طرح، طیف حداکثر زلزله محتمل و طیف پاسخ زلزله‌ها

طراحی خرپای قائم باید به گونه‌ای باشد که اعضای آن تحت اثر نیروهای جانبی تسلیم نشوند. یک راه‌حل ساده برای تحقق این موضوع، به‌کارگیری ضریب اضافه مقاومت است که در این مورد حدوداً عدد ۲ مورد نظر است. لذا در طراحی اعضای خرپای قائم، نسبت نیاز به ظرفیت اعضا حدود ۰/۴۵ در نظر گرفته شد؛ در طراحی سایر اعضا نظیر تیرها، ستون‌ها و مهاربندهای کمانش تاب، همچنین در سازه بدون خرپای قائم نسبت نیاز به ظرفیت اعضا حدود ۰/۹ لحاظ شد. چنانچه در دو یا چند طبقه مقاطع مهاربندهای کمانش تاب یکسان طرح شود، احتمال وقوع طبقه نرم افزایش می‌یابد. دلیل این موضوع چنین است که نیاز برش طبقه پایین‌تر بیشتر از طبقه بالاتر است و

چنانچه اعضای باربر جانبی در هر دو طبقه یکسان باشند، لذا تمرکز تغییرشکل‌ها در طبقه زیرین اتفاق می‌افتد. در این پژوهش طرح مهاربندکمانش تاب در هر طبقه با طبقه‌ی دیگر متفاوت بود، به عبارت دیگر تیپ بندی مهاربندها به صورت تک طبقه‌ای انجام شد. تنش تسلیم مصالح فولاد مهاربند کمانش تاب ۲۳۰ مگاپاسگال و سایر اعضای فولادی ۳۵۰ در نظر گرفته شد. سهم بار ثقلی مربوط به قاب مدل‌سازی شده به صورت بار متمرکز در گره طبقات اعمال شد. نظر به این‌که در پلان ساختمان مفروض چهار دهانه مشابه در راستای X برای تحمل بار جانبی در نظر گرفته شده است، لذا ضریب جرم در نرم افزار به گونه‌ای داده شد که یک چهارم جرم کل هر طبقه برای هر طبقه از قاب مدل‌سازی شده لحاظ گردد. برش دینامیکی حاصل از تحلیل طیفی با ۰/۸۵ برابر برش پایه حاصل از تحلیل استاتیکی معادل همپایه شد. مشخصات اعضای سازه طراحی شده در جدول (۲) و (۳) آورده شده است.

۳- تحلیل غیرخطی

برای انجام تحلیل غیرخطی، مفاصل پلاستیک محوری به مهاربندهای کمانش تاب اختصاص داده شد که مشخصه‌های آن طبق FEMA356 است. منحنی بک‌بون مورد استفاده برای رفتار نیرو-جابجایی محوری یک مهاربند (با سطح مقطع هسته ۵۸/۱) به طور نمونه در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل ۴- منحنی بک بون نیرو جابجایی برای یک مهاربند نمونه

تیرها و ستون‌ها با المان‌های خطی الاستیک مدل شدند و در پایان تحلیل‌ها نسبت نیاز به ظرفیت آنها کنترل شد تا از عدم رخداد مفصل پلاستیک در آنها اطمینان حاصل شود. جرم لرزه‌ای هر قاب به مرکز جرم آنها اختصاص داده شد. از المان‌های BRB موجود در نرم افزار مذکور استفاده شد. المان‌های موصوف از نوع میله‌ای هستند که صرفاً قادر به تحمل

جدول ۲- مشخصات اعضای فولادی سازه طراحی شده

تعداد طبقه	شماره طبقه	آکس A	آکس B	آکس C	سطح مقطع BRB (cm ²)	طول ناحیه تسلیم شونده (m)	مقطع خرپای صلب	مقطع ستون	سطح مقطع BRB (cm ²)	طول ناحیه تسلیم شونده (m)
۵	ST1	W33x141	-	W33x241	۶۴/۵	۴/۲۷	W18x71	W33x141	۶۷/۷	۳/۵۹
	ST2	W33x141	W10x26	W33x221	۵۸/۱	۴/۲۷	W18x50	W33x141	۵۱/۶	۳/۵۹
	ST3	W24x68	W10x22	W33x130	۵۸/۱	۴/۲۷	W18x50	W24x68	۵۱/۶	۳/۵۹
	ST4	W24x62	W10x22	W33x118	۲۹/۰	۴/۲۷	W12x40	W24x68	۳۲/۳	۳/۵۹
	ST5	W6x9	W10x22	W33x141	۲۹/۰	۴/۲۷	W12x3	W6x9	۲۵/۸	۳/۵۹
۷	ST1	W33x241	-	W36x487	۱۰۶/۵	۴/۲۷	W18x86	W27x281	۹۶/۸	۳/۵۹
	ST2	W33x241	W12x30	W36x487	۹۰/۳	۴/۲۷	W18x76	W27x281	۸۳/۹	۳/۵۹
	ST3	W33x169	W12x30	W33x318	۹۰/۳	۴/۲۷	W18x76	W21x166	۸۳/۹	۳/۵۹
	ST4	W33x152	W12x30	W33x291	۶۴/۵	۴/۲۷	W18x71	W21x166	۶۴/۵	۳/۵۹
	ST5	W24x76	W12x30	W33x152	۶۴/۵	۴/۲۷	W18x71	W21x83	۶۴/۵	۳/۵۹
	ST6	W24x76	W12x30	W33x152	۴۱/۹	۴/۲۷	W16x50	W21x73	۳۲/۳	۳/۵۹
	ST7	W8x18	W8x21	W12x45	۳۲/۳	۴/۲۷	W16x40	W12x19	۳۲/۳	۳/۵۹
۱۰	ST1	W33x354	-	W36x487	۱۲۲/۶	۴/۲۷	W18x86	W36x487	۱۲۲/۶	۳/۵۹
	ST2	W33x354	W12x45	W36x487	۱۰۳/۲	۴/۲۷	W18x76	W36x487	۱۰۳/۲	۳/۵۹
	ST3	W33x241	W12x40	W33x318	۱۰۳/۲	۴/۲۷	W18x76	W33x318	۱۰۳/۲	۳/۵۹
	ST4	W33x241	W12x40	W33x318	۷۱/۰	۴/۲۷	W18x71	W33x318	۷۱/۰	۳/۵۹
	ST5	W33x201	W12x40	W33x221	۷۱/۰	۴/۲۷	W18x71	W33x221	۷۱/۰	۳/۵۹
	ST6	W33x201	W12x40	W33x221	۵۸/۱	۴/۲۷	W18x65	W33x221	۵۸/۱	۳/۵۹
	ST7	W33x130	W12x40	W33x152	۵۸/۱	۴/۲۷	W18x65	W33x152	۵۸/۱	۳/۵۹
	ST8	W33x130	W12x40	W33x152	۴۸/۴	۴/۲۷	W18x55	W33x152	۴۸/۴	۳/۵۹
	ST9	W16x45	W12x30	W27x84	۴۸/۴	۴/۲۷	W12x35	W16x50	۴۸/۴	۳/۵۹
	ST10	W16x45	W12x30	W27x84	۲۹/۰	۴/۲۷	W12x35	W16x50	۲۹/۰	۳/۵۹

جدول ۳- مشخصات طراحی سازه‌ها

۱۰ طبقه		۷ طبقه		۵ طبقه		پارامتر
W/O truss	With truss	W/O truss	With truss	W/O truss	With truss	
۳۵	۳۵	۲۴/۵	۲۴/۵	۱۷/۵	۱۷/۵	ارتفاع کل
۲۹۸۰	۲۸۷۰	۱۹۹۰	۱۹۷۰	۱۳۴۰	۱۳۵۰	وزن لرزه‌ای مدل
۰/۰۰۳۷	۰/۰۰۳۷	۰/۰۰۳۹	۰/۰۰۲۹	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۱	دریفت طراحی الاستیک
۱/۴۸	۱/۵۴۱	۱/۰۲۸	۰/۹۶۹	۰/۷۲۴	۰/۶۹۸	زمان تناوب اصلی (ثانیه)

آن قرار دارد. برای جلوگیری از تسلیم قسمت الاستیک خطی، سطح مقاطع آن نسبت به سطح مقطع هسته بایستی افزایش یابد. در این تحقیق سطح مقطع ناحیه غیر تسلیم شونده دو برابر سطح مقطع هسته تسلیم شونده لحاظ گردید [۲۰]. مقاومت تسلیم مورد انتظار فولاد $1/2fy$ لحاظ شد. منحنی مشخصه طرح تنش کرنش فولاد هسته مهاربند کمانش تاب در شکل (۵)

نیروی محوری هستند و هیچگونه مقاومتی برای تحمل نیروهای خمشی و پیچشی ندارند. المان‌ها از دو قسمت میله ای در امتداد هم تشکیل شده است. یک قسمت با رفتار الاستیک خطی و قسمت دیگر ناحیه تسلیم شونده (هسته) می‌باشد. طول قسمت غیرخطی $0/7$ برابر طول کل المان و طول قسمت الاستیک خطی $0/3$ برابر طول کل المان است که در دو طرف هسته و در امتداد

قرار می‌دهد و همچنین می‌تواند بر سازه‌های مجاور اثرگذار باشد. طبق آنچه توسط انجمن مهندسان سازه کالیفرنیا اظهار شده، محدودیت جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در UBC1976 اضافه شد تا تضمینی برای انسجام سازه باشد و همچنین خسارات اعضای غیرسازه‌ای نظیر شیشه‌ها و دیوارهای غیربرابر را محدود نماید [۲۳]. نمودار پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای برای سازه‌ها که از مجموعه نگاشت‌ها حاصل شده و همچنین مقادیر حاصل از تحلیل طیفی که در طراحی بکار رفته است، در شکل (۶) ترسیم شده است.

جدول ۴- مشخصات زلزله های مورد استفاده

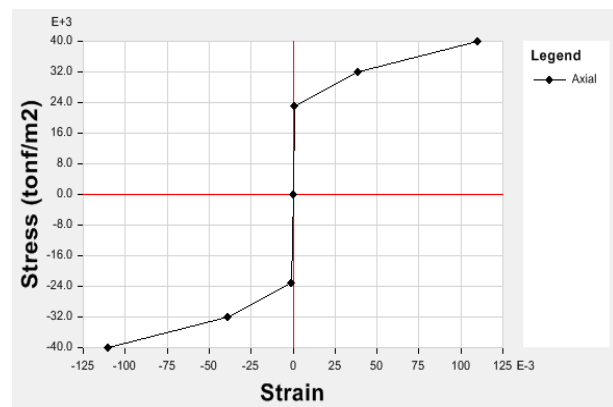
زلزله	سال	مدت (s)	ایستگاه	M
Imperial Valley	۱۹۷۹	۱۰۰	Delta	۶/۵
Imperial Valley	۱۹۷۹	۳۹	El centro Array#11	۶/۵
Kobe, Japan	۱۹۹۵	۴۱	Shin- Osaka	۶/۹
Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	۲۷/۲	Duzce	۷/۵
Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	۳۰	Arcelik	۷/۵
landers	۱۹۹۲	۴۴	Yermo Fire Station	۷/۳
Loma Prieta	۱۹۸۹	۴۰	Gilroy Array	۶/۹
Superstition Hills	۱۹۸۷	۴۰	El Centro Imp. Co.	۶/۵
Superstition Hills	۱۹۸۷	۲۲/۳	Poe Road (temp)	۶/۵
Chi chi, Taiwan	۱۹۹۹	۹۰	Chy101	۷/۶

حداکثر مقدار مجاز برای جابجایی نسبی بین طبقه‌ای سازه تحت مجموعه نگاشت‌های زلزله سطح MCE رقم ۳ درصد یک هدف آرمانی خواهد بود. برای لحاظ نمودن این موضوع، یک شاخص به نام شاخص تمرکز جابجایی نسبی بین طبقه‌ای به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$I = \frac{Drift_R}{MIDR} \quad (1)$$

که در آن $Drift_R$ (جابجایی نسبی بام) عبارت است از جابجایی بام تقسیم بر ارتفاع کل سازه و $MIDR$ حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای سازه است. چنانچه شاخص I به عدد یک نزدیک‌تر باشد، مقدار جابجایی نسبی بین طبقه‌ای طبقات تغییرات کم‌تر داشته (مقادیر آن به یکدیگر نزدیک بوده) و رفتار بهتر خواهد داشت؛ البته، همچنان مقدار جابجایی نسبی بین طبقه‌ای طبقات باید محدودیت حداکثر آیین نامه‌ها را تامین کند. مقادیر شاخص تمرکز جابجایی نسبی بین طبقه‌ای برای سازه‌های مورد بررسی در جدول (۵) ذکر شده است. به طور متوسط مقدار شاخص

مشاهده می‌شود. برای انجام تحلیل تاریخیچه زمانی، تعدادی نگاشت زلزله مورد نیاز است. برای این منظور، تعداد ۱۰ رکورد از نگاشت‌های زلزله حوزه دور که توسط FEMAP695 دسته‌بندی شده است، انتخاب شد [۲۱]. شتاب‌نگاشت‌ها مطابق ضوابط ASCE برای زلزله سطح MCE مقیاس سازی شدند. دوره بازگشت حداکثر زلزله محتمل ۲۴۷۵ سال است که احتمال وقوع آن ۲ درصد در هر ۵۰ سال می‌باشد که این سطح زلزله مطابق توصیه آیین نامه‌های جدید نظیر آیین نامه سازه بلند لس‌آنجلس است [۲۲]. تاریخیچه زمانی رکوردها از پایگاه داده PEER اخذ شدند که مشخصات آن در جدول (۴) مشاهده می‌شود. مقیاس‌سازی رکوردها به گونه‌ای صورت گرفت که از زمان تناوب $0.7T$ الی $1/5T$ (T زمان تناوب اصلی نوسان سازه است) متوسط طیف پاسخ شتاب حاصل از نگاشت‌ها کم‌تر از طیف هدف نباشد. شایان ذکر است که پس از انجام تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی، نسبت نیاز به ظرفیت اعضای سازه‌ای که فاقد مفصل پلاستیک بودند، کمتر از واحد بود که نشان می‌دهد، این اعضا الاستیک باقی می‌مانند.



شکل ۵- منحنی مشخصه تنش کرنش فولاد طراحی برای مهاربند کماتش تاب

۴- تحلیل پاسخ‌های سازه

پس از انجام تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی تحت اثر نگاشت‌های زلزله، از پاسخ‌های مختلف سازه برای مجموعه نگاشت‌ها متوسط گرفته شد. مقدار جابجایی جانبی بین طبقه‌ای توسط آیین‌نامه‌ها دارای محدودیت است. جابجایی جانبی سازه و جابجایی نسبی بین طبقه‌ای سازه می‌تواند سه پیامد نامطلوب را در پی داشته باشد. جابجایی جانبی ساختمان، اعضای سازه‌ای نظیر ستون‌ها را تحت تأثیر قرار می‌دهد و موجب آسیب سازه‌ای می‌شود، جابجایی ساختمان اعضای غیرسازه‌ای را تحت تأثیر

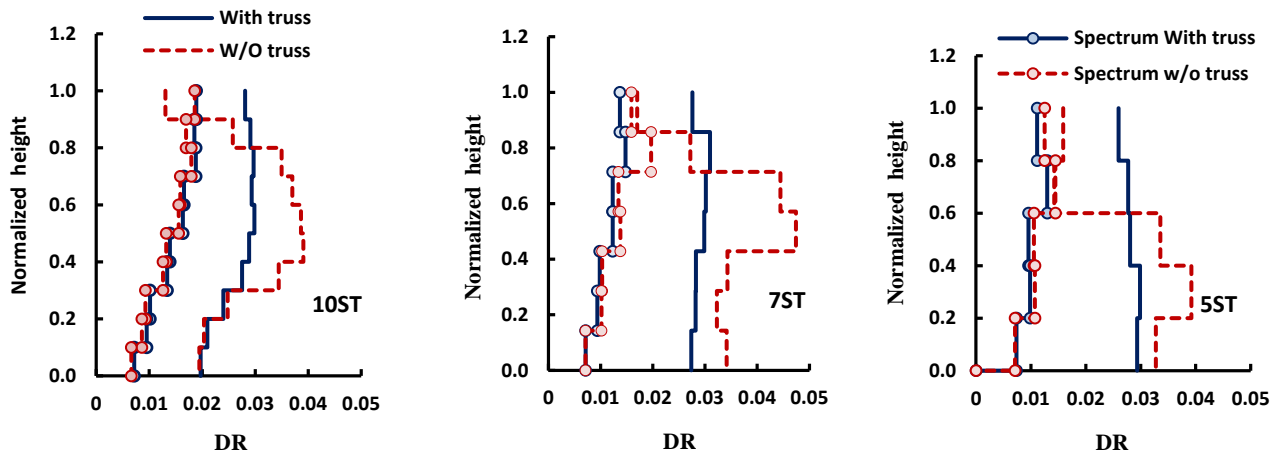


مذکور در اثر بکارگیری خرابای الاستیک حدود ۳۰ درصد بهبود نشان می‌دهد.

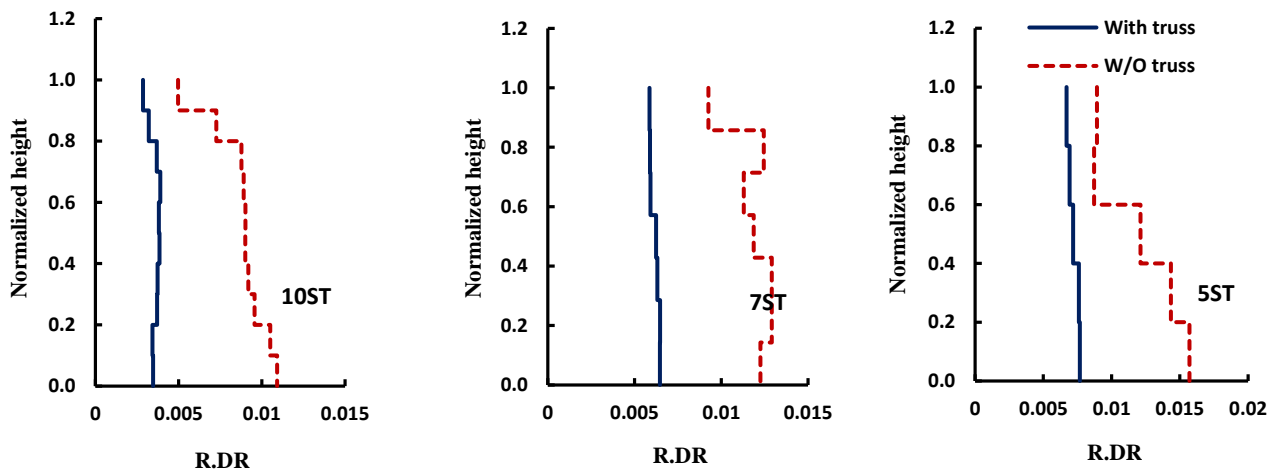
جدول ۵- مقادیر شاخص تمرکز جابجایی نسبی بین طبقه ای برای سازه‌های مورد بررسی

نوع	طبقه ۳	طبقه ۷	طبقه ۱۰
بدون خرابای قائم	۰/۶۷	۰/۶۶	۰/۶۶
با خرابای قائم	۰/۹۲	۰/۸۵	۰/۸۳

جابجایی نسبی باقی‌مانده بین طبقه ای نسبتاً زیاد در قاب‌های دارای مهاربند کمانش‌تاب پس از وقوع زلزله یکی از معایب این قاب‌ها به‌شمار می‌آید. دستورالعمل سازه بلند لس‌آنجلس الزام دارد که قدرمطلق حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده سازه تحت اثر یک مجموعه از نگاشت‌های زلزله از عدد یک کمتر باشد. نمودار متوسط پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده در ارتفاع سازه‌ها در شکل (۷) ترسیم شده است.



شکل ۶- متوسط پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای سازه تحت مجموعه نگاشت‌ها و حاصل از تحلیل طیفی در طراحی



شکل ۷- نمودار متوسط پوش جابجایی نسبی بین طبقه ای باقی‌مانده در ارتفاع سازه‌ها تحت اثر نگاشت‌ها

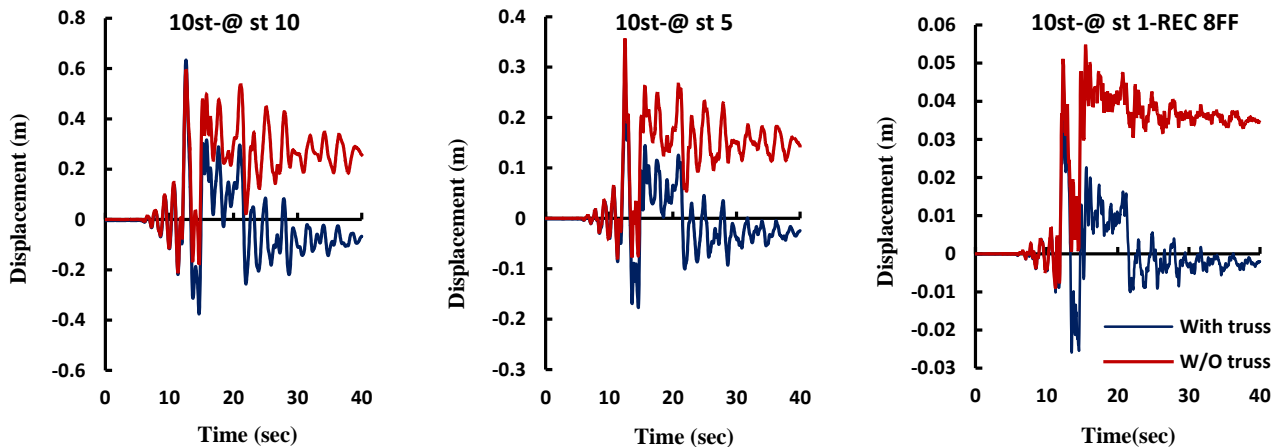
به عدد ۰/۵۸ درصد کاهش نشان می‌دهد. از دیدگاه برخی صاحب‌نظران، چنانچه جابجایی نسبی بین طبقه ای ماندگار سازه پس از زلزله از حدود ۰/۵ درصد فراتر برود، هزینه‌های تخریب کامل سازه و احداث مجدد ساختمان از هزینه‌های تعمیر و مقاوم‌سازی مجدد سازه با جابجایی ماندگار کمتر است [۲۴].

مشاهده می‌شود که مقدار حداکثر متوسط پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده در سازه ۵، ۷ و ۱۰ طبقه فاقد خرابای قائم به ترتیب حدود ۱/۶، ۱/۳ و ۱/۱ است که با بکارگیری رویکرد خرابای قائم، مقادیر مذکور به ۰/۷، ۰/۶۵ و ۰/۴ درصد کاهش می‌یابد، یعنی به‌طور متوسط برای همه سازه‌ها مقدار جابجایی نسبی بین طبقه ای باقی‌مانده از عدد ۱/۳۳ درصد

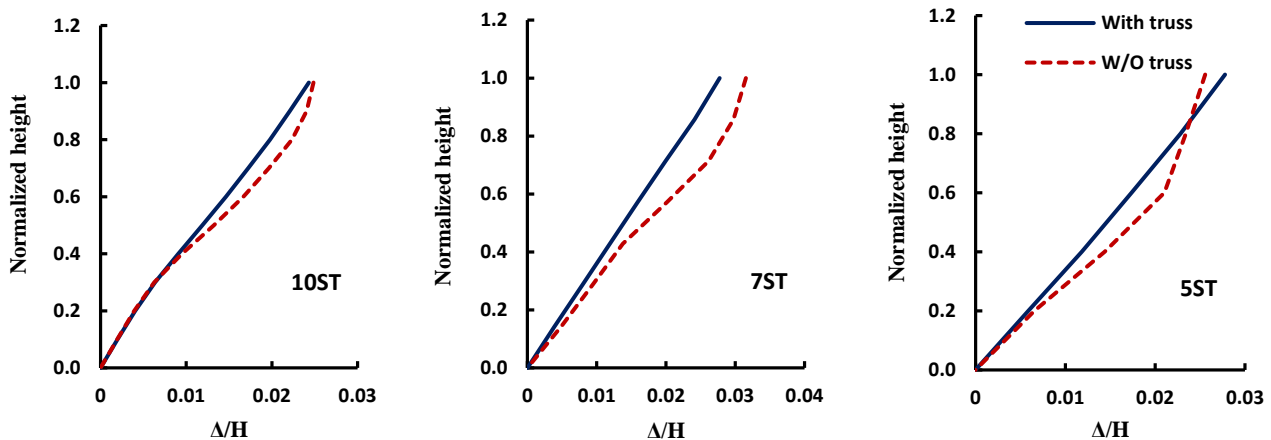
سازه) است. شیب نمودار جابجایی در حدود اواسط ارتفاع ساختمان در سازه بدون خرپای قائم کاهش نسبتاً قابل ملاحظه‌ای نشان می‌دهد که این موضوع به دلیل افزایش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در این نواحی است؛ در نواحی نزدیک بام شیب آن افزایش نشان می‌دهد که علت آن کاهش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در نزدیک بام است. شیب نمودار جابجایی جانبی سازه دارای خرپای قائم تقریباً یکنواخت به نظر می‌رسد که این موضوع به علت عملکرد خرپای قائم است.

ده طبقه با و بدون خرپای قائم تحت زلزله کوبه در شکل (۸) نشان داده شده است. مشاهده می‌شود وجود خرپای قائم مقدار جابجایی جانبی را در طول مدت زلزله و به ویژه در انتهای مدت زمان زلزله در سازه به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌دهد.

نمودار متوسط پوش جابجایی جانبی سازه‌ها در شکل (۹) نشان داده شده است. محور قائم ارتفاع نرمال شده و محور افقی جابجایی نرمال شده (جابجایی هر طبقه تقسیم بر ارتفاع کل



شکل ۸- تاریخچه زمانی جابجایی جانبی طبقات اول، پنجم و دهم سازه ده طبقه با و بدون خرپای قائم تحت زلزله کوبه



شکل ۹- نمودار متوسط پوش جابجایی جانبی سازه‌ها تحت اثر نگاشت‌ها

سقف طبقه اول رخ می‌دهد که از شتاب تراز پایه بیش تر است و در ترازهای بالاتر روند کاهشی دارد. حداکثر شتاب در سازه‌های ۵، ۷ و ۱۰ طبقه با خرپای قائم به مقدار نظیر آن در سازه بدون خرپای قائم به طور متوسط حدود ۱۵ درصد کاهش نشان می‌دهد.

متوسط پوش نیروی برشی نرمال شده طبقات تحت اثر

برخی از اعضای غیرسازه‌ای نظیر جان‌پناه، سقف کاذب، بویلرها و مخازن آب به مقدار شتاب طبقه حساس هستند. شکل (۱۰) مقدار متوسط پوش قدرمطلق شتاب جانبی طبقات را در ارتفاع سازه نشان می‌دهد. روند کلی شتاب طبقات در هر دو رویکرد دارای خرپای قائم و بدون خرپای قائم تقریباً یکسان است. حداکثر شتاب طبقات در سازه بدون خرپای قائم در

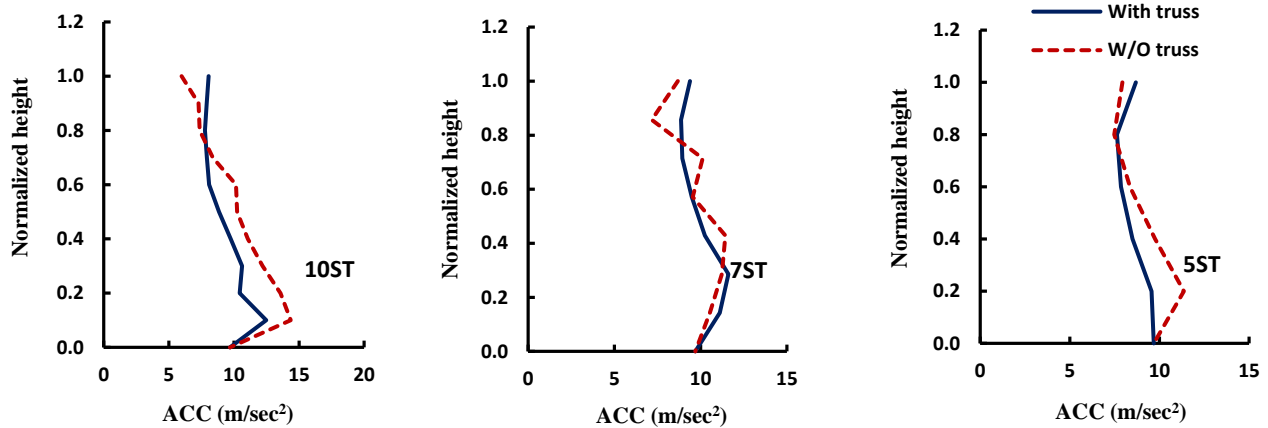


که مقدار لنگر واژگونی طبقات در حالت با و بدون خرپای قائم دارای اختلاف ناچیزی است.

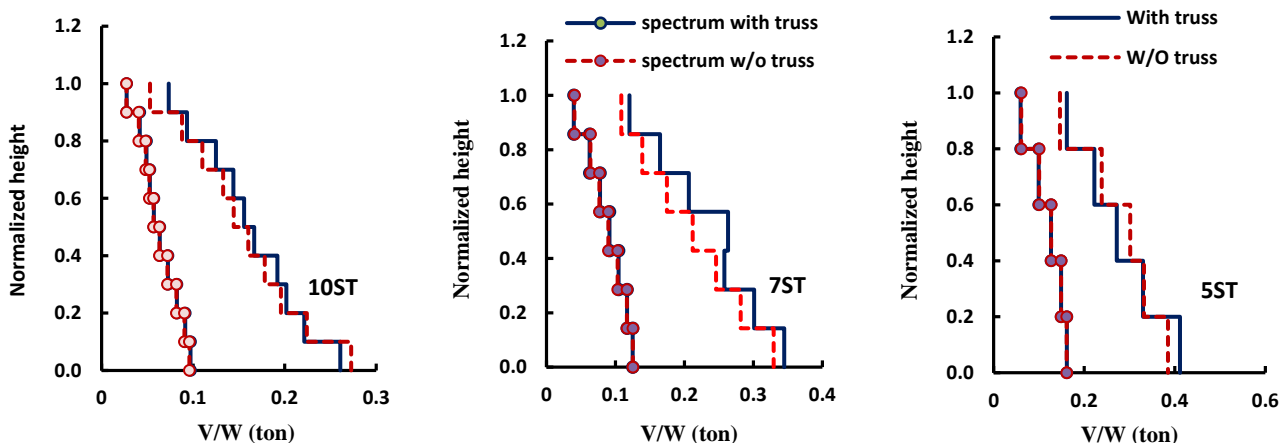
نمودار جابجایی استاتیکی غیر خطی سازه‌های دارای خرپای الاستیک و بدون خرپای الاستیک تحت یک بار افزون جانبی مثلثی معکوس در شکل (۱۳) ترسیم شده است. جابجایی هدف در بام سازه حدود ۴ درصد ارتفاع سازه لحاظ شده است. مشاهده می‌شود که برای هر سه ارتفاع ساختمان‌ها، سختی الاستیک سازه‌ها در هر دو رویکرد مورد بررسی تقریباً یکسان است و مقاومت تسلیم سازه بدون خرپای الاستیک تقریباً ۶ درصد بیشتر از مقاومت تسلیم سازه دارای خرپای الاستیک است که علت آن تعداد کمتر مهاربندهای کماتش تاب در حالت دوم است. سختی پساتسلیم سازه دارای خرپای الاستیک تقریباً دو برابر سختی متناظر سازه بدون خرپای الاستیک است که این موضوع موجب رفتار بهتر سازه خواهد شد.

زلزله برای سازه‌ها در شکل (۱۱) نشان داده شده است. منحنی نیروی برشی طبقات در ارتفاع سازه از یک الگوی تقریباً مثلثی پیروی می‌کند و اختلاف بین برش پایه در سازه دارای خرپای قائم و بدون خرپای قائم تقریباً ناچیز است. متوسط برش پایه حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی حدوداً $2/8$ برابر مقدار برش پایه حاصل از روش تحلیل طیفی است. این موضوع می‌تواند به علت استفاده از مقاومت مورد انتظار مصالح در تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی، وقوع کرنش-سختی در فولاد تسلیم شونده مهاربند کماتش تاب، همچنین اختلاف متوسط طیف پاسخ شتاب زلزله‌ها در سطح حداکثر زلزله محتمل نسبت به طیف طرح مورد استفاده در تحلیل طیفی باشد.

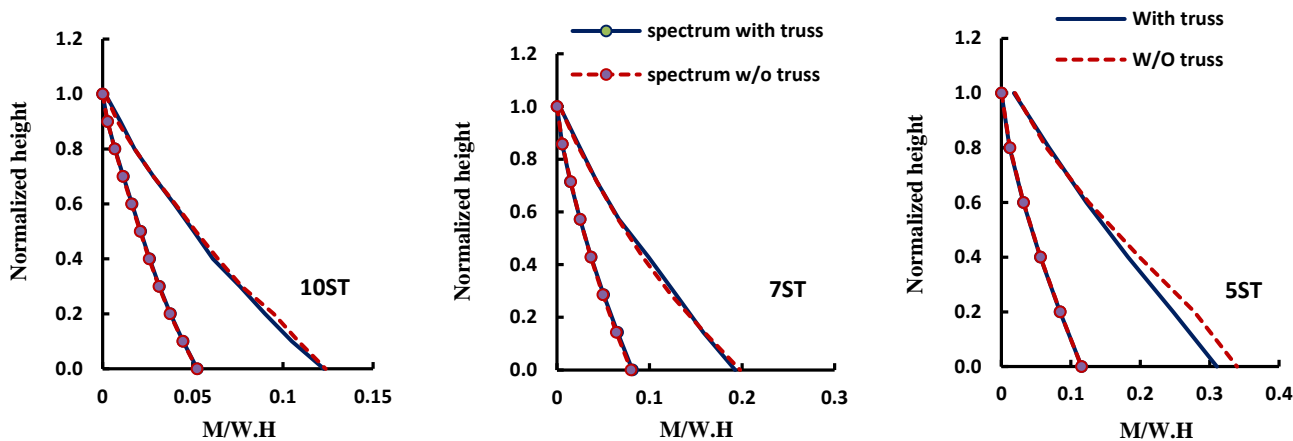
شکل (۱۲) متوسط پوش لنگر واژگونی طبقات را در ارتفاع سازه‌ها نشان می‌دهد. در محور افقی، مقدار لنگر بر حاصل ضرب وزن لرزه‌ای در ارتفاع سازه نرمال شده است. مشاهده می‌شود



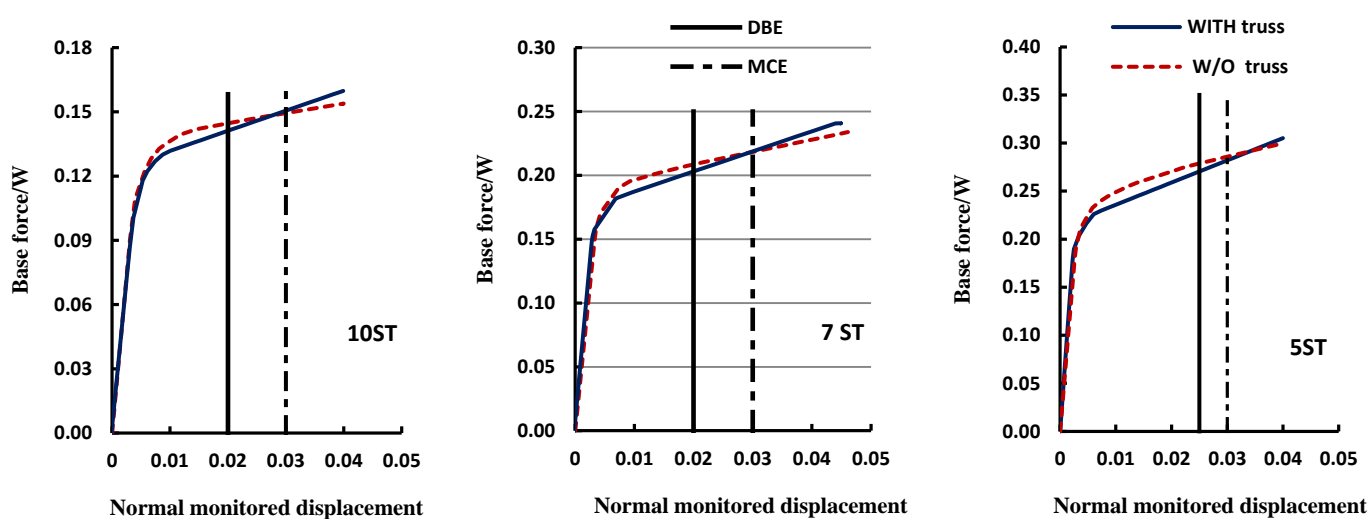
شکل ۱۰- متوسط پوش قدرمطلق شتاب جانبی طبقات در ارتفاع سازه تحت اثر نگاشت‌ها



شکل ۱۱- متوسط پوش نیروی برشی طبقات تحت اثر نگاشت‌ها



شکل ۱۲- متوسط پوش لنگر واژگونی طبقات تحت اثر نگاشت‌ها



شکل ۱۳- منحنی بار افزون تحلیل الاستیکی غیر خطی سازه‌ها

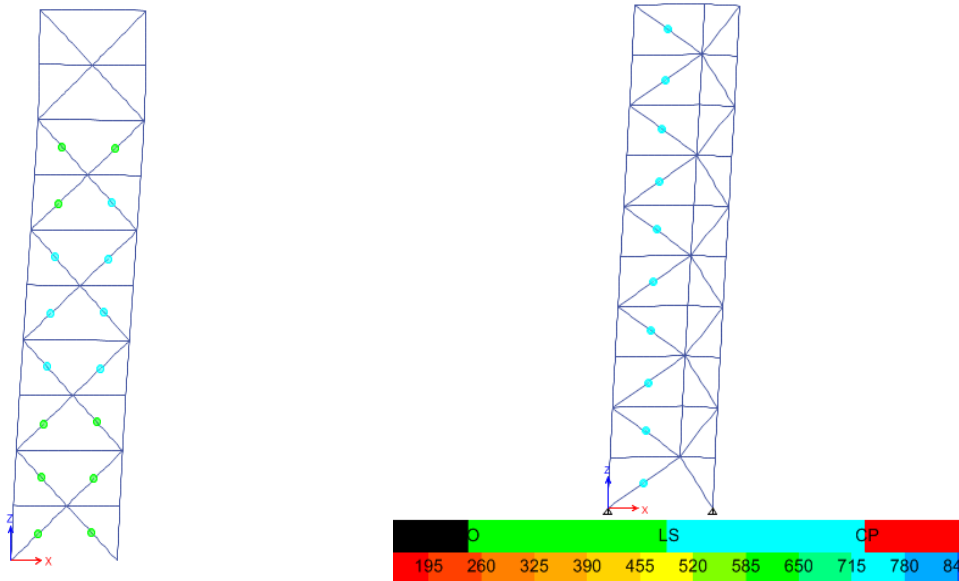
سیستمی که جابجایی نسبی بین طبقه‌ای آن در همه طبقات تقریباً یکسان است، خسارت‌های غیر سازه‌ای و سازه‌ای شدیدتری حادث می‌شود. پس از تسلیم مهاربندها در قاب‌های دارای مهاربندهای کم‌انحراف تحت زلزله‌های شدید، ناچیز بودن سختی پسا تسلیم آنها موجب ناتوانی سازه در برگشت به حالت اولیه شده و امکان جابجایی ماندگار قابل توجه وجود دارد. بنابراین تلاش محققان بر آن است که در قاب‌های مهاربندی شده هم مرکز با مهاربندهای کم‌انحراف، جابه‌جایی ماندگار کاهش یابد و از تمرکز جابجایی سازه در یک یا چند طبقه خاص جلوگیری گردد. یکی از روش‌های کاهش جابجایی ماندگار به کارگیری خرپای الاستیک قائم الاستیک است. در این پژوهش پاسخ لرزه‌ای قاب با مهاربندهای کم‌انحراف با و بدون خرپای قائم الاستیک بررسی می‌شود. وجود یک خرپای قائم قوی که اساساً رفتار الاستیک داشته باشد می‌تواند موجب

شکل (۱۴) نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد سازه ۱۰ طبقه را به عنوان نمونه در جابجایی بام ۳ درصد را نشان می‌دهد. طیف رنگ شکل مذکور سطح عملکرد سازه را به نمایش می‌گذارد. مشاهده می‌شود که در سازه بدون خرپای قائم سطوح مختلف عملکرد در طبقات مختلف رخ می‌دهد در حالی که در سازه دارای خرپای الاستیک، سطح عملکرد همه مهاربندهای کم‌انحراف تقریباً یکسان است که این موضوع رفتار بهتری را به نمایش می‌گذارد.

۵- نتیجه گیری

تحت اثر زلزله شدید، در قاب‌های مهاربندی شده کم‌انحراف هم مرکز احتمال وقوع مکانیزم طبقه نرم در اثر زلزله‌های قوی قابل توجه است. چنانچه جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در یک یا چند طبقه محدود از یک سازه متمرکز گردد، در مقایسه با





شکل ۱۴- نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد سازه ۱۰ طبقه تحت بار جانبی مثلثی معکوس در دررفت بام ۳ درصد

یعنی به طور متوسط برای همه سازه‌ها مقدار جابجایی نسبی بین طبقه ای باقی مانده از عدد ۱/۳۳ درصد به عدد ۰/۵۸ درصد کاهش نشان می‌دهد. از دیدگاه برخی صاحب نظران، چنانچه جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ماندگار سازه پس از زلزله از حدود ۰/۵ درصد فراتر برود، هزینه‌های تخریب کامل سازه و احداث مجدد ساختمان از هزینه‌های تعمیر و مقاوم سازی مجدد سازه با جابجایی ماندگار کمتر است.

متوسط پوش نیروی برشی نرمال شده طبقات تحت اثر زلزله برای سازه‌ها نشان می‌دهد برش پایه در سازه دارای خرپای قائم و بدون خرپای قائم تقریباً یکسان است. به طور متوسط، برش پایه حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی حدوداً ۲/۸ برابر مقدار برش پایه حاصل از روش تحلیل طیفی است. این موضوع می‌تواند به علت استفاده از مقاومت مورد انتظار مصالح در تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی، وقوع کرنش-سختی در فولاد تسلیم شونده مهاربند کمانش تاب، همچنین اختلاف متوسط طیف پاسخ شتاب زلزله‌ها در سطح حداکثر زلزله محتمل نسبت به طیف طرح مورد استفاده در تحلیل طیفی باشد.

نمودار جابجایی استاتیکی غیر خطی سازه‌های دارای خرپای الاستیک و بدون خرپای الاستیک تحت یک بار افزون جانبی مثلثی معکوس نشان می‌دهد برای هر سه ارتفاع ساختمان‌ها، سختی الاستیک سازه‌ها در هر دو رویکرد مورد بررسی تقریباً یکسان است و مقاومت تسلیم سازه بدون خرپای الاستیک تقریباً ۶ درصد بیشتر از مقاومت تسلیم سازه دارای خرپای الاستیک

ایجاد جابجایی نسبی بین طبقه‌ای تقریباً یکسان در همه طبقات تحت اثر زلزله شود. در چنین سیستمی، پای خرپای قائم الاستیک به صورت مفصلی به زمین اتصال می‌یابد، به گونه‌ای که امکان دوران برای کل خرپا مهیا است؛ کلیه اعضای خرپای قائم از جمله اعضای مورب تحت نیروی لرزه‌ای در محدوده الاستیک باقی می‌مانند، در حالی که سایر مهاربندها که از نوع کمانش تاب هستند، در زلزله‌های شدید به ناحیه پلاستیک وارد می‌شود و شکل‌پذیری و اتلاف انرژی را برای سیستم تأمین می‌کنند. سازه‌های ۵، ۷ و ۱۰ طبقه در ابتدا طبق آیین نامه‌های طراحی متداول طراحی می‌شوند و سپس با تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی تحت اثر نگاشت‌های زلزله در سطح حداکثر زلزله محتمل و همچنین تحلیل استاتیکی غیرخطی نتایج مورد بررسی و تحلیل قرار می‌گیرد که نتایج زیر را بدست می‌دهد:

به طور متوسط مقدار حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای سازه‌ها در اثر به کارگیری خرپای الاستیک حدوداً بیش از ۳۰ درصد کاهش نشان می‌دهد. در سازه فاقد خرپای قائم، مقادیر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای دارای پراکنندگی بیشتری نسبت به سازه دارای خرپای الاستیک است. به طور متوسط مقدار شاخص تمرکز جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در اثر به کارگیری خرپای الاستیک حدود ۳۰ درصد بهبود نشان می‌دهد. مقدار حداکثر متوسط پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای باقی مانده در سازه ۵، ۷ و ۱۰ طبقه فاقد خرپای قائم به ترتیب حدود ۱/۶، ۱/۳ و ۱/۱ است که با به کارگیری رویکرد خرپای قائم، مقادیر مذکور به ۰/۷، ۰/۶۵ و ۰/۴ درصد کاهش می‌یابد،

- [12] Fahnestock, L.A., Ricles, J.M., and Sause, R. (2007), "Experimental Evaluation of a Large-Scale Buckling-Restrained Braced Frame", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, No. 9, pp. 1205–1214.
- [13] Kiggins, S. and Uang, C.M. (2006), "Reducing Residual Drift of Buckling-Restrained Braced Frames as a Dual System", *Engineering Structures*, Vol. 28, No. 11, pp. 1525–1532.
- [14] Sabelli R. (2004), "Recommended Provisions for Buckling-Restrained Braced Frames", *Engineering Journal, AISC*, Vol. 41, No. 4, pp. 155–175.
- [15] Fahnestock, L.A., Sause, R. and Ricles, J.M. (2007), "Seismic Response and Performance of Buckling-Restrained Braced Frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, No. 9, pp. 1195–1204.
- [16] Fahnestock, L.A., Sause, R. and Ricles, J.M. (2007), "Experimental Evaluation of a Large-Scale Buckling-Restrained Braced Frame", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, No. 9, pp. 1205–1214.
- [17] ETABS, Version 16.1.1., (2016), Computers and Structures, Inc.: Berkeley, California, USA.
- [18] ASCE/SEI 7-10, (2010), Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- [19] AISC, (2010), Seismic provision for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction: Chicago.
- [20] Bosco, M. and Marino, E.M. (2013), "Design Method and Behavior Factor for Steel Frames with Buckling Restrained Braces", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 42, pp. 1243–1263.
- [21] FEMA P695, (2009), Quantification of Building Seismic Performance Factors (ATC-63 Project). Federal Emergency Management Agency: Washington D.C.
- [22] LATBSDC, (2011), "An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region", Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council.
- [23] Bachman, R.E., Hamburger, R.O. and Kircher, C. (2001), "Seismology Committee Background and Position Regarding 1997 UBC Eq. 30-7 and Drift", *Structural Engineers Association of California*.
- [24] McCormick, J., Aburano, H., Ikenaga, M. and Nakashima, M. (2008), "Permissible Residual Deformation Levels for Building Structures Considering Both Safety and Human Elements", *Proceedings of the 14th World Conference Earthquake Engineering*, Paper No. 05-06-0071, Beijing, China.

است که علت آن تعداد کمتر مهاربندهای کمانش تاب در حالت دوم است. سختی پساتسلیم سازه دارای خربای الاستیک تقریباً دو برابر سختی متناظر سازه بدون خربای الاستیک است که این موضوع موجب رفتار بهتر سازه خواهد شد. در سازه بدون خربای قائم سطوح مختلف عملکرد در طبقات مختلف رخ می‌دهد، در حالی که در سازه دارای خربای الاستیک، سطح عملکرد همه مهاربندهای کمانش تاب تقریباً یکسان است که این موضوع رفتار بهتری را به نمایش می‌گذارد.

۷- مراجع

- [1] Khatib, I.F., Mahin, S.A. and Pister, K.S. (1988), "Seismic Behavior of Concentrically Braced Frames", Rep. UCB/EERC-88/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- [2] Chen, C.H. and Mahin, S.A. (2012), "Performance-Based Seismic Demand Assessment of Concentrically Braced Steel Frame Buildings", PEER Rep. 2012/103, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- [3] Lai, J.-W., Chen, C.H. and Mahin, S.A. (2010), "Experimental and Analytical Performance of Concentrically Braced Steel Frames", *Proceedings of the Structures Congress, ASCE*, Reston, VA, pp. 2339–2350.
- [4] Uriz, P. and Mahin, S.A. (2008), "Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures", PEER Rep. 2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- [5] Popov, E.P., Ricles, J.M., and Kasai, K. (1992), "Methodology for Optimum EBF Link Design", *Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering*, CRC Press/Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- [6] Tremblay, R. (2003), "Achieving a Stable Inelastic Seismic Response for Multi-Story Concentrically Braced Steel Frames", *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction*, Vol. 40, No. 2, pp. 111–129.
- [7] Tremblay, R. and Merzouq, S. (2004), "Dual Buckling Restrained Braced Steel Frames for Enhanced Seismic Response", *Proceedings of the Passive Control Symposium*, Tokyo Institute of Technology, Yokohama, Japan.
- [8] Aiken, I.D., Mahin, S.A. and Uriz, P. (2002), "Large-Scale Testing of Buckling-Restrained Braced Frames", *Proceedings of the Japan Passive Control Symposium*, Tokyo Institute of Technology, Japan, pp. 35–44.
- [9] Black, C., Makris, N. and Aiken, I. (2002), "Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Braces", Report No. PEER-2002/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, USA.
- [10] Tsai, K.C. and Hsiao, P.C. (2008), "Pseudo-Dynamic Test of a Full-Scale CFT/BRB Frame-Part II: Seismic Performance of Buckling-Restrained Braces and Connections", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 37, pp. 1099–1115.
- [11] Erochko, J., Christopoulos, C., Tremblay, R. and Choi, H. (2011), "Residual Drift Response of SMRFs and BRB Frames in Steel Buildings Designed According to ASCE 7-05", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 137, No. 5, pp. 589–599.





بررسی ظرفیت فشاری مقاطع نبشی فولادی سرد نورد شده

مهران زینلیان^{۱*}، ستار بلخاری^۲، پوریا رافعی^۳

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه اصفهان، اصفهان

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه اصفهان، اصفهان

۳- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه اصفهان، اصفهان

* m.zeynalian@eng.ui.ac.ir ، ۸۱۷۴۶۷۳۴۴۱ ، صندوق پستی

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۵/۰۴، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۰۵/۰۱)

چکیده

در این تحقیق ظرفیت فشاری مقاطع نبشی ساخته شده از فولاد سرد نورد شده با استفاده از روش‌های آیین‌نامه‌ای، روش‌های عددی و آزمایشگاهی مورد مطالعه قرار گرفته است. در بررسی عددی، ضمن بررسی حالت‌های کمانش اعضای فولادی سرد نورد شده، رفتار غیرخطی مواد، تغییر شکل‌های اولیه بررسی شده است. به همین منظور از نرم افزار انسیس استفاده شده و برای صحت سنجی، نمونه‌ای با ابعاد واقعی در محیط آزمایشگاه تحت فشار قرار گرفته است. علاوه بر این ظرفیت فشاری مقطع مورد نظر از روش‌های عرض موثر و مقاومت مستقیم نیز بدست آمده و با نتایج آزمایشگاهی و امان محدود مقایسه گردیده است. نتایج نشان می‌دهد که روش‌های آیین‌نامه‌ای، نتایج محافظه کارانه ای را ارائه می دهند. همچنین با بررسی تاثیر سخت کننده و لبه بر روی مقاطع نبشی، نشان داده شد که با اضافه نمودن تنها یک سخت کننده در بال‌های نبشی می‌توان ظرفیت آن را ۲۴٪ افزایش داد.

واژگان کلیدی

فولاد سرد نورد شده، ظرفیت فشاری، روش عرض موثر، روش مقاومت مستقیم، نبشی

Compression Capacity of Cold Formed Steel Angle studs

M. Zeynalian, S. Bolkhari, P. Rafeei

Abstract

In this study, an investigation on buckling modes of cold formed steel members, design methods and also behavior of angle studs are illustrated. ANSYS software is employed in order to analysis the sections taking into account geometry imperfection as well as materials nonlinearity. The materials properties are extracted from experimental coupon tests. The models are verified based on full-scale specimens which are tested the laboratory of the University of Isfahan. Of particular interest are the specimens' maximum compression capacity and general shape of failure modes of the samples which is local buckling in the angles. In addition, compression capacities of desired sections are evaluated using Effective Width Method and Direct Strength Method; and then compared with experimental results as well as Finite Element Method. Four different stiffened sections are also examined in order to evaluate the presence impact of stiffeners and lips in compression capacity of members. The results show that angles which include one stiffener in each leg, have higher compression capacity of 25% of a simple angle, whereas angles which include stiffener and lip simultaneously have promoted capacity of 47% of a simple angle. Among studied sections, angles with two stiffeners and one lip on each leg have the highest compression capacity by almost 60% of a simple section. The comparison between compression capacities obtained from different methods indicates that prescribed methods by the codes are conservative to some extent.

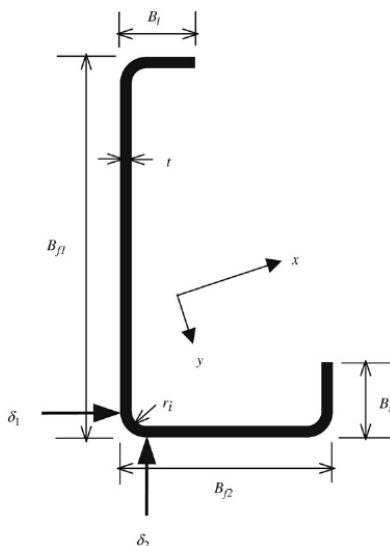
Keywords

Cold formed steel, Compression capacity, Effective width method, Direct strength method, Angle



گرفته شده است. آنها برای تعیین ظرفیت ستونچه‌ها هم از روش آزمایشگاهی و هم از روش عددی بهره بردند. نتایج نشان دهنده‌ی این بود که وجود خروج از مرکزیت در بار وارده به صورت محسوسی ظرفیت مقطع را کاهش می‌دهد و وقتی ضخامت افزایش یابد خروج از مرکزیت تاثیر کمتری در ظرفیت نهایی مقطع خواهد داشت. مقایسه‌ی نمونه‌های سوراخ‌دار و بدون سوراخ نشان می‌دهد که وجود سوراخ باعث کاهش ظرفیت نهایی مقطع می‌شود و این کاهش در ۶۰٪ نمونه‌ها حدود ۲۰٪ ظرفیت نهایی است.

Chen و Young [۵] در سال ۲۰۰۸ بر روی ظرفیت فشاری نبشی‌هایی با بال‌های نامساوی به ابعاد اسمی ۵۰ mm و ۸۰ mm مطالعه‌ای انجام دادند. این ستونچه‌ها دارای لبه‌هایی با طول اسمی ۱۶ mm و در سه ضخامت ۱ mm و ۱/۵ mm و ۱/۹ mm بوده که در شکل (۱) قابل مشاهده است.



شکل ۱- مقطع نبشی مورد آزمایش با بال‌های نامساوی [۵]

ظرفیت بدست آمده نمونه‌ها در آزمایشگاه با ظرفیت محاسبه شده از روش آیین‌نامه‌ی آمریکا مقایسه شد و نشان داد که ظرفیت‌های تعیین شده توسط آیین‌نامه‌ی آمریکا برای ستونچه‌های با این نوع مقطع کاملاً محافظه کارانه است. همچنین آنها برای صحت سنجی روابط موجود در آیین‌نامه‌ی آمریکا آنالیز عددی نیز برای نمونه‌ها انجام دادند و نشان دادند که این قوانین برای نمونه‌های با ضخامت ۱ mm و ۱/۵ mm قابل اطمینان نیستند. Young و Ellobody [۶] در مطالعه‌ی دیگر این نمونه‌ها را در نرم افزار ABAQUS مدل نمودند و باز نشان

سیستم سازه‌های سبک فولادی (LSF) که از مقاطع سرد نورد شده فولادی (CFS) ساخته می‌شود در سال‌های اخیر به شکل گسترده در تولید صنعتی انواع ساختمان‌های اداری، تجاری و مسکونی به کار می‌رود و به عنوان جایگزین مناسبی برای روش‌های سنتی ساخت، جایگاه ویژه‌ای در صنعت ساخت و ساز کشورهای پیشرفته یافته است. برای طراحی و ساخت مقاطع CFS در سطح دنیا آیین‌نامه‌های مختلفی وجود دارد که از معتبرترین آنها می‌توان به آیین‌نامه‌ی فولاد آمریکا AISI [۱] و همچنین آیین‌نامه‌ی استرالیا AS/NZS4600 [۲] اشاره نمود. آیین‌نامه‌ی AISI برای تعیین ظرفیت فشاری مقاطع فولادی سرد نورد شده دو روش مقاومت مستقیم و عرض موثر (EWM) را پیشنهاد داده است. همچنین در خلال سال‌های گذشته محققان زیادی به بررسی ظرفیت‌های باربری مقاطع سرد نورد شده فولادی با استفاده از نمونه‌های آزمایشگاهی و مطالعات عددی پرداختند.

از آنجا که یکی از پرکاربردترین مقاطع سرد نورد شده فولادی در صنعت، مقطع نبشی می‌باشند، در این تحقیق به بررسی ظرفیت فشاری این مقاطع با استفاده از روش‌های آزمایشگاهی، آیین‌نامه‌ی و عددی پرداخته شده است؛ و ضمن مقایسه این روش‌ها میزان تاثیر سخت کننده‌ها بر افزایش ظرفیت این مقاطع مورد بررسی قرار گرفته است. این تحقیق می‌تواند در باز طراحی بسیاری از سازه‌های موجود ساخته شده با فولاد معمولی مانند سازه تجهیزات ایستگاه‌های فوق توزیع و انتقال برق مورد استفاده قرار گیرد.

Moen و Ganesan [۳] در مطالعه‌ی اطلاعات آزمایشگاهی مربوط به ۶۷۵ ستونچه تحت بارگذاری فشاری با مقاطع مختلف از جمله C شکل مسطح و لبه‌دار و Z شکل مسطح و لبه‌دار و نبشی را جمع آوری نموده و برای هر نمونه از روش مقاومت مستقیم و روش عرض موثر ظرفیت فشاری آنها را محاسبه نمودند. آنها نشان دادند روش مقاومت مستقیم برای پیش بینی ظرفیت کماتش موضعی دقیق‌تر است و می‌تواند جایگزینی برای روش عرض موثر باشد ولی این دو روش برای تعیین ظرفیت ستون‌های با مقطع نبشی بیش از حد محافظه کارانه است.

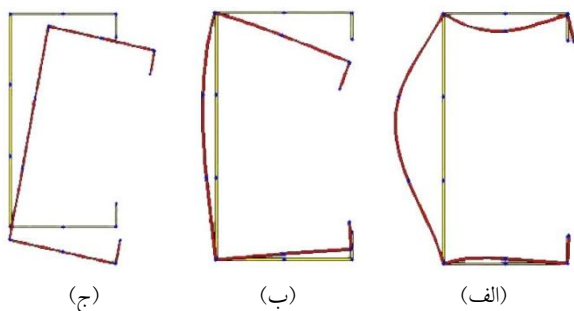
Shanmugam و Dhanalakshmi [۴] در سال ۲۰۰۱ تحقیقی بر روی ظرفیت فشاری دو دسته ستونچه نبشی شکل با بال مساوی انجام دادند. دسته‌ی اول بدون سوراخ و دسته‌ی دوم دارای سوراخ بوده و تکیه‌گاه همه‌ی نمونه‌ها گیردار در نظر

که مطالعات عددی بخوبی می تواند با نتایج آزمایشگاهی مطابقت داشته باشد. همچنین نحوه اتصال مقاطع دابل نبشی تاثیر زیادی بر رفتار مرکب آنها دارد.

۲- حالت‌های کمانش عضو فولادی سرد نورد شده

بدلیل لاغری زیاد اعضای سرد نورد در مقایسه با عرض آنها، کمانش این اعضای لاغر تحت فشار، برش، خمش و لهیدگی در تنش‌هایی به مراتب کمتر از تنش تسلیم رخ می‌دهد. کمانش موضعی این اعضا از جمله مهمترین ملاحظات طراحی می‌باشد. لهیدگی جان نیز از جمله مشکلات بحرانی اعضای سرد نورد به شمار می‌رود و دو دلیل عمده دارد. دلیل اول استفاده از سخت‌کننده‌هایی است که به خاطر ماهیت پدید آمدن بوسیله غلتک‌های فشاری، تحت تمرکز تنش قرار می‌گیرند و دلیل دوم نسبت عمق به ضخامت زیاد این اعضا است که در مقایسه با فولاد گرم نورد شده عمدتاً مقادیر بیشتری را داراست [۱۰]. فولاد گرم نورد شده دارای نسبت عمق به ضخامت کمتری نسبت به فولاد سرد نورد شده است و از این رو در حالت‌های کمانش فولاد گرم نورد شده حالت کمانش اعوجاجی حاکم نمی‌باشد ولی فولاد سرد نورد شده دارای سه حالت کمانش می‌باشد:

۱- کمانش موضعی: نوعی کمانش است که در آن راستای خطوط متصل کننده صفحات مقطع ثابت می‌ماند و خود صفحه به تنهایی دچار کمانش می‌شود [۱۱]. نوع کمانش در شکل (۲-الف) قابل مشاهده است.



شکل ۳- حالت‌های کمانش: الف) کمانش موضعی، ب) کمانش اعوجاجی، ج) کمانش کلی [۱۱]

۲- کمانش اعوجاجی: نوعی کمانش است که در آن نقاط اتصال تغییر مکان دارد ولی سطح مقطع تغییر مکانی ندارد [۱۱]. این نوع کمانش در شکل (۳-ب) قابل مشاهده است.

۳- کمانش کلی: نوعی کمانش است که اعضای تحت فشار می‌توانند بدون تغییر در شکل مقطع عرضی دچار خمش یا

دادند که ظرفیت بدست آمده از روابط موجود در آیین‌نامه آمریکا برای نبشی‌های با بال‌های نامساوی به غیر از نمونه‌های با طول بلند محافظه کارانه است، از این رو آنها روابطی برای پیش بینی ظرفیت این نبشی‌ها پیشنهاد نمودند.

Chodraui و همکارانش [۷] در سال ۲۰۰۶ برای بدست آوردن ظرفیت نبشی‌های تک و دابل از روش‌های عددی و آزمایشگاهی و همچنین روش‌های آیین‌نامه‌ای که شامل روش مقاومت مستقیم و عرض موثر است، استفاده نمودند. شرایط تکیه‌گاهی در نظر گرفته شده گیردار و مفصلی بوده که در شکل (۲) شرایط تکیه‌گاه مفصلی قابل مشاهده است.



شکل ۲- طرز قرار گیری نمونه در تکیه‌گاه مفصلی [۷]

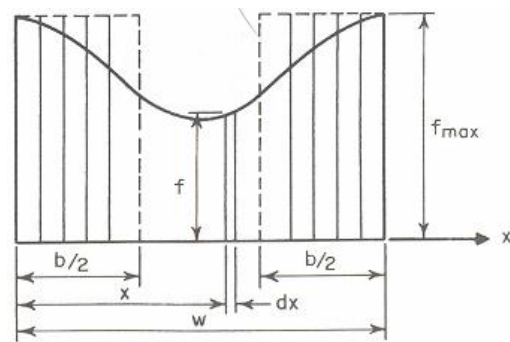
نتایج نشان می‌دهد چون در روابط طراحی کمانش پیچشی - خمشی در نظر گرفته نمی‌شود و فقط کمانش موضعی در نظر گرفته می‌شود ظرفیت بدست آمده ممکن است در بعضی شرایط بهینه نباشد. آنالیزهای غیرخطی المان محدود نیز این ادعا را تصدیق نمودند. Mesacasa و همکارانش [۸] نیز در سال ۲۰۱۳ بر روی نبشی‌های با بال‌های مساوی و تاثیر تغییر شکل‌های اولیه بر روی آنها تحقیقاتی انجام دادند. آنها نشان دادند با صرف نظر نمودن از طول نمونه‌ها و شرایط تکیه‌گاهی، تغییر شکل‌های اولیه تاثیر قابل ملاحظه‌ای در بار نهایی الاستیک و الاستیک-پلاستیک دارند. از طرفی با صرف نظر کردن از تغییر شکل‌های اولیه در تمامی ستون‌ها مشاهده می‌شود که با افزایش تنش تسلیم بیش از یک حد معین ظرفیت مقطع بهبود نمی‌یابد. آنها همچنین نشان دادند تغییر شکل‌های اولیه در شرایط تکیه‌گاهی مفصلی تاثیر بیشتری در ظرفیت مقطع نسبت به شرایط گیردار دارند. Maia و همکارانش [۹] یک مطالعه عددی و تجربی بر روی مقاطع دابل نبشی تحت بارهای محوری وارد شده بر مرکز سطح و خارج از آن انجام دادند. آنها نتیجه گرفتند

پیش‌بینی به صورت همزمان شوند [۱۱]. این نوع کمناش در شکل (۳-ب) قابل مشاهده است.

۳- روش‌های طراحی

۱- روش عرض موثر (EWM): المان‌های تحت فشار در مقاطع سرد نورد شده دارای تنش‌های پسماند ناشی از فرآیند نورد سرد می‌باشند، از این رو مقاومت اسمی بیشتر از مقاومت واقعی است و باید کاهش یابد. در این روش برای بدست آوردن مقاومت واقعی به جای عرض مقطع تحت فشار از عرض موثر تحت فشار استفاده می‌شود [۱۲]. بر همین اساس مطابق شکل (۴) عرض b به گونه‌ای انتخاب می‌شود که مساحت زیر نمودار توزیع تنش واقعی با مجموع مساحت دو قسمت مستطیلی معادل برابر شود (رابطه‌ی (۱)). عرض هر مستطیل b و طول آن برابر با تنش ماکزیمم است.

$$\int_0^w f dx = bf_{Max} \quad (1)$$



شکل ۴- توزیع تنش در روش عرض موثر [۱۲]

در یک ورق طویل مقدار b با فرض کمناش ورق در لحظه رسیدن به تنش تسلیم بر اساس روابط (۲)، (۳) و (۴) محاسبه می‌شود:

$$f_{cr} = F_y = \frac{\pi^2 E}{3(1 - \mu^2)(b/t)^2} \quad (2)$$

$$b = Ct \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.9t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3)$$

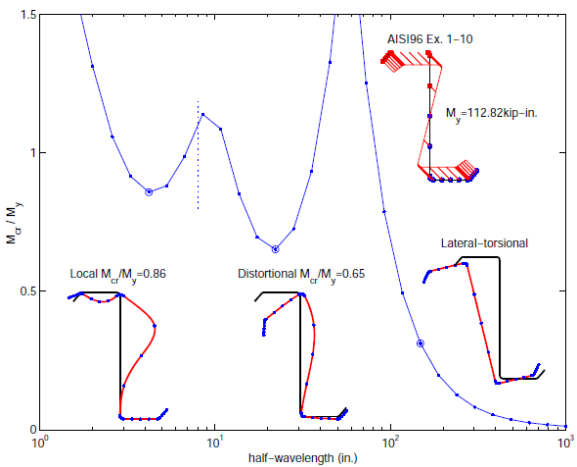
$$\mu = 0.3, \quad C = \frac{\pi}{\sqrt{3(1 - \mu^2)}} = 1.9 \quad (4)$$

۲- روش مقاومت مستقیم (DSM): در این روش به دانستن رفتار کمناش الاستیک اعضا احتیاج است، روند به گونه‌ای است که احتیاج به محاسبه عرض موثر و سعی و خطا نیست. به جای آن در این روش از مشخصات سطح مقطع کل و رفتار کمناش الاستیک مقطع برای پیش بینی مقاومت استفاده

می‌شود [۱۲]. از مزایای این روش می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

۱. پیشرفت و تکامل روز افزون این روش
۲. عدم نیاز به محاسبات اعضا
۳. عدم نیاز به سعی و خطا برای اعضای تحت خمش
۴. استفاده از مشخصات ناخالص اعضا برای محاسبات مقاومت

اساس محاسبات این روش بر مبنای ضرایب بار حاصل از نرم افزار CUFSM^۱ بوده که با توجه به حالت‌های کمناش موضعی، اعوجاجی و کلی بدست می‌آیند. شکل (۵) یک نمونه خروجی نرم افزار را نمایش می‌دهد.



شکل ۵- یک نمونه خروجی از نرم افزار CUFSM [۱۳]

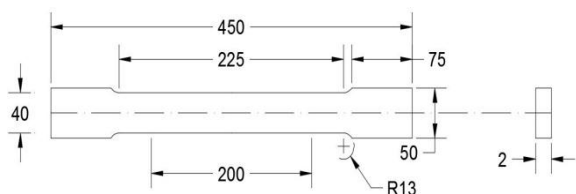
۴- تعیین ظرفیت فشاری ستونچه‌ی فولادی سرد نورد شده

۴-۱- مشخصات ستونچه

یکی از مقاطع پرکاربرد در صنعت ساختمان و همچنین سازه‌های صنعتی مقاطع نبشی می‌باشند. به عنوان نمونه یکی از بخش‌های مهم صنعت کشور، ایستگاه‌های فوق توزیع برق می‌باشد که در سازه‌های تجهیزات این ایستگاه‌ها به صورت گسترده از مقاطع نبشی شکل فولادی گرم نورد شده استفاده می‌گردد. در شکل (۶) نمونه‌ای از این سازه‌ها را می‌توان مشاهده نمود.

با توجه به وزن زیاد این سازه‌ها و امکان سبک سازی آنها به کمک فولاد سرد نورد شده، ابتدا می‌بایست رفتار نبشی‌های ساخته شده از فولاد سرد نورد شده خصوصاً ظرفیت فشاری آن به خوبی مورد مطالعه قرار گیرد. به همین منظور برای تعیین

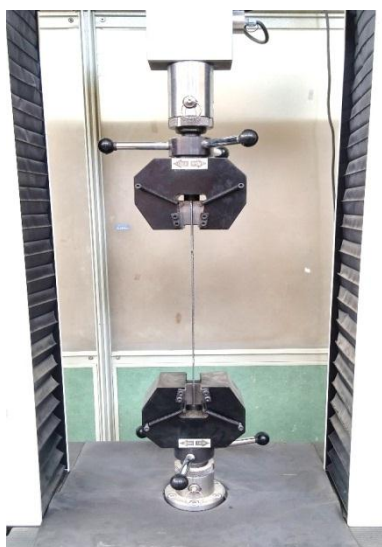




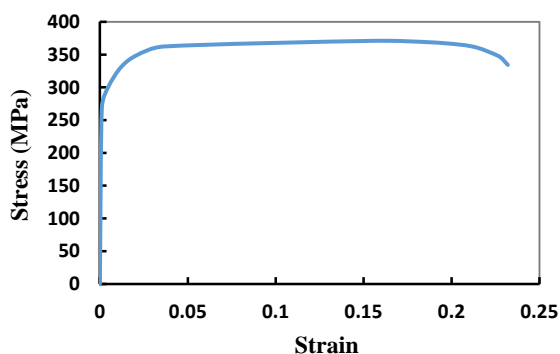
شکل ۸- ابعاد استاندارد (برحسب mm) طبق آیین نامه ASTM [۱۳]



شکل ۹- برش کاری ورق فولادی با دستگاه CNC



شکل ۱۰- آزمایش کشش بر روی نمونه استاندارد فولادی

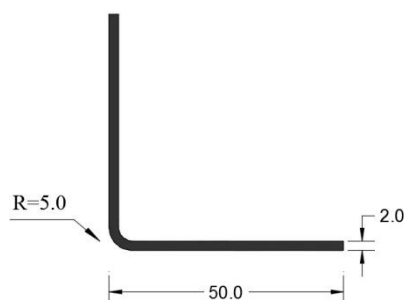


شکل ۱۱- نمودار تنش کرنش بدست آمده از آزمایش کشش

ظرفیت فشاری، ستونچه‌ای با مقطع نبشی و با ابعاد $50 \times 50 \times 2$ mm و طول ۲۵۰ mm و شعاع خم نبشی ۵ mm در نظر گرفته شده است. مشخصات هندسی نبشی مورد نظر در شکل (۷) نشان داده شده است.



شکل ۶- نمونه‌ای از سازه‌های موجود در ایستگاه‌های فوق توزیع برق ساخته شده از فولاد گرم نورد شده



شکل ۷- مشخصات هندسی مقطع ستونچه

۲-۴- نوع فولاد مصرفی

برای بدست آوردن خصوصیات ماده‌ی ورق فولادی طبق استاندارد ASTM باید نمونه‌ای با ابعاد موجود در شکل (۸) ساخته شود و تحت کشش قرار گیرد [۱۴]. برای ایجاد این هندسه از دستگاه برشکاری CNC استفاده شده که در شکل (۹) قابل مشاهده است.

آزمایش کشش نمونه‌ی ساخته شده از دستگاه کشش در آزمایشگاه دانشگاه اصفهان استفاده شده است. دستگاه و نمونه‌ی تحت کشش در شکل (۱۰) و نمودار تنش کرنش بدست آمده از این آزمایش در شکل (۱۱) و مشخصات فولاد در جدول (۱) آورده شده است.

جدول ۱- نتایج آزمایش کشش بر روی نمونه‌ی فولادی

$F_y=312$ MPa	تنش تسلیم
$\epsilon_y=0/014$	کرنش تسلیم
$F_u=460$ MPa	تنش نهایی
$\epsilon_u=0/16$	کرنش نهایی
$E=211705$ MPa	مدول الاستیسیته

از این دو روش قابل ملاحظه است. لازم به ذکر است انتخاب طول ۲۵۰ mm به این دلیل می‌باشد که حداکثر دهانه‌ی دستگاه پرس دیجیتال در آزمایشگاه دانشگاه اصفهان این میزان بوده است.

جدول ۲- ظرفیت فشاری مقطع نبشی CFS با طول ۲۵۰ mm

روش مقاومت مستقیم	روش عرض موثر
۲۱۰۲/۶۹ kg	۲۰۱۳/۳۳ kg

۳-۴- تعیین ظرفیت ستونچه‌ی فولادی سرد نورد شده از روش‌های آیین‌نامه‌ای

ظرفیت فشاری این مقطع از روش عرض موثر و روش مقاومت مستقیم بر اساس آیین‌نامه‌ی AISI محاسبه شده است. بدست آوردن ظرفیت مقطع از روش مقاومت مستقیم به این گونه است که مشخصات مقطع و همچنین خواص فولاد در نرم افزار CUFSM تعریف می‌شود و با توجه به نحوه‌ی تغییر شکل مقطع در طول‌های مختلف نرم افزار یک منحنی ضریب بار-نصف طول موج رسم می‌کند. و سپس از روی این منحنی می‌توان سه ضریب کماتش (Factor Load) موضعی، کماتش اعوجاجی و کماتش کلی را تعیین نمود [۱۵]. منحنی ضریب بار-نصف طول موج بدست آمده از نرم افزار CUFSM در شکل (۱۲) نمایش داده شده است.

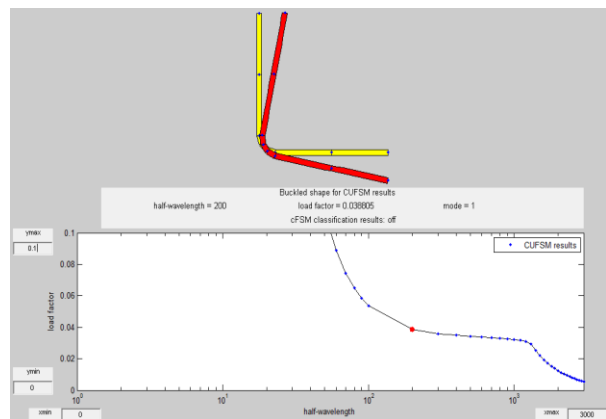
۴-۴- تعیین ظرفیت فشاری نبشی CFS با استفاده از آزمایش فشاری

برای صحت سنجی نتایج مربوط به روش‌های محاسبه‌ی ظرفیت فشاری، چهار نمونه نبشی با ابعاد ذکر شده ساخته شد، که در شکل (۱۳) قابل مشاهده است.



شکل ۱۳- چهار نمونه مقطع فولادی سرد نورد شده با طول ۲۵۰ mm

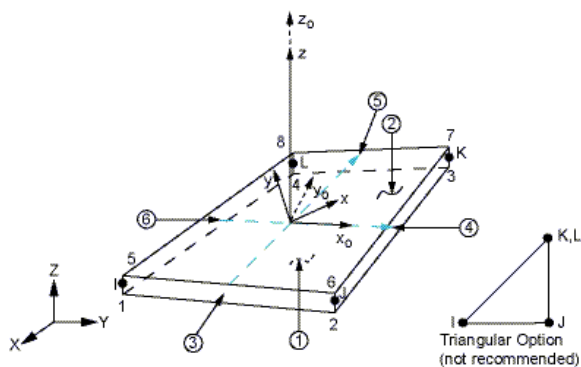
برای شبیه‌سازی تکیه‌گاه مفصلی، از یک ورق صلب آهنی ۱۰۰×۱۰۰ mm که در مرکز سطح آن یک نیم‌کره به شعاع ۵ mm خالی می‌باشد، استفاده شده است. برای ایجاد امکان دوران مناسب حول محورهای نبشی، گلوله‌ای فولادی با قطر ۱۰ mm در آن قرار گرفته شده است که در شکل (۱۴) قابل مشاهده است. همچنین برای افزایش ایمنی آزمایش و جلوگیری از حرکت احتمالی افقی نبشی بر روی ورق‌های تکیه‌گاهی، چهار پیچ با فاصله‌ی ۲ mm از هر طرف بال نبشی در نظر گرفته شده است. روش انجام آزمایش به گونه‌ای بود که در دو طرف عضو، این تکیه‌گاه قرار گرفته و در زیر دستگاه پرس دیجیتال تحت فشار قرار گرفت (شکل (۱۴)). نتایج حاصل از آزمایش‌های فوق در جدول (۳) ارائه شده‌اند. پس از اندازه‌گیری ظرفیت فشاری نمونه‌ها مشاهده گردید حالت کماتش تمامی نمونه‌ها، کماتش موضعی بوده و ظرفیت فشاری متوسط محاسبه شده نیز برابر ۲۴۲۵ kg بدست آمد.



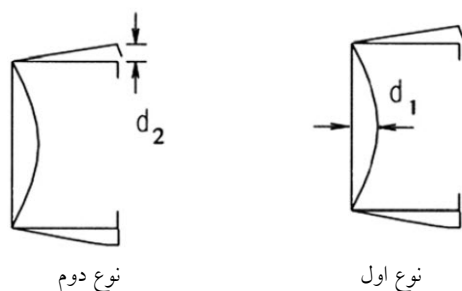
شکل ۱۲- منحنی ضریب بار-نصف طول موج

همچنین طبق خصوصیات ماده و شکل مقطع نرم افزار یک ظرفیت فشاری (P) تعیین می‌کند. در نهایت با دادن سه ضریب کماتش و مقدار P در یک فایل Excel ظرفیت فشاری مقطع محاسبه می‌گردد. همانطور که در مطالب فوق ذکر گردید روش دیگر محاسبه‌ی ظرفیت مقطع طبق آیین‌نامه‌ی AISI روش عرض موثر می‌باشد که محاسبه‌ی ظرفیت فشاری نبشی مورد نظر از این روش نیز محاسبه گردید. در جدول (۲) نتایج حاصل

تغییر شکل‌های اولیه استفاده شده است [۱۵]. همانطور که در شکل (۱۶) نشان داده شده است، بر اساس این روش هر تغییر شکل کلی به دو نوع اول و دوم تقسیم می‌شود. شرایط باید به گونه‌ای باشد که نسبت عرض به ضخامت در نوع اول کمتر از ۲۰۰ و در نوع دوم کمتر از ۱۰۰ باشد و ضخامت مقطع نیز نباید از ۳ mm تجاوز نماید.



شکل ۱۵- المان SHELL181 [۱۵]



شکل ۱۶- تغییر شکل‌های اولیه [۱۴]

مقادیر d_1 و d_2 از روابط (۵) و (۶) بدست می‌آید. در روابط ارائه شده t ضخامت و w عرض مقطع می‌باشد.

$$d_1 \approx \max\{0.006w \ \& \ 6te^{-2t}\} \quad (5)$$

$$d_2 \approx t \quad (6)$$

با توجه به روش شیفر میزان تغییر شکل اولیه هندسی این مقطع از نوع دوم d_2 محاسبه می‌شود که این مقدار برابر ۲ mm است.

با در نظر گرفتن شرایط تکیه‌گاهی غلتکی و اعمال خصوصیات بدست آمده از آزمایش کشش فولاد سرد نورد شده، نبشی مورد نظر در نرم افزار انسیس مدل شده است. به دلیل اینکه حالت اول کماتش بیشترین تاثیر را در تغییر شکل نهایی ستونچه دارد، حالت اول کماتش همان طور که در شکل (۱۷) قابل مشاهده می‌باشد، بدست آورده شده است.



(ب)



(الف)

شکل ۱۴- الف) تکیه گاه غلتکی و نحوه‌ی قرارگیری نمونه، ب) نحوه قرارگیری نمونه زیر دستگاه پرس دیجیتال

جدول ۳- ظرفیت فشاری بدست آمده از آزمایش (kg)

انحراف معیار	میانگین	آزمایش ۱	آزمایش ۲	آزمایش ۳	آزمایش ۴
۱۲۵/۸۳	۲۴۲۵	۲۴۰۰	۲۳۰۰	۲۶۰۰	۲۴۰۰

۵- تعیین ظرفیت فشاری ستونچه با استفاده از تحلیل عددی

به منظور ایجاد یک مدل مناسب و تحلیل غیرخطی نبشی فولادی سرد نورد شده در نرم افزار ANSYS [۱۶]، یک ستونچه تک با در نظر گرفتن خصوصیات فولاد مصرفی در نمونه‌ی آزمایشگاهی و تغییر شکل‌های اولیه مدل شد. با آنالیزهای متعدد انجام شده و مقایسه‌ی نتایج بدست آمده و همچنین زمان مناسب تحلیل توسط نرم افزار، مش‌بندی مناسب برای مقطع ستونچه ۱۰×۱۰ mm انتخاب گردید. در این مطالعه از المان SHELL181 استفاده شده است که برای تجزیه تحلیل ساختار پوسته‌هایی با ضخامت نازک تا متوسط مناسب می‌باشد. همان طور که در شکل (۱۵) قابل مشاهده است این المان دارای ۴ گره و در هر گره ۶ درجه آزادی می‌باشد. این المان امکان در نظر گرفتن مشخصات ساختاری مثل تنش‌های پسماند، تغییر شکل‌های اولیه و مواد غیرخطی را می‌دهد.

تغییر شکل‌های اولیه به موج‌ها و قوس‌هایی می‌گویند که ممکن است پس از عملیات سرد نورد در مقطع عضو بوجود آید و هندسه‌ی مقطع را از حالت ایده‌آل خارج نماید و در مطالعات المان محدود باید این تغییر شکل‌ها در مقطع مورد نظر اعمال شود. در این پژوهش از روش شیفر برای محاسبه‌ی

مستقیم، عرض موثر، آزمایشگاهی و اجزا محدود محاسبه شده است. نتایج حاصل و اختلاف آنها با روش اجزا محدود در جدول (۴) قابل مشاهده است.

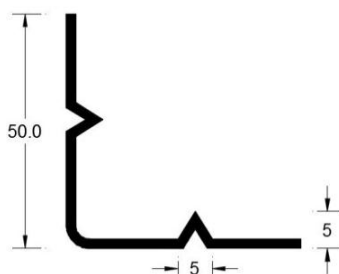
جدول ۴- ظرفیت فشاری ستونچه از روش های مختلف و اختلاف آنها با روش عددی

روش عددی	میانگین روش آزمایشگاهی	روش عرض موثر	روش مقاومت مستقیم	روش ظرفیت فشاری به kg
۲۴۹۷/۴۵	۲۴۲۵	۲۰۱۳/۳۳	۲۱۰۲/۶۹	ظرفیت فشاری به kg
-	۲/۹٪	۲۴٪	۱۵/۸٪	اختلاف با روش عددی

همان طور که در جدول ملاحظه می شود ظرفیت بدست آمده از روش عددی مطابقت خوبی با میانگین ظرفیت بدست آمده از روش آزمایشگاهی دارد. این در حالی است که اختلاف بین روش های آیین نامه ای و روش المان محدود بیشتر می باشد و بیانگر آن است که روش های آیین نامه ای برای بدست آوردن ظرفیت مقاطع نبشی شکل به صورت میانگین ۲۰٪ محافظه کارانه می باشند. از این رو بهتر است مطالعات بیشتری روی این دو روش آیین نامه ای صورت پذیرد.

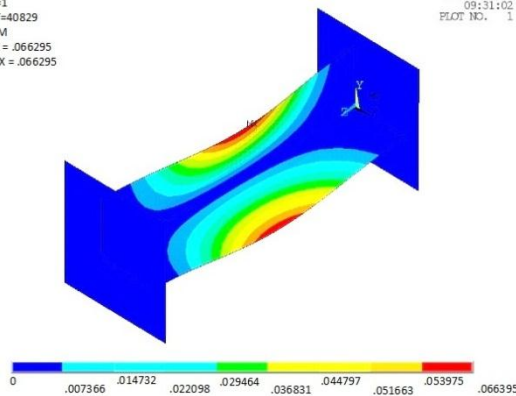
۷- تاثیر سخت کننده در ظرفیت فشاری مقطع

در این قسمت برای بدست آوردن ظرفیت بیشتر برای مقطع، از سخت کننده و لبه استفاده شده است. در ابتدا نبشی دارای یک سخت کننده با طول ۵ mm (L5) و عمق ۲ mm (D2) که آن را با A-L5-D2 نشان می دهیم، در هر بالای نبشی ۵۰×۵۰×۲ mm (شکل (۱۹)) بکار برده شد و با استفاده از آنالیز استاتیکی غیرخطی میزان ظرفیت آن محاسبه گردید. شکل (۲۰) توزیع تنش در این مقطع را نشان می دهد.



شکل ۱۹- نبشی دارای یک سخت کننده

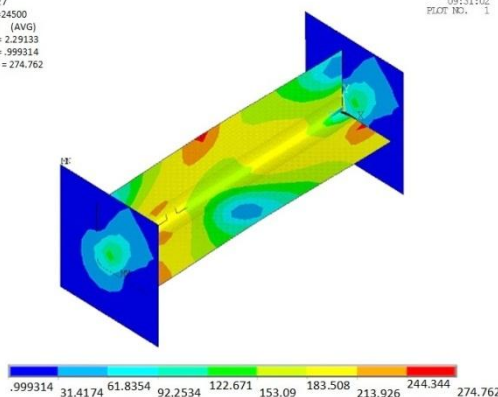
ANSYS
NODAL SOLUTION
STEP 1
SUB=1
FACT=40829
USUM
DMX = .066295
SMAX = .066295



شکل ۱۷- حالت اول کمانش برای ستونچه

برای اعمال تغییر شکل های اولیه، نیروهایی به گونه ای بر بال های نبشی وارد شد که طبق حالت اول کمانش میزان ۲ mm تغییر شکل اولیه محاسبه شده را شبیه سازی نماید. در نهایت با اعمال تغییر شکل های اولیه نبشی مورد نظر تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفت. طبق تحلیل صورت گرفته میزان ظرفیت فشاری مقطع kg ۲۴۹۷/۴۵ بدست آمده است (شکل (۱۸)). در تحلیل انجام شده اگر تغییر شکل های اولیه در نظر گرفته نشود ظرفیت مقطع به میزان kg ۳۱۵۹/۰۲ افزایش می یابد.

ANSYS
NODAL SOLUTION
STEP 1
SUB=27
TIME=24500
SEQV (AVG)
DMX = 2.29133
SMN = -999314
SMAX = 274.762



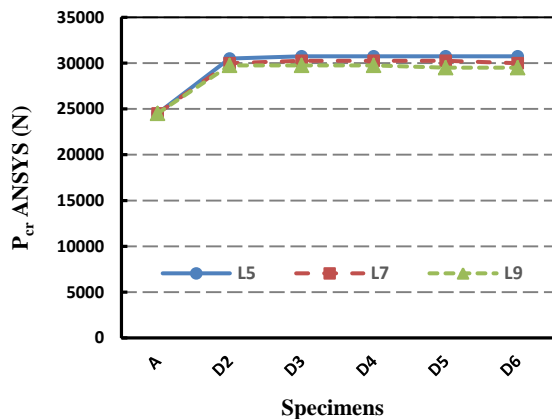
شکل ۱۸- توزیع تنش در ستونچه ی مورد نظر تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی

۶- مقایسه ی ظرفیت های فشاری ستونچه ی CFS بدست

آمده از روش های مختلف

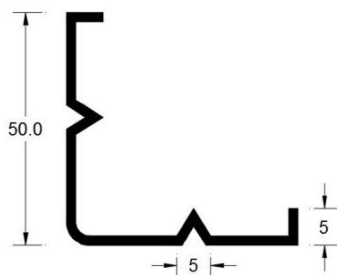
همان طور که در قسمت های قبلی ذکر شده است ظرفیت فشاری ستونچه ی فولادی سرد نورد شده با چهار روش مقاومت

عضو می‌باشد. همچنین با افزایش طول سخت کننده از ۵ mm به ۷ mm و ۹ mm ظرفیت بخاطر کمتر شدن سطحی از مقطع که به تنش تسلیم می‌رسد، به میزان ناچیزی کاهش می‌یابد. نمودار شکل (۲۲) ظرفیت مقطع با وجود یک سخت کننده در هر بال با عمق و طول‌های مختلف را نشان می‌دهد.

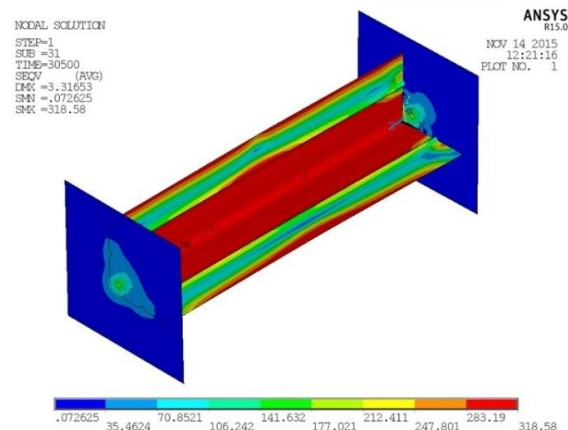


شکل ۲۲- نمودار مقایسه‌ی نبشی ۵×۵×۲ mm دارای یک سخت کننده با طول و عمق‌های مختلف

در ادامه به منظور بررسی تاثیر سخت کننده بیشتر و همچنین وجود لبه در بال‌های نبشی آنالیزهای بیشتری صورت گرفت. با فرض ثابت بودن طول و عمق سخت کننده به میزان ۵ mm به ترتیب ظرفیت مقطع در حالت‌های یک سخت کننده و یک لبه (B) مطابق شکل (۲۳)، دو سخت کننده (C) مطابق شکل (۲۴)، و دو سخت کننده و یک لبه (D) مطابق شکل (۲۵) محاسبه گردید و در نمودار شکل (۲۶) قابل مشاهده است. همچنین در شکل‌های (۲۷) و (۲۸) توزیع تنش در مقاطع C و D و روش نامگذاری مقاطع در جدول (۵) نشان داده شده است. بنابراین نتایج حاصل مشاهده می‌شود اضافه نمودن سخت کننده و لبه در مقطع نبشی می‌تواند به میزان قابل توجهی ظرفیت را افزایش دهد و بیشترین ظرفیت فشاری در حالت نبشی دارای دو سخت کننده و یک لبه حاصل گردیده است.

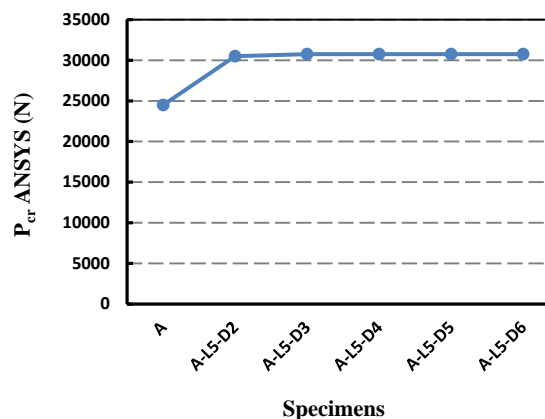


شکل ۲۳- نبشی دارای سخت کننده و لبه



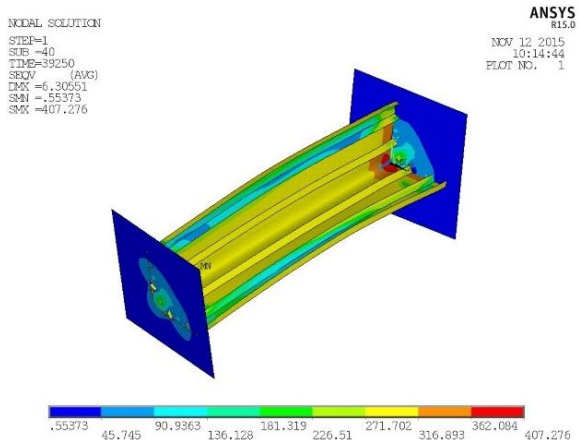
شکل ۲۰- توزیع تنش در نبشی ۵×۵×۲ mm دارای یک سخت کننده با طول ۵ mm و عمق ۲ mm

با اضافه شدن این سخت کننده ظرفیت مقطع نبشی از میزان ۲۴۵۰۰ N به مقدار ۳۰۵۰۰ N ارتقا پیدا نمود. با مقایسه شکل‌های ۱۸ و ۲۰ ملاحظه می‌شود وجود سخت کننده باعث شده است حالت شکست از شکست بخاطر تغییر شکل پلاستیک مقطع به شکست بخاطر رسیدن مقطع به تنش تسلیم تغییر یابد و ظرفیت به میزان ۲۴٪ افزایش پیدا کند. در ادامه پس از اعمال تغییرات در عمق سخت کننده‌ها ظرفیت مقاطع محاسبه گردید و در نمودار شکل (۲۱) نتایج حاصل قابل مشاهده می‌باشد.



شکل ۲۱- مقایسه‌ی ظرفیت فشاری نبشی ۵×۵×۲ mm دارای سخت کننده با طول ۵ mm و عمق ۲ mm تا ۶ mm

با بررسی این نمودار و همچنین شکل‌های ۱۸ و ۲۰ مشاهده می‌شود که وجود سخت کننده باعث تغییر حالت شکست و افزایش ظرفیت می‌شود ولی افزایش عمق آن باعث بوجود آمدن حالت جدید در شکست نمی‌شود؛ از این رو تاثیر ناچیزی در ظرفیت نهایی دارد و تغییرات ناچیز بخاطر تغییر در سطح مقطع



شکل ۲۸- توزیع تنش در نبشی D

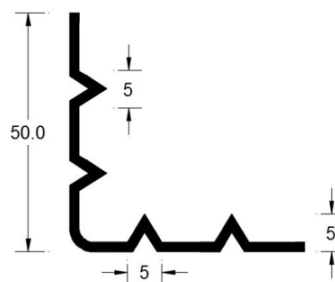
جدول ۵- نامگذاری نبشی‌ها در حالت‌های مختلف

نامگذاری نبشی	نوع نبشی
Angle	نبشی ساده
A	نبشی با یک سخت کننده
B	نبشی با یک سخت کننده و یک لبه
C	نبشی با دو سخت کننده
D	نبشی با دو سخت کننده و یک لبه

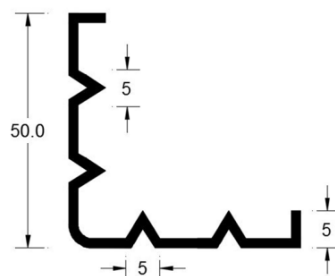
با توجه به نمودار شکل (۲۶) مشاهده می‌شود که ظرفیت فشاری نبشی دارای دو سخت کننده شبیه نبشی دارای یک سخت کننده و لبه می‌باشد و نشان می‌دهد که وجود لبه در بال‌های نبشی به اندازه‌ی وجود سخت کننده تاثیرگذار در ظرفیت فشاری در مقاطع نبشی شکل فولادی سرد نورد شده می‌باشد. خاطرنشان می‌سازد این نتیجه، فقط بر اساس مطالعات انجام شده در این تحقیق می‌باشد؛ و به منظور امکان انجام نتیجه‌گیری‌های جامع‌تر، نیاز به انجام مطالعات بر روی مقاطع مختلف و با تعداد بالاتر می‌باشد.

۵- نتیجه‌گیری

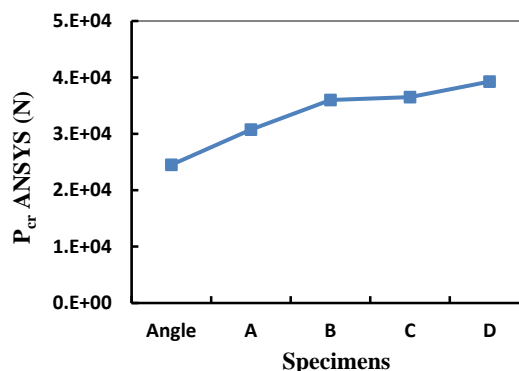
در این مطالعه ظرفیت فشاری یک ستونچه نبشی شکل با طول ۲۵۰ mm به کمک نرم افزار ANSYS بدست آمد و با نتایج بدست آمده از روش‌های آزمایشگاهی و آیین‌نامه‌ای مقایسه شد. این پژوهش نشان داد که ظرفیت فشاری حاصل از آزمایش با نتیجه‌ی روش المان محدود همخوانی خوبی دارند و میزان اختلاف آنها ۳٪ می‌باشد. مقایسه‌ی ظرفیت فشاری بدست آمده از تحلیل و آزمایش یک ستونچه‌ی فولادی سرد نورد شده با نتایج حاصل از روش مقاومت مستقیم و عرض موثر نشان می‌دهد که روش‌های آیین‌نامه‌ای حدوداً به میزان ۱۶٪ و ۲۴٪



شکل ۲۴- نبشی دارای دو سخت کننده

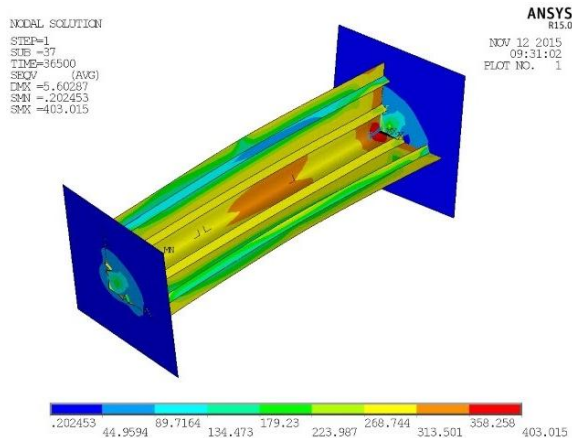


شکل ۲۵- نبشی دارای دو سخت کننده و یک لبه



شکل ۲۶- نمودار مقایسه‌ی ظرفیت فشاری نبشی ساده (Angle)

با حالت‌های A, B, C و D



شکل ۲۷- توزیع تنش در نبشی C



- [5] Young, B. and Chen, J. (2008), "Column Tests of Cold-Formed Steel Non-Symmetric Lipped Angle Sections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 64, pp. 808–815.
- [6] Young, B. and Ellobody, E. (2007), "Design of Cold-Formed Steel Unequal Angle Compression Members", *Thin-walled structures*, Vol. 45, pp. 330–338.
- [7] Chodraui, G., Shifferaw, Y., Malite, M. and Schafer, B. (2006), "Cold-Formed Steel Angles under Axial Compression", In *Eighteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures: Recent Research and Developments in Cold-Formed Steel Design and Construction*, pp. 285–300.
- [8] Mesacasa, E., Dinis, P. B., Camotim, D. and Malite, M. (2014), "Mode Interaction in Thin-Walled Equal-Leg Angle Columns", *Thin-Walled Structures*, Vol. 81, pp. 138–149.
- [9] Maia, W.F., Vieira, L.C.M., Schafer, B.W. and Malite, M. (2016), "Experimental and Numerical Investigation of Cold-Formed Steel Double Angle Members under Compression", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 121, pp. 398–412.
- [10] Yu, W.-W. and LaBoube, R.A. (2010), "Cold-Formed Steel Design", John Wiley & Sons.
- [11] Schafer, B.W., Ádány, S. (2005), "Understanding and Classifying Local, Distortional and Global Buckling in Open Thin-Walled Members", *Proceedings of the Structural Stability Research Council Annual Stability Conference*, Montreal, Quebec, Canada, pp. 27–46.
- [12] Hancock, G.J. (1998), "Design of Cold-Formed Steel Structures: To Australian/New Zealand Standard AS/NZS 4600: 1996", Australian Institute of Steel Construction.
- [13] Yu, C. and Schafer, B.W. (2003), "Local Buckling Tests on Cold-Formed Steel Beams", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, pp. 1596–1606.
- [14] ASTM A370-05, (2005), *Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [15] Schafer, B. and Peköz, T. (1998), "Computational Modeling of Cold-Formed Steel: Characterizing Geometric Imperfections and Residual Stresses", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 47, pp. 193–210.
- [16] ANSYS, (2015), *ANSYS 15 User's manual*, ed.

محافظه کارانه می‌باشند. وجود یک سخت کننده در بال‌های نبشی فولادی سرد نورد شده باعث شده است حالت شکست از شکست بخاطر تغییر شکل پلاستیک مقطع به شکست بخاطر رسیدن مقطع به تنش تسلیم تغییر یابد و ظرفیت به میزان ۲۴٪ افزایش پیدا کند. در بین حالت‌های بررسی شده بیشترین ظرفیت فشاری مربوط به نبشی دارای دو سخت کننده و یک لبه در هر بال می‌باشد. در پایان، ذکر این نکته ضروری است که اگرچه مطالعات انجام شده در این پژوهش، برداشتها و ایده های خوبی در زمینه ظرفیت فشاری مقاطع نبشی فولادی سرد نورد شده ارائه می نماید؛ اما انجام نتیجه گیری‌های کامل‌تر و جامع‌تر مستلزم بررسی و انجام آزمایش‌های متعدد و متنوع دیگری است که می‌بایست انجام پذیرند.

تقدیر و تشکر

نویسندگان این مقاله از شرکت برق منطقه ای اصفهان بدلیل حمایت از انجام این تحقیق و در اختیار قراردادن برخی از اطلاعات مورد نیاز کمال تشکر و قدردانی را می‌نمایند.

۶- مراجع

- [1] AISI Lateral Standard, (2004), *AISI Standard for Cold-Formed Steel Framing; (Lateral Design 2004 Edition)*, American Iron and Steel Institute, Washington, DC, USA.
- [2] AS/NZS4600, (2005), *Cold-formed steel structures*, Australian Building Codes Board.
- [3] Ganesan, K. and Moen, C.D. (2012), "LFRD Resistance Factor for Cold-Formed Steel Compression Members", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 72, pp. 261–266.
- [4] Dhanalakshmi, M. and Shanmugam, N. (2001), "Design for Openings in Equal-Angle Cold-Formed Steel Stub Columns", *Thin-walled structures*, Vol. 39, pp. 167–187.

پی نوشت

- ¹ Light Weight Steel Frame
² Cold Formed Steel
³ American Iron and Steel Institute
⁴ Effective width method
⁵ Direct Strength Method
⁶ Cornell University Finite Strip Method
⁷ Computer Numerical Control Cutting Machine



کنترل نیمه فعال فازی سازه پنج طبقه در برابر زلزله‌های حوزه دور و نزدیک با کمک میراگر اصطکاکی و فعال کننده‌های پیزوالکتریک

اکبر بطهائی^۱، میثم رمضانی^۲، سید مهدی زهرانی^{۳*}

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی زلزله، دانشگاه تهران، تهران

۲- دانشجوی دکتری، مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران

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

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

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۹/۱۸، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۰۸/۳۰)

چکیده

کنترل ارتعاشات سازه امروزه به یک زمینه چالش برانگیز در بین محققین و مهندسين تبدیل گشته است. خسارات وارده به سازه‌ها در برابر زلزله‌های اخیر که باعث تلفات جانی و مالی در کشورهای مختلف گشته است، اهمیت کنترل ارتعاشات سازه در برابر زلزله را بیش از پیش آشکار می‌سازد. در سال‌های اخیر کنترل نیمه‌فعال به عنوان یک روش کنترل کارآمد و قابل اطمینان مطرح گشته است، که از خاصیت اعتمادپذیری کنترل غیرفعال و خاصیت انعطاف‌پذیری کنترل فعال بهره می‌گیرد. در این مطالعه عملکرد کنترل نیمه‌فعال با کمک فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک نصب شده بر روی میراگر اصطکاکی که مطابق الگوریتم کنترل منطق فازی تصمیم می‌گیرد، بر روی مدل سازه پنج طبقه بررسی شده است. به همین منظور نتایج تحلیل برای دو حالت کنترل نیمه‌فعال و غیرفعال مقایسه شده است. نتایج حالت نیمه‌فعال برای معیارهای ارزیابی تغییر مکان و برش پایه برای زلزله‌های حوزه دور به طور متوسط به ترتیب ۱۲ و ۱۳/۸ درصد بهبودی نسبت به حالت غیرفعال را نشان می‌دهد در حالی که این بهبود برای زلزله‌های حوزه نزدیک به ترتیب برابر ۳/۴ و ۴/۷ درصد می‌باشد. علاوه بر این، حساسیت سیستم کنترلی نیمه‌فعال به طور میانگین برای زلزله‌های حوزه نزدیک و دور به ترتیب برابر ۴۳ و ۳۳/۱ درصد نسبت به حالت غیرفعال کاهش داشته است.

واژگان کلیدی

میراگر اصطکاکی، فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک، الگوریتم کنترل منطق فازی، تحلیل دینامیکی افزایشی

Semi-active Fuzzy Control of 5-Story Structure under Near & Far Field Earthquakes Using Piezoelectric Friction dampers

A. Bathaei, M. Ramezani, S.M. Zahrai

Abstract

One of the main challenges civil engineers face today is to find more effective means for protecting structures and their contents from the damaging effects of dynamic hazards such as strong earthquakes. Vibration control of civil engineering structures have been studied for three decades. Casualties and economic damages in recent earthquakes at different countries show the importance of vibration control of structures. Vibration control of structures evolves from passive control, active control to semi-active control. Recently, semi-active control systems have attracted much attention because they have good efficiency with best features of both passive and active control. In this paper the performance of the semi-active control systems used by piezoelectric friction dampers was studied. The damper system was set on 5-story structure model and in order to adjust and assign the voltage on piezoelectric elements; the fuzzy logic controller was used. Two input variables including relative displacement and velocity of stories were assigned to the fuzzy logic controller; moreover, the command voltage was assigned as output variable. Incremental dynamic analysis of structure with maximum acceleration from 0.1g to 1g was used. The results of both semi-active and passive control were compared. The average results of semi-active control for displacement and base shear evaluation criteria show 12 and 3.4% of improvement compared to those of passive control, respectively; under far-field earthquakes while 13.8% and 4.7% improvements were observed under near-field earthquakes. Moreover, the sensitivity of the semi-active control systems shows 43% and 33.1% reduction compared to that of passive control under far-field and near-field earthquakes respectively.

Keywords

Piezoelectric friction damper, Fuzzy logic control algorithm, Incremental dynamic analysis

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد / ۶۵



می‌باشد. فعال‌کننده‌های الکترومغناطیسی یکی از راهکارهای بسیار خوب است که با استفاده از موتورهای الکتریکی اقدام به تنظیم نیرو می‌کنند؛ ولی محدودیت اصلی این فعال‌کننده‌ها رفتار خطی آن‌ها می‌باشد [۲].

اخیراً فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک^۱ به منظور تنظیم نیروی اصطکاکی مورد توجه محققین قرار گرفته است. میراگرهای اصطکاکی مجهز به فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک یکی از انواع میراگرهای نیمه‌فعال می‌باشند که از مواد پیزوالکتریک نظیر سرامیک و کریستال استفاده می‌کنند. این میراگرها با استفاده از جریان الکتریسیته فعال گشته و یک سطح بالایی از تنش و یا کرنش را تولید می‌کنند [۳]. نیروی عمودی سطح در یک میراگر اصطکاکی مجهز به فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک با استفاده از تنظیم صفحات فعال‌کننده صورت می‌پذیرد؛ که در این حالت با اعمال ولتاژ، صفحات فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک سریعاً نیروی مورد نیاز را به منظور کنترل ایجاد می‌کنند؛ علاوه بر این فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک در گستره‌ی وسیعی از فرکانس‌های بارگذاری فعال می‌گردند و با داشتن خاصیت اعتمادپذیری و تطبیق‌پذیری در مهندسی عمران به طور معمول به کار می‌روند [۴]. در طی سال‌های اخیر مطالعات مختلفی در مورد کنترل سازه‌ها با استفاده از میراگرهای اصطکاکی مجهز به فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک صورت گرفته است. Kamada و همکارانش [۵] در سال ۱۹۹۷ از فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک برای کنترل ارتعاشات ستون‌های تحت لنگر خمشی در یک سازه مقیاس‌شده چهار طبقه، با ارتفاع طبقه ۳/۷ متر و با مقاطع فولادی و پلان مستطیلی استفاده نمودند. آن‌ها سازه موردنظر را در دو حالت تحت بررسی قرار دادند که در حالت اول از هشت فعال‌کننده به صورت عمودی در زیر هر ستون در طبقه همکف استفاده نمودند. در روش دوم از هشت فعال‌کننده در ستون‌های طبقه همکف و اول استفاده نمودند و در هر دو حالت سازه را تحت تحریک بار سینوسی قرار دادند و دریافتند که در هر دو حالت این میراگرها ارتعاشات سازه را به خوبی کنترل نموده است. Udwardia و همکارانش [۶] در سال ۱۹۹۸ از ابزار نیمه‌فعال که شامل فعال‌کننده پیزوالکتریک بودند برای کنترل یک مدل چند درجه آزادی استفاده نمودند. Chen و Chen [۷] در سال ۲۰۰۰ عملکرد میراگرهای اصطکاکی مجهز به فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک در یک سازه یک‌درجه آزادی تحت بار هارمونیک را مورد مطالعه قرار دادند و به همین منظور یک الگوریتم کنترلی را ارائه نمودند. Durmaz و همکارانش [۸]

کنترل ارتعاشات سازه‌ها در برابر بارهای باد و زلزله در سه دهه گذشته پیشرفت‌های قابل توجهی کرده است. به طور کلی کنترل ارتعاشات سازه‌ها را می‌توان در سه دسته تقسیم‌بندی نمود. دسته اول، کنترل به روش غیرفعال می‌باشد که این سیستم کنترلی با افزودن ابزارها و یا میراگرهایی که نیازی به انرژی خارجی ندارند، اجرا می‌شوند. روش دوم، کنترل فعال ارتعاشات سازه‌ها می‌باشد که در این سیستم کنترلی معمولاً نیاز به سنسورها، سیستم پردازش‌گر و عملگرها می‌باشد؛ که سیستم پردازش‌گر باید به صورت آنی داده‌های دریافتی از سنسورها را تحلیل کرده و عملگرهای کنترلی را فعال نماید؛ که در این سیستم کنترلی نیاز به انرژی خارجی زیاد به منظور تولید نیروی کنترلی می‌باشد. روش سوم، کنترل نیمه‌فعال است؛ که این سیستم کنترلی با دریافت یک انرژی خارجی اندک و با تغییر دادن پارامترهای معین سازه، ارتعاشات سازه را کاهش می‌دهد [۱].

میراگرهای اصطکاکی به طور گسترده‌ای به دلیل اثربخشی و سادگی آن به عنوان یک روش کنترل غیرفعال در سیستم ارتعاشی به کار رفته است. این روش کنترل به این صورت می‌باشد که در صورت حرکت نسبی دو صفحه نسبت به هم، نیروی اصطکاکی برای کنترل ارتعاش سازه ایجاد می‌گردد. گسترش میراگرهای اصطکاکی به همراه ابزارهای نیمه‌فعال به سه دلیل زیر با مشکلاتی روبه‌رو بوده است. دلیل اول عدم پیوستگی نیروی اصطکاکی در سرعت صفر می‌باشد؛ چرا که در سرعت صفر نیروی اصطکاکی میراگر اصطکاکی مجهز به فعال‌کننده پیزوالکتریک به صورت لحظه‌ای صفر می‌شود و پیوستگی نیروی کنترلی از بین می‌رود. دلیل دوم این است که ضریب استاتیکی به طور قابل توجهی از ضریب اصطکاک جنبشی بیشتر است؛ که در این حالت پدیده چسبندگی لغزش^۱ رخ خواهد داد. این پدیده به این علت رخ می‌دهد که در حقیقت نیروی اصطکاکی تابع برخی از عوامل همچون دما، جابجایی، زمان و یا سرعت ثابت، می‌باشد. دلیل سوم و مهمترین دلیل که میراگرهای اصطکاکی هوشمند به طور کامل گسترش نیافته است، فعال‌کننده‌ها هستند. در تحقیقات گذشته برای کنترل و تأمین نیروی اصطکاکی مناسب، نیروی عمودی دو سطح درگیر از طریق ابزارهای هیدرولیکی تأمین می‌گردید. عیب اصلی این فعال‌کننده‌ها تأخیر زمانی موجود در سیستم کنترلی در تنظیم نیروی اصطکاکی می‌باشد؛ چراکه در یک میراگر اصطکاکی هوشمند، زمان تنظیم نیرو دارای بیشترین اهمیت

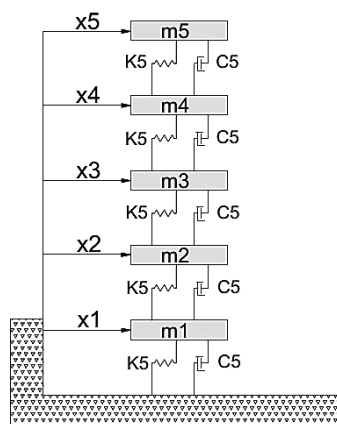
۲- مدل‌سازی سازه و سیستم‌های کنترلی غیرفعال و

نیمه‌فعال

در این مطالعه، میراگر مورد نظر بر روی یک سازه پنج طبقه، که در مطالعه Johnson [۱۳] به منظور بررسی عملکرد کنترل‌کننده‌های فازی مورد بررسی قرار گرفته است، استفاده شده است. این سازه پنج طبقه به صورت جرم متمرکز مدل گشته است؛ همچنین رفتار سازه مورد نظر در طی تحلیل‌های لرزه‌ای به صورت الاستیک فرض شده است. زمان تناوب سازه مورد نظر برابر 0.3 ثانیه و میرایی مد اول سازه 2% می‌باشد. مشخصات سازه مورد نظر در جدول (۱) و مدل جرم متمرکز سازه در شکل (۱) سازه نشان داده شده است.

جدول ۱- مشخصات سازه مورد مطالعه [۱۴]

طبقه	جرم کف طبقات (kg)	سختی طبقات (kN/m)	میرایی طبقات (kN.s/m)
اول	۵۸۹۷	۳۳۷۳۲	۶۷
دوم	۵۸۹۷	۲۹۰۹۳	۵۸
سوم	۵۸۹۷	۲۸۶۲۱	۵۷
چهارم	۵۸۹۷	۲۴۹۵۴	۵۰
پنجم	۵۸۹۷	۱۹۰۵۹	۳۸



شکل ۱- مدل جرم متمرکز سازه مورد مطالعه

مدل سازه پنج طبقه معرفی شده در نرم‌افزار OpenSees به صورت جرم متمرکز مدل‌سازی شده است؛ که برای سختی طبقات از اعضای الاستیک با سختی طبقه و برای میرایی طبقات از میراگرهای ویسکوز با میرایی مد اول 2% استفاده شده است. زمان تناوب مدل‌ساخته شده در نرم‌افزار OpenSees برابر 0.3

در سال ۲۰۰۲ یک مدل پروتوتایپ^۳ از میراگرهای اصطکاکی مجهز به فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک را مورد مطالعه قرار دادند و با اعمال انرژی ورودی کم، نیروی کنترلی زیادی را برای کنترل سازه مورد نظر ایجاد نمودند. Chen و Chen [۹] در سال ۲۰۰۴ از الگوریتم کنترل با مصرف انرژی بهینه ارائه نمودند و از این الگوریتم به منظور کنترل ارتعاشات یک سازه معیار ۲۰ طبقه استفاده کردند و در مدل خود از فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک استفاده نمودند. آن‌ها مدل سازه‌ای خود را تحت تحریک زلزله‌های السترو، کوبه، هاجینوهه و نورث‌ریج قرار دادند و دریافتند که با استفاده از الگوریتم پیشنهاد شده به منظور کنترل مناسب سازه انرژی مورد نیاز برابر ۲۰ کیلووات می‌باشد. Preumont و همکارانش [۱۰] در سال ۲۰۰۸ به بررسی کنترل ارتعاشات یک سازه مقیاس‌شده با استفاده از میراگرهای اصطکاکی مجهز به فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک پرداختند و مدل مربوطه را تحت تحریک زلزله السترو قرار دادند و نشان دادند که کنترل ارتعاشات سازه با استفاده از میراگرهای اصطکاکی مجهز به فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک حالت نیمه‌فعال بهتر از حالت غیرفعال می‌باشد. Muanke و همکارانش [۱۱] در سال ۲۰۰۸ از دو میراگر اصطکاکی که شامل دو فعال‌کننده پیزوالکتریک بودند برای ایجاد نیروی عمودی در پدهای اصطکاکی استفاده نمودند. Ng و Xu [۱۲] در سال ۲۰۰۸ از میراگرهای اصطکاکی مجهز به فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک در یک مدل آزمایشگاهی استفاده نمودند و مدل سازه را تحت اثر تحریک زلزله‌های السترو، هاجینوهه، کوبه و نورث‌ریج قرار دادند و به این نتیجه رسیدند که در حالت استفاده از میراگرهای اصطکاکی مجهز به فعال‌کننده پیزوالکتریک شتاب و تغییر مکان نسبی سازه ۱۷ الی ۲۰ درصد نسبت به حالت کنترل غیرفعال بیشتر کاهش یافته است.

در این مطالعه به منظور بهبود رفتار میراگرهای اصطکاکی از فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک از سیستم استنتاجی فازی استفاده شده است. با توجه به تطبیق‌پذیری سیستم‌های استنتاجی فازی در تصمیم‌گیری برای سیستم‌های پیچیده، کاربرد این روش در کنترل ارتعاشات سازه مناسب می‌باشد. استفاده از فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک به همراه سیستم استنتاج فازی می‌تواند برای شدت‌های مختلف زلزله، میراگر اصطکاکی را فعال کرده و با تنظیم مناسب نیروی اصطکاکی به خوبی رفتار لرزه‌ای سازه را کنترل نمایند.

ثانیه می‌باشد.

معادله دینامیکی حاکم بر سیستم سازه با میراگر مجهز به فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک به صورت زیر می‌باشد.

$$M\ddot{X} + CX + KX = \dot{D}u(t) + Ef(t) \quad (1)$$

که در این رابطه؛ M ، C و K به ترتیب ماتریس‌های جرم، میرایی و سختی سازه می‌باشد. پارامترهای \dot{X} ، X و پاسخ شتاب، سرعت و تغییر مکان سازه نسبت به تراز پایه می‌باشد. نیروی تولید شده توسط میراگر پیزوالکتریک که به کف سازه وارد می‌گردد و $f(t)$ نیروی تحریک خارجی که برابر $-M\ddot{u}_g$ می‌باشد که \ddot{u}_g شتاب تحرک زمین می‌باشد. بردارهای D و E به ترتیب معرف بردار محل اعمال نیروی کنترلی و نیروی اعمالی خارجی می‌باشد که در رابطه (۲) و (۳) نشان داده شده‌اند.

$$D = [1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1]^T \quad (2)$$

$$E = [1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1]^T \quad (3)$$

معادله (۱) در فضای حالت به صورت رابطه (۴) بیان می‌گردد.

$$\dot{z}(t) = Az(t) + Bu(t) + Hf(t) \quad (4)$$

که در رابطه (۴)، z بردار حالت سیستم ارتعاشی می‌باشد و ماتریس‌های A ، B و H با استفاده از روابط (۵) تا (۷) محاسبه می‌گردند [۱۴].

$$A = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$B = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}D \end{bmatrix} \quad (6)$$

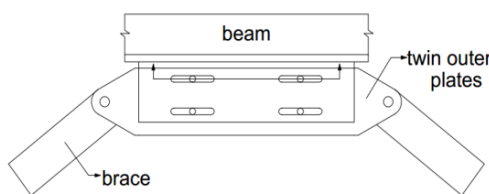
$$H = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}E \end{bmatrix} \quad (7)$$

برای مدل‌سازی عددی سازه از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. OpenSees یک چارچوب نرم‌افزاری شی‌گرا برای شبیه‌سازی کاربردها در مهندسی زلزله با استفاده از روش‌های المان محدود است. این نرم‌افزار شامل مجموعه کاملی از المان‌ها، مصالح و روش‌های مختلف تحلیل بوده و توانایی مدل‌سازی و تحلیل را در زمینه‌های میکرو و ماکرو دارا می‌باشد، به طوری که می‌توان گفت نرم‌افزار OpenSees سریع‌ترین نرم‌افزار تحلیل غیرخطی موجود می‌باشد [۱۵].

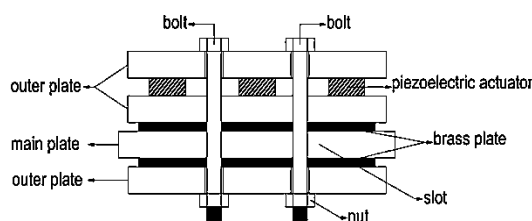
امروزه میراگرهای اصطکاکی به طور گسترده به منظور مستهلک‌نمودن انرژی و کاهش پاسخ سازه در برابر بارهای دینامیکی به کار می‌روند. این میراگرها معمولاً از دو صفحه تشکیل شده است که با لغزش بر روی هم، نیروی اصطکاکی را

تولید می‌کنند. میراگرهای اصطکاکی غیرفعال قادر به تنظیم نیروی لغزش بر اساس پاسخ سازه نمی‌باشند. به عنوان مثال، در مورد زلزله‌های قوی، میراگر به طور کارآمدتری قادر به مستهلک نمودن انرژی زلزله نخواهد بود و همچنین در زلزله‌های متوسط و ضعیف صفحات مورد نظر لغزشی را نخواهند داشت [۱۴].

مواد پیزوالکتریک دارای یک ویژگی منحصربه‌فردی می‌باشند که در هنگام اعمال ولتاژ به این مواد، تنش و یا کرنش تولید می‌کنند. میراگرهای اصطکاکی مجهز به فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک نوع جدیدی از ابزارهای نیمه‌فعال می‌باشند که صفحات پیزوالکتریک برای تعدیل کردن نیروی اصطکاکی میراگر و به منظور تأمین یک سطح قابل قبول از نیروی اصطکاکی مورد استفاده قرار می‌گیرند. حالت کاربردی این میراگرها در مهاربند شورون و به صورت شکل (۲) و (۳) مورد استفاده قرار می‌گیرند، که در این مطالعه نیروی میراگرها در تراز طبقات و به منظور مدل‌سازی واقعی و کاربردی آن اعمال گشته است [۱۶].



شکل ۲- نمای اتصال میراگر اصطکاکی به مهاربند و تیر طبقه



شکل ۳- نحوه قرارگیری فعال‌کننده پیزوالکتریک بر روی میراگر اصطکاکی

صفحات پیزوالکتریک در بین صفحات خارجی قرار می‌گیرند. صفحات پیزوالکتریک بعد از دریافت ولتاژ فعال گشته و متناسب با ولتاژ ورودی نیروی عمودی سطح را تولید می‌نماید. سوراخ‌های ایجاد شده در ورق‌های اتصال خریابها و ورق‌های خارجی از نوع سوراخ‌های لوبیایی استاندارد می‌باشد. زمانی که نیروی کششی و یا فشاری وارده بر اتصال از نیروی اصطکاکی بین سطوح بیشتر باشد، صفحه اصلی^۱ نسبت به صفحات اتصال خریابی لغزش نسبی خواهد داشت. نیروی

رابطه زیر به دست آورد.

$$f(t) = 2\mu N_p(t) \operatorname{sgn}[\dot{x}(t)] \quad (15)$$

در رابطه (۱۵) \dot{x} سرعت نسبی طبقه مورد نظر و μ ضریب اصطکاک میراگر مورد نظر است که در جدول مقدار آن آورده شده است.

جدول ۲- مشخصات میراگر پیزوالکتریک استفاده شده در مطالعه [۱۶]

مشخصه	نماد	مقدار	واحد
ضریب کرنش صفحات پیزوالکتریک	d_{33}	550×10^{-12}	m/V
مدول یانگ صفحات پیزوالکتریک	E_p	6×10^{10}	MPa
مدول یانگ پیچها	E_b	2×10^{11}	MPa
مساحت هر لایه پیزوالکتریک	A_p	$6/25 \times 10^{-4}$	mm ²
سطح مقطع پیچ	A_b	$3/14 \times 10^{-4}$	mm ²
تعداد لایه‌های پیزوالکتریک	N	۱۰۰	-
ضخامت هر لایه پیزوالکتریک	h	2×10^{-4}	m
ارتفاع صفحات پیزوالکتریک	L_p	2×10^{-2}	m
طول پیچها	L_b	16×10^{-2}	m
ضریب اصطکاک بین صفحات میراگر	μ	۰/۲	-

میراگرهای اصطکاکی مجهز به فعال‌کننده پیزوالکتریک در حالت واقعی و کاربردی معمولاً مابین مهاربند شورون و تیر کف طبقه نصب می‌گردند؛ که در این مطالعه دو حالت میراگر اصطکاکی با فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک و میراگر اصطکاکی بدون فعال‌کننده مورد بررسی قرار گرفته است.

۲-۱- الگوریتم کنترلی منطق فازی مورد استفاده

امروزه تعداد زیادی از الگوریتم‌های کنترل برای سیستم‌های کنترل نیمه‌فعال پیشنهاد شده است که به عنوان نمونه می‌توان به الگوریتم کنترل Skyhook و یا الگوریتم کنترل Lyapunov و غیره اشاره نمود. این الگوریتم‌ها مقادیر ولتاژ صفر و یا حداکثر را به سیستم کنترلی اعمال می‌کنند و سطح متوسطی را بین این دو سطح در نظر نمی‌گیرند. از طرفی تغییرات سریع در ولتاژ در برابر بارهای لحظه‌ای و با مدت زمان کم باعث افزایش پاسخ سازه و احتمال ایجاد خرابی موضعی در بخش‌هایی از سازه می‌گردد. بنابراین نیاز به یک الگوریتم کنترلی که بتواند به طور تدریجی ولتاژ مورد نیاز را تغییر دهد، احساس می‌گردد. تغییرات

اصطکاک ایجاد شده در جهت مخالف نیروی خارجی ایجاد می‌گردد و بنابراین بخشی از نیروی خارجی زلزله توسط نیروی اصطکاکی ایجاد شده در میراگر اصطکاکی مستهلک می‌گردد. مشخصات مکانیکی صفحات پیزوالکتریک مورد استفاده در تحقیق حاضر در جدول (۲) نشان داده شده است.

N_b و N_p که به ترتیب نیروی عمودی بین صفحات پیزوالکتریک تحت اثر میدان الکتریکی و نیروی عمودی ناشی از پیچها می‌باشد، با استفاده از روابط (۸) و (۹) به محاسبه می‌گردند [۱۶].

$$N_p = n \varepsilon_p E_p A_p \quad (8)$$

$$N_b = 4 \varepsilon_b E_b A_b \quad (9)$$

در رابطه (۸) و (۹) مقادیر ε_p و ε_b با استفاده از روابط (۱۰) و (۱۱) به دست می‌آید.

$$\varepsilon_p = \frac{(\Delta L_v - \Delta L)}{L_p} \quad (10)$$

$$\varepsilon_b = \frac{\Delta L}{L_b} \quad (11)$$

در روابط (۱۰) و (۱۱) با استفاده از رابطه (۱۲) به دست می‌آید.

$$\Delta L_v = \frac{d_{33} V L_p}{h} \quad (12)$$

در روابط ذکر شده، ΔL_v تغییر طول صفحات پیزوالکتریک در حضور میدان الکتریکی، ΔL تغییر طول پیچها، E_p مدول یانگ صفحات پیزوالکتریک، E_b مدول یانگ پیچها، d_{33} ضریب کرنش صفحات پیزوالکتریک، V ولتاژ اعمالی به صفحات پیزوالکتریک، A_p مساحت صفحات پیزوالکتریک، A_b سطح مقطع هر پیچ، L_p ارتفاع کل صفحات پیزوالکتریک، L_b طول پیچها، h ضخامت هر لایه پیزوالکتریک، n تعداد صفحات پیزوالکتریک مورد استفاده می‌باشد. با فرض اینکه از چهار پیچ در اتصال استفاده شده و $N_b = N_p$ می‌باشد، N_p را می‌توان با استفاده از رابطه (۱۳) محاسبه نمود [۱۶].

$$N_p = k \frac{d_{33} V}{h} \quad (13)$$

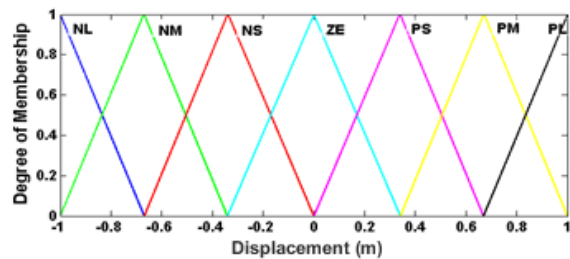
در رابطه (۱۳) ضریب k ، با استفاده از رابطه (۱۴) به دست می‌آید.

$$k = \frac{1}{\frac{1}{n E_p A_p} + \frac{L_b}{4 L_p E_b A_b}} \quad (14)$$

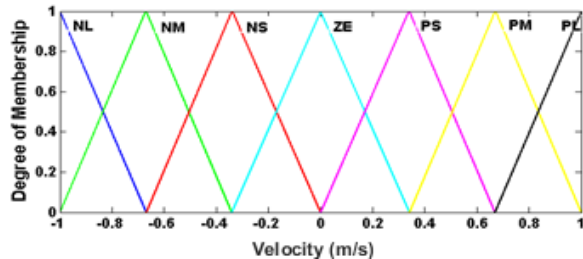
نیروی اصطکاکی میراگرهای اصطکاکی مجهز به فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک اصطکاکی را می‌توان با استفاده از



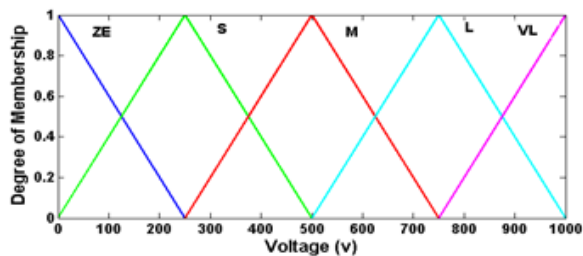
بر اساس قوانین تعریف شده در سیستم استنتاج فازی تولید می‌گردد. این خروجی همان ولتاژ مورد نیاز جهت کنترل ارتعاشات سازه می‌باشد. با اعمال این ولتاژ به پیزوالکتریک‌ها، پیزوالکتریک‌ها نیروی عمودی سطح را جهت تنظیم نیروی اصطکاکی تغییر می‌دهند. توابع عضویت مثلثی فازی برای مقادیر ورودی و خروجی که به مقدار حداکثر نرمالیزه شده‌اند، در شکل‌های (۵) تا (۷) نشان داده شده است.



شکل ۵- توابع عضویت مثلثی متغیر تغییر مکان ورودی [۱۴]



شکل ۶- توابع عضویت مثلثی متغیر سرعت ورودی [۱۴]

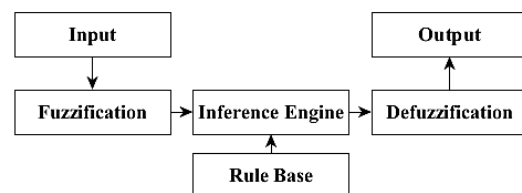


شکل ۷- توابع عضویت مثلثی متغیر ولتاژ خروجی [۱۴]

متغیرهای زبانی اختصاص داده شده به مقادیر ورودی فازی در جدول (۳) و متغیرهای زبانی اختصاص داده شده به مقادیر خروجی در جدول (۴) نشان داده شده است؛ همچنین قوانین فازی مورد استفاده برای کنترل در جدول (۵) نمایش داده شده است. برای تعریف و پیاده‌سازی سیستم کنترلی، که شامل توابع، متغیرهای فازی و قوانین تصمیم‌گیری می‌باشد، از مطالعه Ozbulut و همکارانش استفاده شده و در جعبه ابزار نرم‌افزار MATLAB پیاده‌سازی شده است.

تدریجی ولتاژ بین دو سطح ولتاژ صفر و حداکثر، طراحی سیستم کنترل برای یک حالت متوسط را امکان‌پذیر می‌نماید. کنترل منطق فازی یک روش موثر برای کنترل سازه‌ها می‌باشد، که یک چهارچوب ساده و قدرتمندی را برای تصمیم‌گیری با وجود عدم قطعیت‌ها در سیستم‌های غیرخطی پیچیده ایجاد می‌کند. کنترل فازی به منظور بیان ارتباط بین مقادیر ورودی و خروجی به جای استفاده از روابط ریاضی پیچیده از متغیرهای زبانی استفاده می‌کند. به دلیل قدرت ذاتی و سادگی کنترل‌کننده‌های فازی، این کنترل‌کننده‌ها امروزه مورد توجه بسیاری از محققان قرار گرفته است. در این مطالعه از الگوریتم کنترل منطق فازی به منظور تنظیم ولتاژ مورد نیاز جهت فعال‌نمودن پیزوالکتریک‌ها استفاده شده است [۱۷]. ساختار اصلی یک کنترل‌کننده فازی در شکل (۴) نشان داده شده است.

Fuzzy Logic Controller (FLC)



شکل ۴- ساختار کلی سیستم استنتاجی کنترل فازی

طراحی یک سیستم کنترل فازی شامل چند مرحله می‌باشد. مرحله نخست فازی‌سازی است؛ که شامل تبدیل مقادیر ورودی به مقادیر زبانی فازی از طریق اختصاص توابع عضویت به هر ورودی و خروجی می‌باشد. گام بعدی مرحله تصمیم‌گیری می‌باشد که با تعدادی قواعد اگر-آنگاه فازی، قوانین فازی ارتباط بین مقادیر ورودی و خروجی را ایجاد می‌کند. با استفاده از مکانیزم استنباطی فازی، قوانین فازی به منظور ایجاد یک خروجی بر اساس مقادیر ورودی مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. مرحله نهایی، مرحله غیرفازی‌سازی می‌باشد، که هدف از آن تبدیل متغیر خروجی فازی به یک متغیر غیرفازی می‌باشد. عملکرد کنترل‌کننده‌های فازی به پارامترهای مختلف طراحی از قبیل انتخاب توابع عضویت و تعریف قوانین فازی بستگی دارد. همچنین داشتن قوانین فازی موثر و قابل اعتماد به منظور ایجاد یک سطح مطلوب، بسیار حائز اهمیت می‌باشد. در این مطالعه به منظور تولید نیروی کنترلی مناسب برای گام‌های زمانی مختلف زلزله از تغییر مکان نسبی و سرعت نسبی دو طبقه متوالی است [۱۴]. مقادیر سرعت و تغییر مکان نسبی طبقات به عنوان ورودی تصمیم‌گیری فازی می‌باشد و خروجی این ورودی‌ها



جدول ۳- متغیرهای زبانی اختصاص داده شده به مقادیر ورودی فازی

متغیر زبانی	سرعت و تغییر مکان
NL	مقادیر بزرگ منفی
NM	مقادیر متوسط منفی
NS	مقادیر کوچک منفی
ZE	صفر
PS	مقادیر کوچک مثبت
PM	مقادیر متوسط مثبت
PL	مقادیر بزرگ مثبت

جدول ۴- متغیرهای زبانی اختصاص داده شده به مقادیر خروجی

متغیر زبانی	ولتاژ
VL	خیلی بزرگ
L	بزرگ
M	متوسط
S	کوچک
ZE	صفر

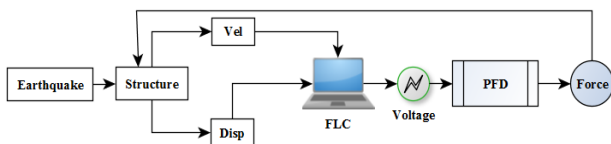
جدول ۵- قوانین فازی مورد استفاده در مطالعه حاضر [۱۴]

جایجایی طبقه								ولتاژ	سرعت حرکت طبقه
PL	PM	PS	ZE	NS	NM	NL			
ZE	S	M	L	L	NL	VL	NL	سرعت حرکت طبقه	
S	ZE	S	M	L	L	VL	NM		
M	S	ZE	S	M	L	L	NS		
L	M	S	ZE	S	M	L	ZE	سرعت حرکت طبقه	
L	L	M	S	ZE	S	M	PS		
VL	L	L	M	S	ZE	S	PM		
VL	VL	L	L	M	S	ZE	PL		

۲-۲- ایجاد ارتباط بین نرم افزار OpenSees و MATLAB

به دلیل اینکه مدل مورد استفاده برای آنالیز دینامیکی در نرم افزار تحلیل OpenSees مدل گشته است و از طرفی چون کنترل کننده فازی در نرم افزار MATLAB پیاده سازی شده است، بنابراین نیاز است تا این دو نرم افزار به منظور انجام روند کنترل با هم ارتباط داشته باشند. یکی از امکاناتی که زبان برنامه نویسی TCL/TK در اختیار کاربران قرار می دهد، امکان ایجاد ارتباط شبکه ای بین سرویس دهنده^۷ و سرویس گیرنده^۸ می باشد که به این روش TCP/IP برای این کار در محیط TCL از دستور سوکت^۹ استفاده می شود. این دستور یک شبکه ارتباطی را ایجاد می کند که در این شبکه، سرویس دهنده می تواند با سرویس گیرنده از طریق ایجاد کانال های خاصی ارتباط برقرار کند. در این روش ارتباط دو نرم افزار به یکدیگر، مدل ساخته شده در نرم افزار OpenSees

بسته نمی شود و از طریق ایجاد کانال ارتباطی نیروهای کنترلی محاسبه شده از نرم افزار MATLAB فراخوانی می شود و نیروی آن به مدل اعمال می گیرد و یک گام از تحلیل انجام می گردد. این روند تحلیل تا پایان زمان زلزله اعمالی به سازه ادامه می یابد [۱۸]. چرخه این فرآیند تحلیل در شکل (۸) نشان داده شده است.



شکل ۸- فرآیند سیستم کنترلی مورد بررسی در این مطالعه

۳- زلزله های اعمال شده به مدل برای آنالیز دینامیکی

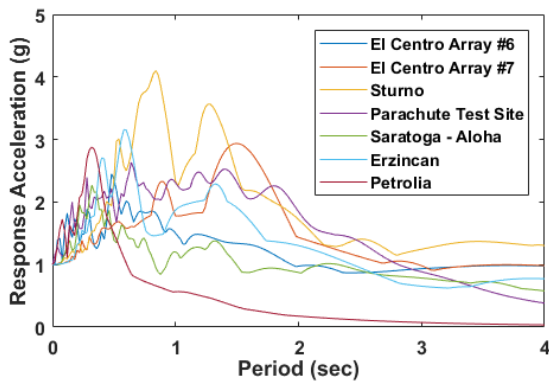
سازه

انتخاب شتاب نگاشت های مناسب، یکی از قدم های بسیار مهم در تحلیل تاریخچه زمانی است، زیرا نتایج حاصل از این نوع تحلیل به طور محسوسی به شتاب نگاشت های انتخاب شده بستگی دارند و انتخاب یک شتاب نگاشت نامناسب می تواند نتایج را به طور کلی مخدوش سازد. شتاب نگاشت های مورد نظر برای تحلیل تاریخچه زمانی باید تا حد امکان ویژگی هایی مشابه با زلزله محتمل در ساختگاه (محل احداث بنا) داشته باشند و به عبارت دیگر باید شرایط زلزله طرح را اقلع کنند. به این منظور توصیه می شود تا ویژگی های شتاب نگاشت های انتخابی مانند بزرگا، فاصله از گسل و چشمه لرزه زا تا جای ممکن نظیر محل احداث بنا باشند [۱۹]. در این پژوهش سازه مورد بررسی تحت اثر ۱۴ زلزله مختلف قرار گرفته است؛ که ۷ شتاب نگاشت حوزه دور از گسل و ۷ شتاب نگاشت حوزه نزدیک گسل می باشد.

زلزله های انتخاب شده برای اعمال نیروی زلزله با استفاده از دستورالعمل FEMA P695 [۲۰] انتخاب شده است که در جداول (۶) و (۷) معرفی شده است.

بررسی ویژگی های کلی نگاشت های میدان نزدیک زمین لرزه ها نشان می دهد که رکوردهای ثبت شده در میدان نزدیک عموماً دارای یک پالس شدید و غالباً با پریود بلند در نگاشت تاریخچه زمانی سرعت و جایجایی هستند؛ که زلزله های انتخاب شده به منظور تحلیل سازه بر اساس پیشنهاد دستورالعمل FEMA P695 می باشد. طیف پاسخ شتاب زلزله های انتخاب شده در شکل های (۹) و (۱۰) نشان داده شده است.





شکل ۱۰- طیف پاسخ شتاب زلزله‌های حوزه نزدیک

۴- ارائه و تفسیر نتایج

به منظور بررسی عملکرد سیستم‌های کنترلی، سازه مورد نظر تحت اثر چهارده زلزله ذکر شده در جدول (۶) و (۷) تحلیل می‌گردد. تحلیل‌های دینامیکی انجام شده برای حداکثر شتاب‌های زلزله ۰/۱g تا ۱g به صورت افزایشی انجام گردیده است. برای بررسی اثربخشی میراگر مورد مطالعه پاسخ دینامیکی طبقه پنجم برای جابجایی و شتاب و عکس‌العمل تکیه‌گاهی در تراز پایه برای برش و لنگر پایه مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور از هشت معیار ارزیابی استفاده گردیده است که چهار معیار اول مربوط به نسبت حداکثر حالت کنترل شده به حالت کنترل نشده می‌باشد. معیارهای مورد نظر برای ارزیابی عملکرد سیستم کنترلی در جدول (۸) معرفی گشته است.

جدول ۸- معیارهای ارزیابی عملکرد سیستم کنترلی

معیار	رابطه	عنوان
j_1	$\frac{\max x_c(t) }{\max x_u(t)}$	تغییر مکان طبقه پنجم
j_2	$\frac{\max \ddot{x}_c(t) }{\max \ddot{x}_u(t) }$	شتاب طبقه پنجم
j_3	$\frac{\max V_c(t) }{\max V_u(t) }$	برش در تراز پایه
j_4	$\frac{\max M_c(t) }{\max M_u(t) }$	لنگر در تراز پایه

علاوه بر چهار معیار معرفی شده در جدول (۸)، چهار معیار دیگر هم به عنوان نسبت مقادیر RMS تغییر مکان و شتاب طبقه پنجم و نسبت مقادیر RMS برش و لنگر پایه در نظر گرفته شده است. پارامتر جذر میانگین مربعات داده‌ها (RMS) در رابطه (۱۶) معرفی شده است. هر چه مقدار RMS داده‌ها کمتر باشد به این معنی است که مقادیر اوج داده‌ها بهتر

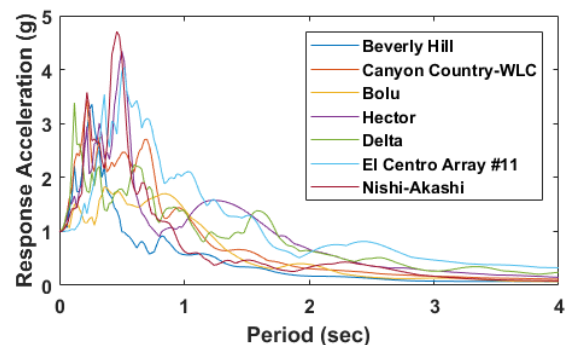
برای اینکه اثر بیشینه‌شتاب رکوردهای زلزله، بر سیستم کنترلی مورد مطالعه سنجیده شود، آنالیز IDA برای بیشینه شتاب‌های ۰/۱g تا ۱/۰g با گام ۰/۱g انجام شده است؛ تا عملکرد میراگر اصطکاکی برای بیشینه شتاب‌های مختلف تعیین گردد.

جدول ۶- مشخصات زلزله‌های حوزه دور اعمالی به سازه

شماره	زلزله	ایستگاه	PGA (g)
۱	نورت ریج	بورلی هیلز	۰/۵۲
۲	نورت ریج	کنیون کانتری	۰/۴۸
۳	دوچی ترکیه	بلو	۰/۸۲
۴	هکتور ماین	هکتور	۰/۳۴
۵	امپریال ولی	دلتا	۰/۳۵
۶	امپریال ولی	السترو ردیف ۶	۰/۳۸
۷	کوبه-ژاپن	نیشی-آکاشی	۰/۵۱

جدول ۷- مشخصات زلزله‌های حوزه نزدیک اعمالی به سازه

شماره	زلزله	ایستگاه	PGA (g)
۱	امپریال ولی ۶	السترو اری ۶	۰/۴۴
۲	امپریال ولی ۶	السترو ردیف ۷	۰/۴۶
۳	ایرینیا-ایتالیا (۰۱)	استرنو	۰/۳۱
۴	سوپراستیشن هیلز ۲	پرچیوت تست سایت	۰/۴۲
۵	لوما پریتا	ساراتوگا-آلوا	۰/۳۸
۶	ارزیکن - ترکیه	ارزیکن	۰/۴۹
۷	کپه مندوسینو	پترولیا	۰/۶۳



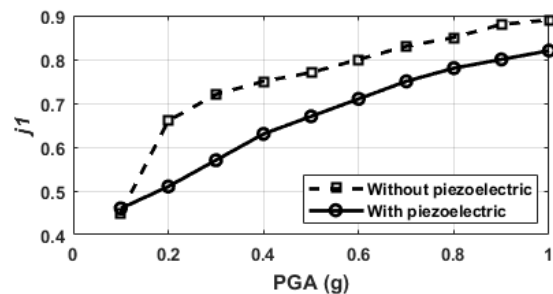
شکل ۹- طیف پاسخ شتاب زلزله‌های حوزه دور



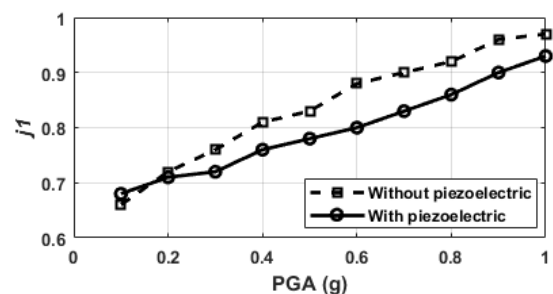
کنترل شده و به نحوی میزان انحراف معیار از میانگین داده‌ها کمتر می‌باشد.

$$RMS = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n R_i^2}{n}} \quad (16)$$

در رابطه (۱۶)، R_i پاسخ موردنظر و n تعداد داده‌ها می‌باشد. نمودارهای مربوط به متوسط معیار جابجایی (j_1) برای میراگر اصطکاکی در حالت غیرفعال و نیمه‌فعال مجهز به فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک تحت اثر زلزله‌های حوزه دور و نزدیک در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) نشان داده شده است. با توجه به این نمودارها می‌توان دریافت که تنظیم نیروی اصطکاکی لازم از جانب فعال‌کننده‌ها و میراگر اصطکاکی به طور مناسبی انجام شده است و سیستم میراگر مورد نظر عملکرد بهتری را نسبت به حالت غیرفعال داشته است.



شکل ۱۱- نمودار متوسط معیار (j_1) برای زلزله‌های حوزه دور



شکل ۱۲- نمودار متوسط معیار (j_1) برای زلزله‌های حوزه نزدیک

سازه کم می‌باشد و حرکت سازه به صورت صلب‌گونه انجام می‌گیرد، و نیروی اعمالی از جانب میراگر مجهز به فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک بیشتر از مقدار لازم جهت کنترل می‌باشد؛ این عامل به دلیل عدم تصمیم‌گیری مناسب سیستم استنتاجی و قوانین فازی تعریف‌شده برای شتاب‌های پایین‌تر از $0.3g$ می‌باشد. این در حالی است که برای شدت‌های بالاتر از $0.3g$ ، سیستم کنترل فازی به خوبی تصمیم‌گیری نموده و نیروی مناسب لازم برای کنترل ارتعاش سازه تولید کرده است. همچنین روند تصمیم‌گیری سیستم کنترلی برای کنترل ارتعاش سازه برای شدت‌های بالای زلزله به خوبی صورت پذیرفته است. میراگر اصطکاکی در حالت غیرفعال با یک میزان نیروی اصطکاکی ثابت تنظیم می‌گردد و با افزایش شتاب زلزله تغییرات معیار مربوط به تغییر مکان (j_1) حالت صعودی را نشان می‌دهد؛ زیرا میراگر اصطکاکی در حالت غیرفعال نمی‌تواند خود را با رفتار سازه برای شدت‌های مختلف زلزله مطابقت دهد؛ این در حالی است که در حالت نیمه‌فعال سیستم استنتاجی فازی نیروی کنترل سازه را به خوبی تصمیم و تولید می‌نماید.

متوسط معیارهای ارزیابی معرفی‌شده برای زلزله‌های اعمالی به سازه در جداول (۹) تا (۱۲) نمایش داده شده است. این مقادیر برای معیارهای ارزیابی بررسی شده نشان‌دهنده بهبود رفتار سازه در برابر نیروی زلزله می‌باشد. همچنین با مقایسه جداول (۹) و (۱۱) که مربوط معیارهای j_1 تا j_4 می‌باشند، می‌توان دریافت که عملکرد میراگر اصطکاکی با فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک بهتر از حالت میراگر اصطکاکی در حالت غیرفعال می‌باشد.

جدول ۹- متوسط معیارهای حداکثر پاسخ سازه با فعال‌کننده‌های

پیزوالکتریک

زلزله	j_1	j_2	j_3	j_4
حوزه دور	۰/۶۶	۰/۷۸	۰/۶۲	۰/۶۳
حوزه نزدیک	۰/۸۳	۰/۸۱	۰/۸۱	۰/۸۲

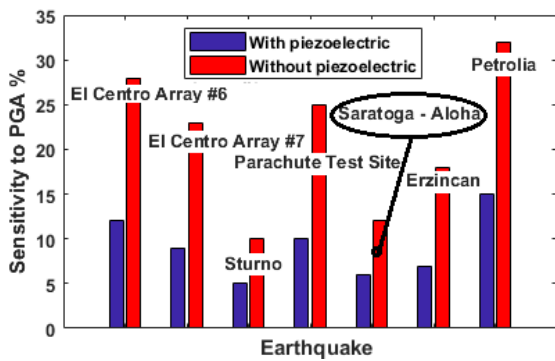
جدول ۱۰- متوسط معیارهای جذر میانگین مجموع مربعات پاسخ

سازه بدون فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک

زلزله	j_5	j_6	j_7	j_8
حوزه دور	۰/۵۵	۰/۷۳	۰/۵۶	۰/۵۶
حوزه نزدیک	۰/۵۹	۰/۸۷	۰/۶۴	۰/۶۴

در تعریف توابع عضویت سیستم‌های استنتاج فازی از دانش افراد خبره، هم‌چون مطالعات انجام گرفته توسط Ozbulut و همکارانش [۱۴]، استفاده شده است که نتایج بدست آمده از تحلیل‌ها نشان‌دهنده این است که این توابع و بازه‌های تعریف‌شده برای ورودی‌ها و خروجی‌ها سیستم استنتاج مناسب می‌باشند.

برای شدت زلزله کمتر از $0.3g$ با توجه به اینکه ارتعاش



شکل ۱۴- نمودار حساسیت پاسخ تغییر مکان سازه به شدت‌های مختلف زلزله‌های حوزه نزدیک

میزان متوسط حساسیت پاسخ تغییر مکان بام سازه به زلزله‌های حوزه دور نسبت به زلزله‌های حوزه نزدیک در حالت غیرفعال ۴۳ درصد کمتر می‌باشد که این میزان حساسیت برای حالت کنترل نیمه‌فعال نیز ۳۳/۱ درصد می‌باشد؛ که در حالت کنترل نیمه‌فعال با توجه به تطبیق‌پذیری الگوریتم منطق فازی برای زلزله‌ها و بیشینه شتاب‌های مختلف کمتر از حالت غیرفعال می‌باشد.

طیف پاسخ شتاب سازه یک‌درجه آزادی (SDOF) برای زلزله‌های مختلف در شکل‌های (۹) و (۱۰) نشان داده شده است. هر کدام از این زلزله‌ها دارای یک محتوای فرکانسی مشخصی می‌باشد؛ که هر چه فرکانس زلزله به فرکانس سازه نزدیک باشد، وضعیت سازه به حالت تشدید نزدیک‌تر می‌گردد و بنابراین پاسخ سازه افزایش می‌یابد؛ یکی از علت‌های متفاوت بودن پاسخ سازه به زلزله‌های مختلف نیز همین عامل می‌باشد.

۵- نتیجه گیری

در این مطالعه جهت کنترل ارتعاشات سازه پنج طبقه از میراگرهای اصطکاکی با فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک و بدون فعال‌کننده (حالت غیرفعال) استفاده شده است. مدل‌سازی مدل سازه در نرم‌افزار OpenSees انجام گشته است و سیستم کنترلی سازه برای حالت نیمه‌فعال در نرم‌افزار MATLAB پیاده‌سازی شده است. ارتباط این دو نرم‌افزار جهت انجام کنترل نیمه‌فعال به روش TCP/IP برقرار شده است. تحلیل دینامیکی افزایشی برای هفت زلزله حوزه دور و هفت زلزله حوزه نزدیک از بیشینه شتاب ۰/۱g تا ۱g انجام گردیده است. بر اساس تحلیل‌های انجام‌شده و نتایج به دست آمده می‌توان گفت که به کمک میراگرهای اصطکاکی مجهز به فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک متوسط معیار مربوط به تغییر مکان (j_1) برای حالت نیمه‌فعال

جدول ۱۱- متوسط معیارهای حداکثر پاسخ سازه بدون فعال‌کننده‌های

پیزوالکتریک

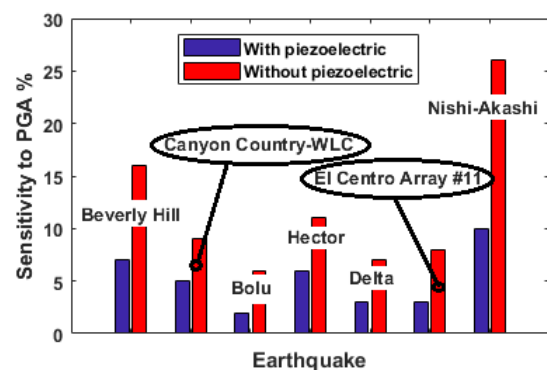
j_4	j_3	j_2	j_1	زلزله
۰/۷۲	۰/۷۲	۰/۸۱	۰/۷۵	حوزه دور
۰/۸۵	۰/۸۵	۰/۸۲	۰/۸۶	حوزه نزدیک

جدول ۱۲- متوسط معیارهای جذر میانگین مجموع مربعات پاسخ

سازه بدون فعال‌کننده‌های پیزوالکتریک

j_8	j_7	j_6	j_5	زلزله
۰/۶۱	۰/۶۱	۰/۶۵	۰/۶۰	حوزه دور
۰/۷۲	۰/۷۲	۰/۷	۰/۷۱	حوزه نزدیک

نمودار میله‌ای شکل‌های (۱۳) و (۱۴) حساسیت متوسط پاسخ تغییر مکان سازه را نسبت به شدت‌های مختلف زلزله در دو حالت کنترل با میراگرهای اصطکاکی غیرفعال و نیمه‌فعال تحت اثر زلزله‌های حوزه دور و نزدیک نشان می‌دهد. با بررسی این نمودار می‌توان دریافت که حساسیت حالت کنترل نیمه‌فعال نسبت به حالت کنترل غیرفعال با میراگر اصطکاکی برای شدت‌های مختلف زلزله کمتر می‌باشد و این امر به این دلیل است که در حالت کنترل نیمه‌فعال انعطاف‌پذیری و تطبیق‌پذیری تصمیم‌گیری فازی جهت تولید نیروی اصطکاکی مناسب می‌باشد. اما در حالت میراگر اصطکاکی غیرفعال، چون میراگر برای یک حد مشخص نیروی اصطکاکی تنظیم می‌شود، در این حالت میراگر نمی‌تواند خود را برای شدت‌های مختلف نیروی زلزله تطبیق و تنظیم نماید؛ که این محدودیت در حالت نیمه‌فعال به خوبی برطرف شده است و رفتار سازه بهبود چشم‌گیری را از خود نشان داده است.



شکل ۱۳- نمودار حساسیت پاسخ تغییر مکان سازه به شدت‌های مختلف زلزله‌های حوزه دور



- [6] Udawadia, F., Hosseini, M. and Wada, B. (1998), "Distributed Control of Large Scale Structural Systems", *Computer Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol. 13, No. 6, pp. 377–387.
- [7] Chen, G. and Chen, C. (2000), "Behavior of Piezoelectric Friction Dampers under Dynamic Loading", In *Smart Structures and Materials: Smart Systems for Bridges, Structures, and Highways*, Vol. 3988, pp. 54–64.
- [8] Dyke, S.J., Spencer Jr, B.F., Sain, M.K. and Carlson, J.D. (1998), "An Experimental Study of MR Dampers for Seismic Protection", *Smart materials and structures*, Vol.7, pp.693–703.
- [9] Chen, G. and Chen, C. (2004), "Semi-Active Control of the 20-Story Benchmark Building with Piezoelectric Friction Dampers", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 130, No. 4, pp. 393–400.
- [10] Preumont, A., De Marneffe, B., Deraemaeker, A. and Bossens, F. (2008), "The Damping of a Truss Structure with a Piezoelectric Transducer", *Computers & structures*, Vol. 86, No. 3, pp. 227–239.
- [11] Muanke, P.B., Masson, P. and Micheau, P. (2008), "Determination of Normal Force for Optimal Energy Dissipation of Harmonic Disturbance in a Semi-Active Device", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 311, pp. 633–651.
- [12] Xu, Y. and Ng, C. (2008), "Seismic Protection of a Building Complex Using Variable Friction Damper: Experimental Investigation", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 134, No. 8, pp. 637–649.
- [13] Johnson, E.A., Ramallo, J.C., Spencer Jr, B.F. and Sain, M.K. (1998), "Intelligent base Isolation Systems", *Proceedings of the Second World Conference on Structural Control*, Vol. 1, No. 1, pp. 367–376.
- [14] Ozbulut, O.E. and Hurlebaus, S. (2010), "Fuzzy Control of Piezoelectric Friction Dampers for Seismic Protection of Smart base Isolated Buildings", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 6, pp. 1435–1455.
- [15] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and Fenves, G.L. (2006), *OpenSees Command Language Manual*, Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center.
- [16] Zhang, Y., Li, S., Xie, K. and Qin, R. (2008), "Self-Tuning Fuzzy Control of the 20-Story Nonlinear Benchmark Building with Piezoelectric Friction Dampers", *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- [17] Kim, H.-S. and Kang, J.-W. (2012), "Semi-Active Fuzzy Control of a Wind-Excited Tall Building Using Multi-Objective Genetic Algorithm", *Engineering Structures*, Vol. 41, pp. 242–257.
- [18] Bathaei, A. (2015), "Semi-Active Vibration Control of College Urban Bridge subjected to Earthquake Using MR Dampers and Fuzzy Logic Type-1 and Type-2 Algorithms", *Master of Science Thesis*, University of Tehran.
- [19] De Stefano, M., Marino, E.M. and Viti, S. (2005), "Valuation of Second Order Effects on the Seismic Response of Vertically Irregular RC Framed Structures", In *Proceedings of the 4th European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures*, CD ROM. Thessaloniki.
- [20] Zareian, F., Lignos, D.G. and Krawinkler, H. (2010), "Evaluation of Seismic Collapse Performance of Steel Special Moment Resisting Frames Using FEMA P695 (ATC-63) Methodology", In *Structures Congress 2010*, pp: 1275–1286.

نسبت به حالت غیرفعال برای زلزله‌های حوزه دور و زلزله‌های حوزه نزدیک به ترتیب ۱۲ و ۳/۴٪ بهبود نشان داده است. همچنین بر اساس نتایج به دست آمده می‌توان گفت که عملکرد میراگر اصطکاکی در دو حالت غیرفعال و نیمه‌فعال برای زلزله‌های حوزه دور بهتر از زلزله‌های حوزه نزدیک می‌باشد. همچنین درصد بهبود برای متوسط معیار مربوط به شتاب (j_2) برای زلزله‌های حوزه دور به طور متوسط برابر ۳/۷٪ و برای زلزله‌های حوزه نزدیک برابر ۱/۲٪ می‌باشد؛ چون سازه در بیشینه شتاب‌های کمتر از ۰/۵g به صورت صلب ارتعاش می‌نماید و سیستم استنتاج فازی عملکرد ضعیف‌تری نسبت به ارتعاشات صلب دارد.

متوسط درصد بهبود معیار مربوط به برش پایه (j_3) حالت نیمه‌فعال نسبت به حالت غیرفعال برای زلزله‌های حوزه دور و نزدیک به ترتیب برابر ۱۳/۸ و ۴/۷٪ می‌باشد.

بر اساس نتایج به دست آمده برای متوسط پاسخ تغییرمکان سازه به شدت‌های مختلف زلزله می‌توان گفت که میزان متوسط حساسیت پاسخ تغییرمکان بام سازه به زلزله‌های حوزه دور نسبت به زلزله‌های حوزه نزدیک در حالت غیرفعال ۴۳٪ کمتر می‌باشد که این میزان کاهش حساسیت برای حالت کنترل نیمه‌فعال ۳۳/۱٪ می‌باشد. مقادیر کاهش برای معیارهای مختلف نشان می‌دهد که کاربرد سیستم کنترلی فازی با قوانین ارائه‌شده بسیار کارآمد بوده و تطبیق‌پذیری سیستم کنترل نیمه‌فعال با استفاده از منطق فازی نسبت به حالت غیرفعال را نشان می‌دهد.

۷- مراجع

- [1] Mashkat Razavi, H. (2014), "Intelligent Algorithms in Structural Control with Tuned Mass Dampers Considering Soil-Structure Interaction", *PhD Thesis*, University of Mashhad.
- [2] Unsal, M., Niezrecki, C. and Crane, C. (2003), "A New Semi-Active Piezoelectric-Based Friction Damper", In *Smart Structures and Materials: Damping and Isolation*, Vol. 5052, pp. 413–421.
- [3] Fisco, N. and Adeli, H. (2011), "Smart Structures: Part I—Active and Semi-Active Control", *Scientia Iranica*, Vol. 18, No. 3, pp. 275–84.
- [4] Di Leo R, Lecce L, Pecora R, Amoroso F. (2012), "Development of a New Semi-Active Friction Damper Using Piezoelectric Technology for the Anti-Seismic Control of Civil Structures", *Mechanics and Control*, Vol. 31, pp. 1–5.
- [5] Kamada, T., Fujita, T., Hatayama, T., Arikabe, T., Murai, N., Aizawa, S. and Tohyama, K. (1997), "Active Vibration Control of Frame Structures with Smart Structures Using Piezoelectric Actuators (Vibration Control by Control of Bending Moments of Columns)", *Smart Materials and Structures*, Vol. 6, pp. 479–488.

- ¹ Stick-Slip
- ² Piezoelectric
- ³ Porototype
- ⁴ Lumped-Mass
- ⁵ Outer Plates
- ⁶ Main Plate
- ⁷ Server
- ⁸ Client
- ⁹ Socket





مطالعه آزمایشگاهی و عددی گسیختگی برش قالبی اعضای کششی فولادی با اتصالات دارای خروج از مرکزیت

سید رضا سیدزاده اطاقسرای^۱، سید محمد سیدپور^۲، مجتبی جعفری صمیمی^{۳*}، سعید فلاحیان^۴

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه شمال، آمل

۲- دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه شمال، آمل

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

۴- مربی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه شمال، آمل

* تهران، صندوق پستی ۱۴۶۹۶۶۹۱۹۱، jaafari.mojtaba@gmail.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۷/۰۲/۳۰، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۰۵/۱۴)

چکیده

یکی از انواع گسیختگی‌ها در اعضای کششی سازه‌های فولادی، گسیختگی برش قالبی است که با ایجاد تنش کششی و برشی در محدوده اتصال، بخشی از قطعه کنده می‌شود و موجب از دست رفتن استحکام قطعه می‌گردد. هدف از این مقاله، مطالعه آزمایشگاهی و تحلیل اجزای محدود گسیختگی برش قالبی در اتصالات اعضای کششی فولادی گرم نورد شده دارای خروج از مرکزیت می‌باشد. بدین منظور ۸ نمونه آزمایشگاهی از صفحه اتصال با الگوی سوراخ مورب و اتصال دارای خروج از مرکزیت با فولاد نرمه ساختمانی تحت بارگذاری محوری کششی قرار گرفتند. متغیرهای اصلی برای نمونه‌های آزمایش شامل تعداد پیچ‌های اتصال، فواصل پیچ‌ها در راستای موازی و عمود بر امتداد بارگذاری بودند. نتایج مطالعات آزمایشگاهی با نتایج حاصل از پیش بینی روابط موجود (مبتنی بر قاعده $(s^2/4g)$) و همچنین روش تصویر سطوح Samimi و همکارانش (۲۰۱۶)، مقایسه گردید و نقاط ضعف و قوت هر یک شناسایی شد. همچنین نتایج تحلیل‌های عددی انجام گرفته به روش اجزای محدود که با نتایج آزمایشگاهی نیز همخوانی خوبی داشته است، اساس روش تصویر سطوح را تایید می‌کند. با توجه به نتایج توزیع تنش‌های کششی حقیقی در سطوح مورب موجود در محدوده گسیختگی برش قالبی اتصالات دارای خروج از مرکزیت، اثرات بارگذاری خارج از مرکز نمایان شده است که نیاز به عامل توزیع تنش‌های کششی غیر یکنواخت را توجیه می‌کند.

واژگان کلیدی

اتصالات پیچی، اتصالات دارای خروج از مرکزیت، فولاد گرم نورد شده، اعضای کششی، برش قالبی

Experimental and Numerical Study of Block Shear Rupture of Steel Tensile Members with Connections have Eccentricity

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

Abstract

One of the types of ruptures in the tensile members of steel structures is the block shear failure in which by creating tensile and shear stresses in the connection area, a part of section is torn away and it causes the strength loss of the section. The main aim of this paper is to experimentally study and finite element analysis of block shear failure having staggered pattern in connections of hot rolled steel tensile members. For this purpose, eight laboratory samples from the gusset plate with staggered pattern and connections have eccentricity with constructional mild steel were applied by a tensile axial loading. The main variables for the test specimens include the number of connection bolts, the bolt spacing along parallel and perpendicular to the loading length. The results of laboratory studies were compared with those obtained from the prediction of existing relationships (based on the rule $(s^2/4g)$) as well as the plane decomposition method of Samimi et al. (2016) and the strengths and weaknesses of each were identified. Furthermore, the results of numerical analyses made by finite element method, which also have a good consistency with the test results, confirm the basis of the plane decomposition method. Considering the results of the real tensile stress distribution at the staggered planes of the block shear failure area of the connections have eccentricity, the effects of loading eccentricity have been appeared which justifies the need for considering the factor of non-uniform tensile stress distribution.

Keywords

Bolted connections, Connections have eccentricity, Hot rolled steel, Tensile members, Block shear

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد / ۷۷



مرکزیت باشد، توزیع تنش کششی به صورت غیر یکنواخت خواهد بود که موجب شکست بلوک برش قالبی به صورت نامتقارن می شود. پیشنهاد استاندارد AISC 2016 [۱۰] برای این موارد لحاظ نمودن ضریب کاهش (U_{bs}) به استحکام محاسباتی سطح کششی است. این ضریب کاهش از رابطه $(1 - e/l)$ باید محاسبه شود. که در آن (e/l) نسبت خروج از مرکزیت بار به مرکز سختی تقسیم بر طول کششی بلوک است. در تحقیقی هم که توسط Teh و Yazici [۲] در زمینه گسیختگی برش قالبی مورب با اتصال دارای خروج از مرکزیت انجام شده است، با ارائه رابطه‌ای بر پایه قاعده $(s^2/4g)$ همراه بود. در این تحقیق با اعمال تغییراتی در قاعده $(s^2/4g)$ ، سعی شد تا پیش بینی استحکام شکست بهبود یابد و ضریب کاهش اعمالی به استحکام محاسباتی سطح کشش را با رابطه‌ای بر اساس قطر پیچ و فاصله افقی بین پیچ‌ها، پیشنهاد می‌دهد. بطور کلی تحقیقات کمی در زمینه گسیختگی برش قالبی با الگوی سوراخ مورب، صورت گرفته است و اطلاعات کمی برای پی بردن به میزان اعتبار قاعده $(s^2/4g)$ برای این موارد وجود دارد. همچنین در زمینه گسیختگی برش قالبی اتصالات فولادی گرم نورد شده دارای خروج از مرکزیت مطالعه‌ای صورت نگرفته است.

بنابراین هدف از این مقاله ارزیابی میزان دقت روابط مبتنی بر قاعده $(s^2/4g)$ و روش تصویر سطوح مورب پیشنهادی Samimi و همکارانش [۱]، با استفاده از نتایج حاصل از آزمایش نمونه‌های صفحه اتصال با الگوی سوراخ مورب اتصالات دارای خروج از مرکزیت با مد شکست برش قالبی، می باشد. همچنین با اعمال عامل کاهش استحکام محاسباتی سطوح کششی محدوده برش قالبی (U_{bs}) جهت لحاظ کردن توزیع تنش کششی غیر یکنواخت، اثرات بارگذاری خارج از مرکز بررسی خواهد شد.

۲- روابط مرتبط

در این بخش روابط موجود جهت پیش بینی ظرفیت گسیختگی برش قالبی که مبنای مقایسه در این مطالعه نیز می باشند ارائه می‌شوند.

۲-۱- رابطه استاندارد آمریکا

استاندارد AISC 2016 [۱۰] پدیده برش قالبی را یک حالت حادی گسیختگی می‌داند. بطوریکه مسیر شکست همواره در خط مرکزی سوراخ‌های پیچ است و مسیر تسلیم نیز در خط

گسیختگی برش قالبی یکی از انواع حالات گسیختگی اعضای فولادی با اتصال پیچی تحت بارگذاری کششی می‌باشد. از زمان کشف این نوع گسیختگی در پی فروریختن سقف ساختمان تجارت جهانی هارتفورد^۱ در سال ۱۹۷۸، تاکنون تحقیقات عددی و آزمایشگاهی بسیاری جهت شناخت بیشتر رفتار این نوع گسیختگی و همچنین بهبود روابط ارائه شده برای آن انجام شده است. تحقیقات موجود در زمینه شکست برش قالبی حاکی از آن است که طول اتصال و شرایط هندسی اتصال در میزان استحکام و حتی نوع شکست موثر است. یکی از موارد شرایط هندسی اتصال، الگوی سوراخکاری مورب است که علی‌رغم وجود تحقیقات آزمایشگاهی کم در این زمینه، توسط سایر محققین نشان داده شده است که وجود سطوح مورب در الگوی سوراخکاری، می‌تواند رفتار شکست برش قالبی قطعه را تغییر دهد [۴-۱]. در مطالعه اخیر Samimi و همکارانش [۱] نشان داده شد که در سطوح مورب موجود در مسیر شکست برش قالبی اعضا، ترکیبی از تنش‌های برشی و کششی حاکم است که با استفاده از روش تصویر سطوح^۲ پیشنهادی آنها، امکان تشخیص سهم هریک از تنش‌های کششی و برشی سطوح مورب موجود در مسیر شکست برش قالبی، قابل دستیابی است. بطوریکه با توجه به زاویه بین سطوح مورب و امتداد بارگذاری، تصویر سطوح مورب در راستای بارگذاری (سهم تنش برشی) و عمود بر آن (سهم تنش کششی)، انجام می‌گردد که با بهره‌گیری از دو مکانیزم شکستی که توسط استاندارد AISC 2010 [۵] به رسمیت شناخته شده بود، رابطه‌ای برای پیش بینی استحکام اعضا معرفی شد. اولین مکانیزم، شکست سطوح کششی به همراه تسلیم سطوح برشی است که در بسیاری از مطالعات آزمایشگاهی گزارش شده است [۶-۹] و مکانیزم دیگر، شکست هر دو سطح کششی و برشی محدوده برش قالبی است.

پیشنهاد استاندارد AISC 2016 [۱۰] برای پیش بینی استحکام سطوح مورب موجود در مسیر شکست برش قالبی، لحاظ نمودن سطوح مورب محدوده برش قالبی به عنوان سطوح کششی است و اثرات سطوح مورب را با استفاده از قاعده $s^2/4g$ برای پیش بینی استحکام سطوح مورب پیشنهاد می‌کند. این قاعده بر اساس مطالعات Cochrane [۱۱] در سال ۱۹۹۲ برای لحاظ نمودن اثرات سطوح مورب موجود در مسیر شکست نوع مقطع خالص شکل گرفته است. در مواردی که بارگذاری به صورت خارج از مرکز باشد و یا اتصال دارای خروج از



مکانیزم تسلیم سطوح مورب و شکست سطوح برشی که به صورت رابطه (۴) است:

$$P_u = 0.6F_u A_{av} + F_y t \sum \left[g - d_h + \frac{S^2}{4g + 2d_h} \right] \left(0.9 + \frac{0.1d}{g} \right) \leq 0.6F_y A_{av} +$$

$$F_u t \sum \left[g - d_h + \frac{S^2}{4g + 2d_h} \right] \left(0.9 + \frac{0.1d}{g} \right)$$

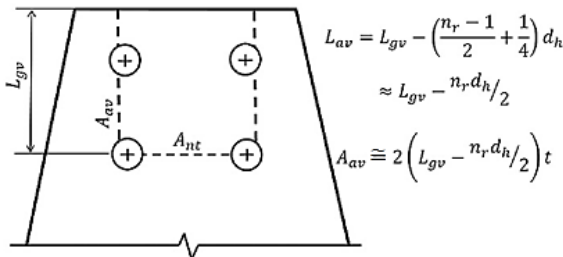
که A_{gv} سطوح برشی فعال^۴ است که در شکل (۱) نمایش داده شده است و با رابطه (۵) نیز محاسبه می‌گردد.

$$A_{av} = 2(L_{av})t \quad (۵)$$

که در آن:

$$L_{av} = L_{gv} + \left(\frac{n_r - 1}{2} + 0.25 \right) d_h \quad (۶)$$

که t ضخامت قطعه، d قطر پیچ، L_{gv} طول سطح ناخالص برش فعال^۵، L_{av} طول سطح خالص برش فعال^۱، و n_r تعداد پیچ‌های موجود در مسیر سطح برشی است.



شکل ۱- سطوح برش فعال در مطالعه Teh و Uz [۱۴]

از طرفی با توجه به اینکه روابط پیشنهادی ته و یازیکی [۲] برای فولادهای سرد نورد شده است و این فولادها در مقایسه با فولادهای گرم نورد شده دارای شکل پذیری و نسبت F_u/F_y کمتری هستند [۸]، بنابراین اگر رابطه (۴) را بر اساس رابطه (۷) که توسط Teh و Uz [۱۴] برای فولادهای گرم نورد شده پیشنهاد شده است، جایگذاری کنیم، رابطه (۸) را خواهیم داشت که برای فولاد گرم نورد شده با مد گسیختگی برش قالبی دارای سطوح مورب خواهد بود.

$$P_u = 0.6F_u A_{av} + F_u A_{nt} \quad (۷)$$

$$P_u = 0.6F_u A_{av} + F_u t \left[\sum \left[g - d_h + \frac{S^2}{4g + 2d_h} \right] \right] \cdot \left(0.9 + \frac{0.1d}{g} \right) \quad (۸)$$

مماس بر محیط سوراخ پیچ‌ها می‌باشد. لذا برای حالت حدی تسلیم، از سطح مقطع ناخالص و برای حالت حدی گسیختگی از سطح مقطع خالص، استفاده می‌نماید. همچنین این آیین نامه تنش برشی موثر حد تسلیم را ($0.6F_y$) فرض می‌کند که از روی مطالعات آماری و نتایج آزمایشگاهی بدست آمده است. این مقدار اندکی بیشتر از مقدار معیار تسلیم فون میسر یعنی ($F_y/\sqrt{3}$)، می‌باشد. بر اساس این استاندارد رابطه ارایه شده برای برش قالبی به شرح زیر است:

$$P_u = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (۱)$$

که A_{nt} سطح مقطع خالص تحت کشش، A_{nv} سطح مقطع خالص تحت برش، A_{gv} سطح مقطع ناخالص تحت برش، F_y تنش تسلیم فولاد، F_u تنش نهایی فولاد و U_{bs} عامل کاهش مقاومت است که توزیع تنش کششی غیریکنواخت را لحاظ می‌کند.

برای مواردی که سطوح مورب در مسیر شکست برش قالبی وجود داشته باشند، سطح خالص کششی محدوده برش قالبی با استفاده از قاعده ($S^2/4g$) با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$A_{nt} = \sum \left[g - d_h + \frac{S^2}{4g} \right] t \quad (۲)$$

که S برابر فاصله طولی سوراخ‌ها، g برابر فاصله عرضی سوراخ‌ها، d_h قطر سوراخ پیچ و t ضخامت قطعه است.

در صورت جایگذاری رابطه (۲) در رابطه (۱) برای حالات گسیختگی برش قالبی دارای سطوح مورب داریم:

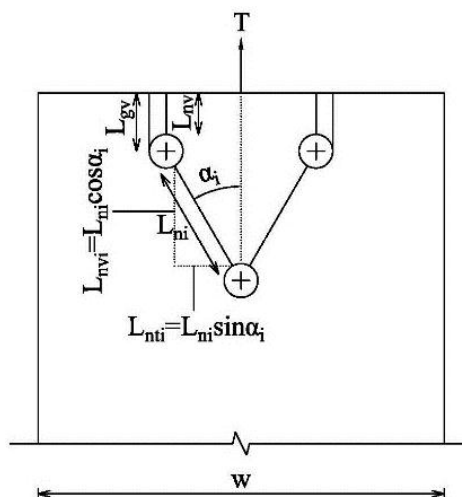
$$P_u = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u t \left[\sum \left[g - d_h + \frac{S^2}{4g} \right] \right] \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u t \left[\sum \left[g - d_h + \frac{S^2}{4g} \right] \right] \quad (۳)$$

۲-۲- رابطه پیشنهادی Teh و Yazici (۲۰۱۳)

روابط پیشنهادی Teh و Yazici [۲] برای اتصالات پیچی در ورق‌های فولادی سرد نورد شده با مد گسیختگی برش قالبی دارای سطوح مورب است که بر پایه رابطه پیشنهادی Teh و Clements [۱۲] برای مد گسیختگی مقطع خالص^۳ در مسیر مورب، شکل گرفته است. در این روابط برای محاسبه استحکام سطوح برشی محدوده برش قالبی از تعریفی موسوم به سطوح برش فعال استفاده می‌شود. سطح برش فعال اولین بار در مقاله‌ای توسط Teh و Clements [۱۳] معرفی شد. مکانیزم‌های شکستی که Teh و Yazici [۲] بدان اعتقاد دارند عبارتند از مکانیزم شکست سطوح مورب به همراه تسلیم سطوح برشی و

۲-۳- رابطه پیشنهادی Samimi و همکارانش (۲۰۱۶)

رابطه پیشنهادی Samimi و همکارانش [۱] بر پایه مکانیزم‌های شکست استاندارد AISC 2016 [۱۰] و روش تصویر سطوح بنا نهاده شده است که برای مواردیکه در مسیر شکست برش قالبی سطوح مورب موجود باشد، کاربرد دارد. بنابراین با بهره گیری از روش تصویر سطوح، مکانیزم‌های شکست عبارت خواهند بود از، گسیختگی سطوح مورب که شامل گسیختگی کششی در تصویر سطوح مورب در راستای عمود بر امتداد بارگذاری A_{nti} و گسیختگی برشی در تصویر سطوح مورب در راستای موازی با امتداد بارگذاری A_{nvi} به همراه گسیختگی برشی در سطوح مورب موازی با امتداد بارگذاری A_{nv} و یا تسلیم برشی در سطوح مورب موازی با امتداد بارگذاری A_{gv} . تصویر سطوح مورب در راستای موازی با امتداد بارگذاری A_{nvi} و عمود بر امتداد بارگذاری A_{nti} با توجه به شکل (۲) از رابطه (۹) بدست می‌آید:



شکل ۲- نمایش تصویر سطوح مورب در راستای موازی و عمود بر امتداد بارگذاری مطالعه مرجع [۱]

$$P_{us} = 0.6F_u A_{nv} + 0.6F_u A_{nvi} + U_{bs} F_u A_{nti} \leq \quad (9)$$

$$0.6F_y A_{gv} + 0.6F_u A_{nvi} + U_{bs} F_u A_{nti}$$

$$A_{nti} = tL_{nti} = tL_{ni} \sin \alpha_i \quad (10)$$

$$A_{nvi} = tL_{nvi} = tL_{ni} \cos \alpha_i \quad (11)$$

که باتوجه به شکل (۲)، زاویه حاده بین سطوح مورب با امتداد بارگذاری است، L_{nti} تصویر طول مسیر مورب در راستای عمود بر امتداد بارگذاری است، L_{nvi} تصویر طول مسیر مورب در راستای موازی با امتداد بارگذاری است،

L_{nv} طول سطح خالص برشی است و L_{gv} طول سطح ناخالص برشی است.

۳- مطالعه آزمایشگاهی و نتایج آزمایشات

۳-۱- مشخصات هندسی و مصالح نمونه‌ها

در این تحقیق ۸ نمونه صفحه اتصال پیچی با مصالح ST37-2 مطابق استاندارد DIN17100 [۱۵]، تحت بار محوری کششی، مورد آزمایش قرار گرفتند. ضخامت تمامی نمونه‌ها برابر ۴ میلی متر است. مشخصات مکانیکی مصالح نمونه‌های آزمایش از طریق آزمون استانداردکشش، بر اساس استاندارد ASTM A370 [۱۶] بدست آمد. لذا ۳ آزمون دمبلی شکل در جهت عرضی (راستای عمود بر نور)، ساخته شد. هر ۳ آزمون دمبلی شکل دارای عرض ۱۲/۵ میلیمتر و طول دهنه (گیج) ۵۰ میلیمتر بودند. مقدار استحکام تسلیم مصالح نمونه‌ها از روش افست کرنش ۰/۲ درصد محاسبه گردید. همچنین برای بدست آوردن تنش و کرنش حقیقی زمان شکست، سطح مقطع اولیه و سطح مقطع نهایی پس از شکست نمونه‌ها اندازه گیری شد. میانگین تنش تسلیم (F_y)، تنش نهایی (F_u)، مدول الاستیسیته (E)، کرنش سخت شدگی (ϵ_H)، کرنش در تنش نهایی ϵ_u ، سطح مقطع اولیه A_I ، سطح مقطع پس از شکست A_F و بار شکست P_F نمونه های آزمایش در جدول (۱) لیست شده است. همچنین بخاطر اینکه در این مقاله از نتایج آزمایشات مرجع [۱]، استفاده شده است، مشخصات مکانیکی مصالح نمونه‌های آزمایش آنها نیز در جدول (۱) آورده شده است.

تمامی پیچ‌های مصرفی در آزمایش از رده ۱۰/۹ (معادل A490 در استاندارد ASTM)، تحت استاندارد خواص مکانیکی DIN EN-14399-4 [۱۷] بودند. همچنین برای تمامی مهره‌ها و واشرها نیز از رده ۱۰ تحت استاندارد خواص مکانیکی به ترتیب DIN EN-14399-4 [۱۷] و DIN EN-14399-6 [۱۸] استفاده شد.

۳-۲- ست-آپ آزمایش و آرایش نمونه‌ها

جهت اعمال بار کششی محوری به نمونه‌های آزمایش از ستاپ آزمایش بکار رفته در مطالعه Zeynali و همکارانش [۱۹] استفاده شد که در تصویر (الف) شکل (۳) نشان داده شده است. بطوریکه در آن برای ایجاد نیروی محوری کششی در نمونه‌های آزمایش، از دو جک فشاری استفاده گردید. این دو جک به وسیله المان‌های فاصله انداز، به تیر-ستون با تکیه گاه گیردار



جدول ۱- مشخصات مکانیکی مصالح نمونه‌های آزمایشگاهی حاصل از آزمون استاندارد کشش

نوع مصالح	مرجع گزارش	موقعیت نمونه‌گیری	ضخامت مقطع (mm)	تنش تسلیم (MPa)	تنش نهایی (MPa)	مدول الاستیسیته (GPa)	کرنش سخت‌شدگی (%)	کرنش در تنش نهایی (%)	سطح مقطع اولیه (mm ²)	سطح مقطع پس از شکست (mm ²)	بار شکست (kN)
صفحه اتصال ST37-2	مقاله حاضر	جهت عرضی	۴/۰	۲۹۴/۰	۳۹۹/۳	۲۰۲/۶	۱/۷۲	۱۷/۳	۴۹/۸۸	۱۷/۹۴	۱۳/۷۳
صفحه اتصال ST37-2	مرجع [۱]	جهت عرضی	۴/۰	۲۷۱/۱	۳۸۹/۹	۲۰۰/۶	۲/۱۶	۱۸/۶	۵۰/۱۶	۱۷/۴۱	۱۲/۹۴
ناودانی نمره ۱۲		جان	۶/۹	۲۸۱/۴	۴۰۶/۸	۲۰۵/۴	۲/۰۴	۱۹/۵	۸۶/۴۰	۳۳/۸۵	۲۶/۸۴
ناودانی نمره ۱۴		جان	۷/۰	۲۹۳/۰	۴۰۶/۲	۲۰۷/۲	۲/۱۰	۱۹/۹	۸۷/۲۲	۳۳/۸۳	۲۶/۲۹
ناودانی نمره ۱۶		جان	۷/۵	۲۹۷/۹	۴۱۲/۹	۲۰۶/۲	۱/۷۲	۱۶/۷	۹۴/۵۰	۳۷/۶۷	۲۹/۴۸
ناودانی نمره ۱۸		جان	۸/۰	۳۱۸/۴	۴۳۵/۰	۲۰۵/۸	۱/۸۱	۱۷/۷	۱۰۰/۵۶	۳۸/۸۱	۳۳/۶۰

استفاده شد (صفحه تکیه گاهی)^۹ که از یک طرف به بخش تکیه گاهی نمونه متصل بود و از طرف دیگر به وسیله صفحه کمکی اتصال، به جان تیر-ستون با تکیه گاه گیر دار اتصال داشت. همچنین برای انتقال بار محوری کششی به نمونه‌ها از صفحه انتقال بار^{۱۰} استفاده شد که از یک طرف به بخش مورد بررسی در نمونه آزمایش متصل بود و از طرف دیگر به وسیله صفحه کمکی اتصال، به صفحه متصل به جان تیر-ستون با تکیه گاه غلطکی اتصال داشت. صفحه انتقال بار، صفحه تکیه گاهی و همچنین صفحات کمکی اتصال دارای ضخامت ۲۰ میلی متر بودند و ضخامت صفحات متصل به جان تیر-ستون‌ها برابر ۴۰ میلی متر انتخاب شدند و همگی آنها از فولاد نوع ST52-3 مطابق استاندارد DIN EN 17100 [۱۵] بودند. نحوه انتقال بار به کمک صفحات اتصال به صورت شماتیک در تصویر (ج) شکل (۳) قابل مشاهده است که در آن جزئیات هندسی نمونه‌های آزمایش نیز ارائه شده است.

نمونه‌های آزمایش، بر اساس تعداد پیچ‌های اتصال‌شان در دو گروه دسته بندی شدند. به طوریکه نیمی از آنها با ۳ پیچ (آرایش یافته در دو دریف) اتصال یافتند و نیم دیگر برای بررسی تاثیر افزایش طول اتصال در شکست برش قالبی با مسیر مورب، با ۵ پیچ (آرایش یافته در سه دریف) متصل شدند. به علت اینکه هدف از این مقاله، مطالعه متغیرهای آزمایشات روی پدیده گسیختگی برش قالبی بوده است، بنابراین در انتخاب نمونه‌های آزمایش سعی شد تا امکان شکست نوع برش قالبی نسبت به انواع دیگر شکست، محتمل‌تر باشد. در جدول (۲) ابعاد هندسی نمونه‌های آزمایش لیست شده است.

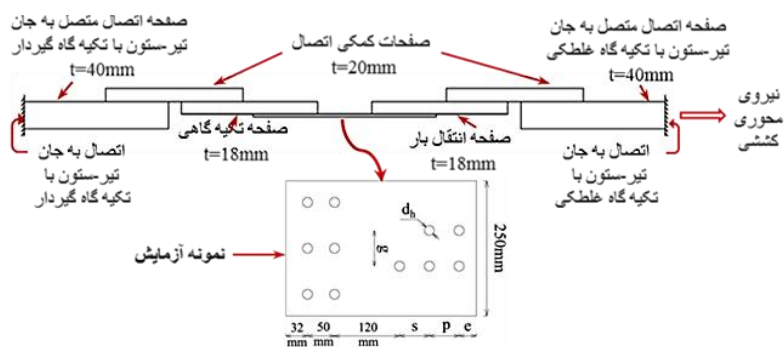
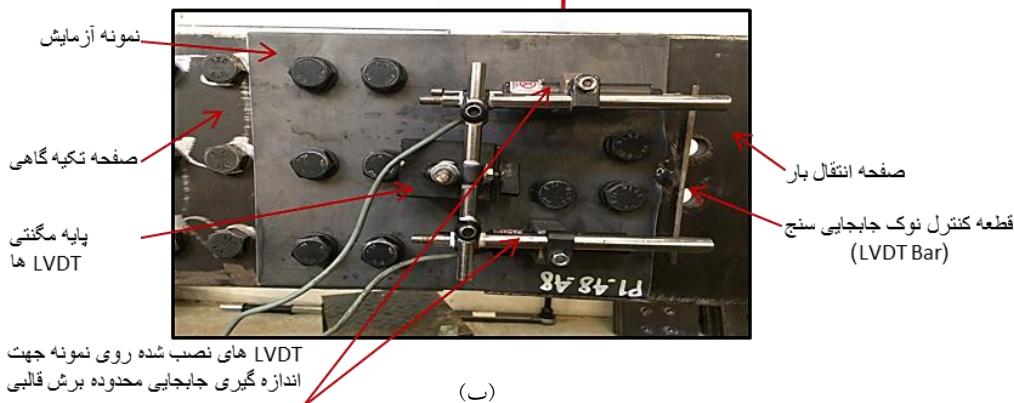
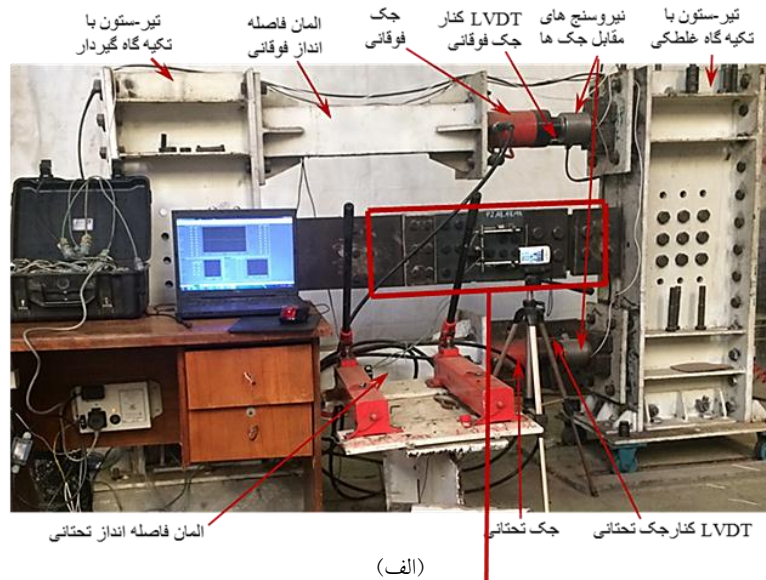
متصل شدند و با هل دادن تیر-ستون با تکیه گاه غلطکی، بار محوری کششی را در نمونه‌های آزمایش ایجاد می‌کنند. اندازه گیری لحظه‌ای بار، به وسیله Load Cellهایی که روبروی جک‌ها، بروی تیر-ستون با تکیه گاه غلطکی متصل می‌شوند، امکان پذیر شد. همچنین برای کنترل مقدار Course لحظه‌ای جک‌ها در حین بارگذاری، یک جابجایی سنج در کنار هر جک نصب شد. برای اجتناب از ایجاد هر گونه برون محوری در بار کششی نمونه‌های آزمایش، اعضای ستاپ بارگذاری با دقت بالایی در محل مناسب‌شان قرار داده شدند. برای تمامی نمونه‌ها سرعت بارگذاری برابر ۱ mm/min لحاظ گردید. برای اندازه گیری جابجایی محدوده برش قالبی از دوجابجایی سنج (LVDT)^{۱۱} استفاده گردید که در تصویر (ب) شکل (۳) نشان داده شده است. برای نصب LVDT روی نمونه‌های آزمایش، از یک پایه مگنتی استفاده شد که با فاصله ۴۸ میلی‌متر از اولین ردیف پیچ‌ها روی نمونه‌ها نصب شد و در انتهای نمونه یک محدود کننده جابجایی (موسوم به نوار LVDT)^{۱۲} به شکل T به وسیله چسب نصب گردید تا امکان اندازه گیری با LVDT فراهم گردد. مقدار فاصله قرارگیری پایه LVDT، مشابه مطالعات Samimi و همکارانش [۱] و Zeynali و همکارانش [۱۹ و ۲۰]، ۳ برابر قطر پیچ از اولین ردیف پیچ‌ها به عنوان نقطه مبنا برای اندازه گیری جابجایی محدوده برش قالبی است. در این حد فاصل از اولین ردیف پیچ‌ها، تنش‌های تقریباً یکنواخت ایجاد می‌شود که از نتایج بررسی‌های مقدماتی به روش اجزای محدود بدست آمده است.

برای اتصال بخش تکیه گاهی نمونه‌ها از صفحه اتصالی



با آچار معمولی سفت شدند^{۱۲} تا نیروی اصطکاک نتواند اثرات محسوسی بر نتایج بگذارد و عملکرد اتصالات به صورت اتکایی^{۱۳} باشد. همچنین به علت استفاده از نتایج آزمایشات Samimi و همکارانش [۱]، در جدول (۳) ابعادهندسی نمونه‌های آزمایش آنها نیز لیست شده است.

سوراخکاری نمونه‌ها از نوع سوراخ استاندارد بود که با استفاده از روش مته^{۱۱} و ۲ میلی‌متر بزرگتر از قطر پیچ‌ها یعنی برابر ۱۸ میلی‌متر انجام شد. در تمامی آزمایشات در قسمت زیر سر آچار خور پیچ و زیر مهره از واشر استفاده شده و تمامی پیچ‌های نمونه‌های آزمایش بدون ایجاد نیروی پیش تنیدگی بوسیله دست



شکل ۳- جزئیات نحوه آزمایش، (الف) ستاپ آزمایش (Test set-up)، (ب) جزئیات نصب LVDTها روی نمونه آزمایش، و (ج) شماتیک نحوه اعمال بار و جزئیات هندسی نمونه‌ها

جدول ۲- ابعاد هندسی نمونه‌های آزمایش

نام نمونه	شکل مقطع	ضخامت مقطع (mm)	تعداد پیچ	زاویه (α_i°)	g (mm)	e (mm)	p (mm)	s (mm)
P1-48-48	صفحه اتصال	۴/۰	۳	۴۵	۴۸	۳۲	-	۴۸
P1-57-48								
P1-55-55								
P1-66-55								
P1-48-48/48								
P1-57-48/48								
P1-55-55/55								
P1-66-55/55								

جدول ۳- ابعاد هندسی نمونه‌های آزمایش Samimi و همکارانش [۱]

نام نمونه	شکل مقطع	ضخامت مقطع (mm)	قطر سوراخ (mm)	تعداد پیچ	زاویه (α_i°)	g (mm)	e (mm)	p (mm)	s (mm)	L_{gi} (mm)
P-M12-333	صفحه اتصال	۴/۰	۱۴	۳	۳۰	۱۸	۲۴	-	۳۶	۳۶
P-M12-343										
P-M12-353										
P-M12-533										
Ch120-M12-333	ناودانی	۶/۹	۱۴	۵	۳۰	۱۸	۲۴	۳۶	۳۶	۳۶
Ch120-M12-533										
Ch140-M12-333										
Ch140-M12-533										
P-M16-333	صفحه اتصال	۴	۱۸	۳	۳۰	۲۴	۳۲	-	۴۸	۴۸
P-M16-343										
P-M16-353										
P-M16-533										
Ch160-M12-333	ناودانی	۷/۵	۱۸	۵	۳۰	۲۴	۳۲	۴۸	۴۸	۴۸
Ch160-M12-533										
Ch180-M12-333										
Ch180-M12-533										

*توجه: برای نمونه‌های ناودانی اندازه ضخامت مربوط به بخش جان مقطع است و زاویه α_i° به نزدیکترین عدد گرد شده است.

۳-۳- نتایج آزمایش و بحث

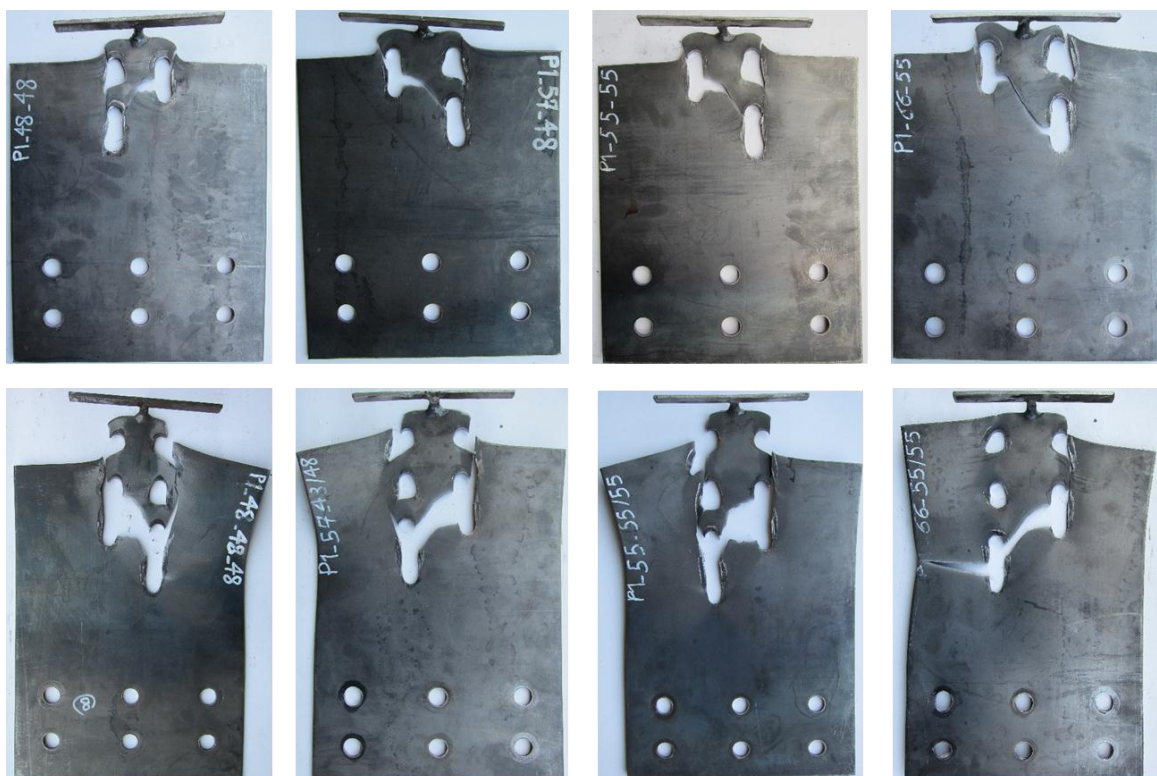
در تمامی نمونه‌های آزمایش، بارگذاری کششی تا زمان شکست کامل و جدا شدن کامل قسمت شکسته شده، ادامه یافت. در شکل (۴) لحظه پس از شکست برای تمامی نمونه‌های آزمایش، نشان داده شده است. شکست تمامی نمونه‌های آزمایش در حالت گسیختگی برش قالبی بوده است. در لحظه حداکثر استحکام قطعه، گلوبی شدن سطح مورب به صورت یکنواخت در کل این سطح نمی‌باشد بلکه در سمت نزدیک به لبه قطعه، گلوبی شدن زودتر رخ می‌دهد (تصویر شماره (۲) در

شکل (۵))، و با شروع شکست در یک سوی سطح مورب، کاهش استحکام قطعه مشاهده شد (تصویر شماره (۳) در شکل (۵)). همزمان با انتشار شکست سطوح مورب، گلوبی شدن غیر یکنواخت در کل سطح مورب شکل گرفت (تصویر شماره (۴) در شکل (۵)). شکست سطح برشی ابتدا در یکی از سطوح برشی لبه قطعه مشاهده شد (تصویر شماره (۵) در شکل (۵)). با شکل گیری شکست در کل سطوح برشی محدوده برش قالبی، گسیختگی برش قالبی شکل گرفت (تصویر شماره (۶) در شکل (۵)). نتایج مشاهدات آزمایشگاهی حاکی از

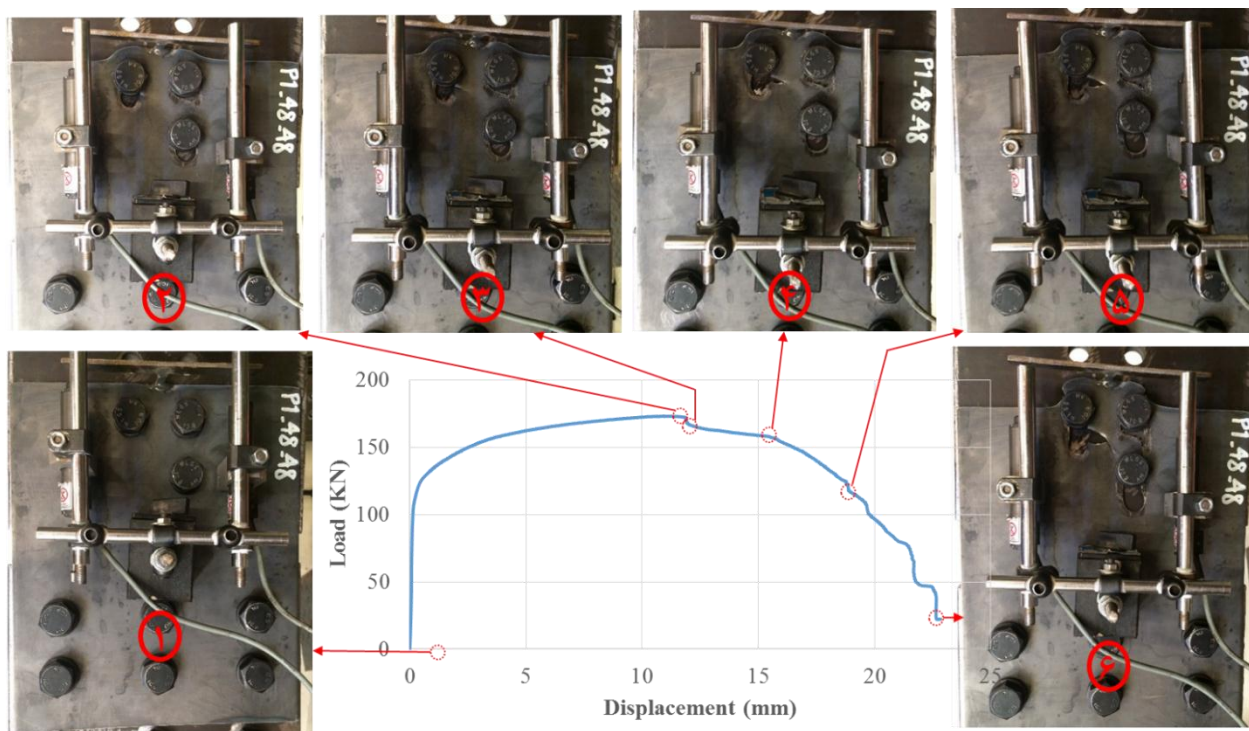
دارد که در تحقیقات دیگر هم به این موضوع اشاره شده است [۱، ۱۸، ۱۹]. محافظه کاری روابط این استاندارد، با کاهش طول اتصال نیز افزایش می‌یابد. رابطه (۸) که از ترکیب روابط پیشنهادی تحقیقات [۲] و [۱۴]، برای شکست قالبی مورب فولاد گرم نورد شده، حاصل شده است نیز با دارا بودن بیشترین ضریب تغییرات در بین روابط بررسی شده (با مقدار ۰/۰۶۵)، به طور محافظه کارانه پیش بینی‌های استحکام را ارائه می‌دهد. به طوریکه میانگین نسبت پیش بینی‌های استحکام توسط این رابطه به نتایج آزمایشگاهی برای نمونه‌های با الگوی شکست مورب برابر ۰/۸۵ است. این در حالی است که بنابر اظهارات Zeynali و همکارانش [۱۹] برای نمونه‌های با الگوی شکست غیرمورب، رابطه پیشنهادی Teh و Uz [۱۴] (رابطه (۸))، نتایج پیش بینی‌های استحکام نمونه‌ها را غیر محافظه کارانه ارائه می‌دهد که در این موارد نیز با افزایش طول اتصال، این غیرمحافظه کاری هم افزایش می‌یابد. همچنین رابطه پیشنهادی Samimi و همکارانش [۱] که برای موارد شکست برش قالبی با الگوی مورب است، با دارا بودن میانگین نسبت پیش بینی‌های استحکام توسط این رابطه به نتایج آزمایشگاهی، برابر ۰/۹۵ و ضریب تغییرات ۰/۰۳۷، بیشترین دقت را در بین سایر روابط بررسی شده، دارا است.

آن است که در تمامی نمونه‌های با الگوی سوراخ مورب، شکست نامتقارن برش قالبی رخ داده است. علت این پدیده به موجب خروج از مرکزیت اتصال است که سبب ایجاد اختلاف در مرکز سختی اتصال با مرکز بارگذاری شده است و این امر باعث توزیع تنش‌های محدوده برش قالبی به صورت غیر یکنواخت شده است.

در جداول (۴) و (۵) بار نهایی آزمایشگاهی (P_{exp}) و همچنین نسبت استحکام گسیختگی برش قالبی پیش بینی شده توسط روابط به بارنهایی آزمایشگاهی^{۱۴} (P_{pred}/P_{exp})، برای نمونه‌های آزمایش به ترتیب ۳ پیچ و ۵ پیچ (آرایش یافته به ترتیب در ۲ و ۳ ردیف) دارای سطوح مورب با اتصال دارای خروج از مرکزیت، قابل مشاهده است. همچنین مقایسه نتایج روابط برای نمونه‌های ۳ پیچ و ۵ پیچ (به ترتیب آرایش یافته در ۲ و ۳ ردیف) مطالعه Samimi و همکارانش [۱] که با شکست برش قالبی دارای سطوح مورب متقارن همراه بود، به ترتیب در جداول (۶) و (۷) آورده شده است. در جدول (۸) نیز نتیجه کلی مقایسه روابط برای تمامی نمونه‌های با الگوی سوراخ مورب ارائه شده است. ارزیابی نتایج پیش بینی روابط، نقاط ضعف و قوت آنها را مشخص کرده است. بطوریکه رابطه استاندارد AISC 2016 [۱۰]، محافظه کارانه ترین پیش بینی‌ها را



شکل ۴- تصاویر شکست نمونه‌های آزمایش



شکل ۵- منحنی بار-جابجایی و تصاویر شکل گیری شکست در نمونه نوعی p1-48-48 با الگوی سوراخ مورب با اتصال دارای خروج از مرکزیت

جدول ۴- مقایسه نتایج استحکام نهایی حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی مقاله حاضر، با الگوی سوراخ مورب با اتصال دارای خروج از مرکزیت
۳ پیچ و نتایج پیش بینی روابط

نسبت نتایج پیش بینی روابط به نتایج آزمایشگاهی (P_{pred}/P_{exp})			استحکام نهایی آزمایشگاهی (kN)	نام نمونه
رابطه (۹)	رابطه (۸)	رابطه (۳)		
[۱]	[۲ و ۱۴]	AISC 2016 [۱۰]	۱۶۷/۲	P1-48-48
۰/۹۴	۰/۹۰	۰/۸۰	۱۸۲/۶	P1-57-48
۰/۹۲	۰/۸۸	۰/۷۸	۱۸۸/۱	P1-55-55
۰/۹۶	۰/۹۰	۰/۸۱	۲۰۸/۱	P1-66-55
۰/۹۳	۰/۸۸	۰/۷۸	میانگین	
۰/۹۴	۰/۸۹	۰/۷۹	ضریب تغییرات	
۰/۰۱۶	۰/۰۱۳	۰/۰۱۸		

جدول ۵- مقایسه نتایج استحکام نهایی حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی مقاله حاضر، با الگوی سوراخ مورب با اتصال دارای خروج از مرکزیت
۵ پیچ و نتایج پیش بینی روابط

نسبت نتایج پیش بینی روابط به نتایج آزمایشگاهی (P_{pred}/P_{exp})			استحکام نهایی آزمایشگاهی (kN)	نام نمونه
رابطه (۹)	رابطه (۸)	رابطه (۳)		
[۱]	[۲ و ۱۴]	AISC 2016 [۱۰]	۲۴۴/۵	P1-48-48/48
۰/۹۰	۰/۹۲	۰/۸۰	۲۶۱/۲	P1-57-48/48
۰/۸۹	۰/۹۰	۰/۷۹	۲۷۸/۴	P1-55-55/55
۰/۹۳	۰/۹۳	۰/۸۳	۳۰۲/۶	P1-66-55/55
۰/۹۰	۰/۸۹	۰/۸۰	میانگین	
۰/۹۰	۰/۹۱	۰/۸۰	ضریب تغییرات	
۰/۰۱۷	۰/۰۱۵	۰/۰۱۹		

جدول ۶- مقایسه نتایج استحکام نهایی حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال یافته با الگوی سوراخ مورب ۳ پیچ Samimi و همکارانش [۱] و نتایج پیش بینی روابط

نام نمونه	نسبت نتایج پیش بینی روابط به نتایج آزمایشگاهی (P_{pred}/P_{exp})			استحکام نهایی آزمایشگاهی (kN)
	رابطه (۹)	رابطه (۸)	رابطه (۳)	
	[۱]	[۲ و ۱۴]	AISC 2016 [۱۰]	
P-M12-333	۰/۹۸	۰/۷۷	۰/۸۳	۱۰۳/۴
P-M12-343	۰/۹۹	۰/۷۸	۰/۷۹	۱۰۸/۷
P-M12-353	۰/۹۹	۰/۸۳	۰/۸۲	۱۱۲/۱
Ch120-M12-333	۱/۰۰	۰/۷۹	۰/۸۵	۱۸۲/۵
Ch140-M12-333	۰/۹۹	۰/۷۸	۰/۸۴	۱۸۷/۳
P-M16-333	۰/۹۹	۰/۷۹	۰/۸۵	۱۳۷/۸
P-M16-343	۰/۹۷	۰/۷۷	۰/۷۷	۱۵۰/۵
P-M16-353	۰/۹۶	۰/۸۱	۰/۷۹	۱۵۷/۰
Ch160-M16-333	۱/۰۱	۰/۷۹	۰/۸۶	۲۳۱/۱
Ch180-M16-333	۰/۹۸	۰/۷۷	۰/۸۳	۳۱۵/۹
میانگین				
ضریب تغییرات				
	۰/۹۹	۰/۷۹	۰/۸۲	
	۰/۰۱۴	۰/۰۲۴	۰/۰۳۵	

جدول ۷- مقایسه نتایج استحکام نهایی حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال یافته با الگوی سوراخ مورب ۵ پیچ Samimi و همکارانش [۱] و نتایج پیش بینی روابط

نام نمونه	نسبت نتایج پیش بینی روابط به نتایج آزمایشگاهی (P_{pred}/P_{exp})			استحکام نهایی آزمایشگاهی (kN)
	رابطه (۹)	رابطه (۸)	رابطه (۳)	
	[۱]	[۲ و ۱۴]	AISC 2016 [۱۰]	
P-M12-533	۰/۹۷	۰/۹۰	۰/۸۶	۱۴۸/۲
P-M16-533	۰/۹۵	۰/۸۹	۰/۸۵	۲۰۴/۰
Ch120-M12-533	۰/۹۱	۰/۸۶	۰/۸۲	۲۸۱/۵
Ch140-M12-533	۰/۹۲	۰/۸۷	۰/۸۲	۲۸۲/۴
Ch160-M16-533	۰/۹۳	۰/۸۷	۰/۸۳	۴۱۵/۶
Ch180-M16-533	۰/۹۷	۰/۹۰	۰/۸۶	۴۴۹/۷
میانگین				
ضریب تغییرات				
	۰/۹۴	۰/۸۸	۰/۸۴	
	۰/۰۲۴	۰/۰۲۳	۰/۰۲۴	

جدول ۸- مقایسه نتایج استحکام نهایی کل نمونه‌های با الگوی سوراخ مورب و اتصال دارای خروج از مرکزیت و بدون خروج از مرکزیت بررسی شده در جداول (۴)، (۵)، (۶) و (۷)

کل نمونه‌های مورب	نسبت نتایج پیش بینی روابط به نتایج آزمایشگاهی (P_{pred}/P_{exp})		
	رابطه (۹)	رابطه (۸)	رابطه (۳)
	[۱]	[۲ و ۱۴]	AISC 2016 [۱۰]
میانگین	۰/۹۵	۰/۸۵	۰/۸۲
ضریب تغییرات	۰/۰۳۷	۰/۰۶۵	۰/۰۳۴

مدل‌سازی‌های ۳ بعدی به روش اجزای محدود غیرخطی به وسیله نرم افزار Abaqus 6.11 [۲۱] انجام شد. بر این اساس با در نظر گرفتن هم زمان رفتار غیرخطی مصالح و هندسه عضو،

۴- مطالعه عددی به روش اجزاء محدود برای کسب اطلاعات بیشتر از جمله نحوه توزیع تنش‌ها و همچنین نحوه شکل گیری شکست در نمونه‌های آزمایش،

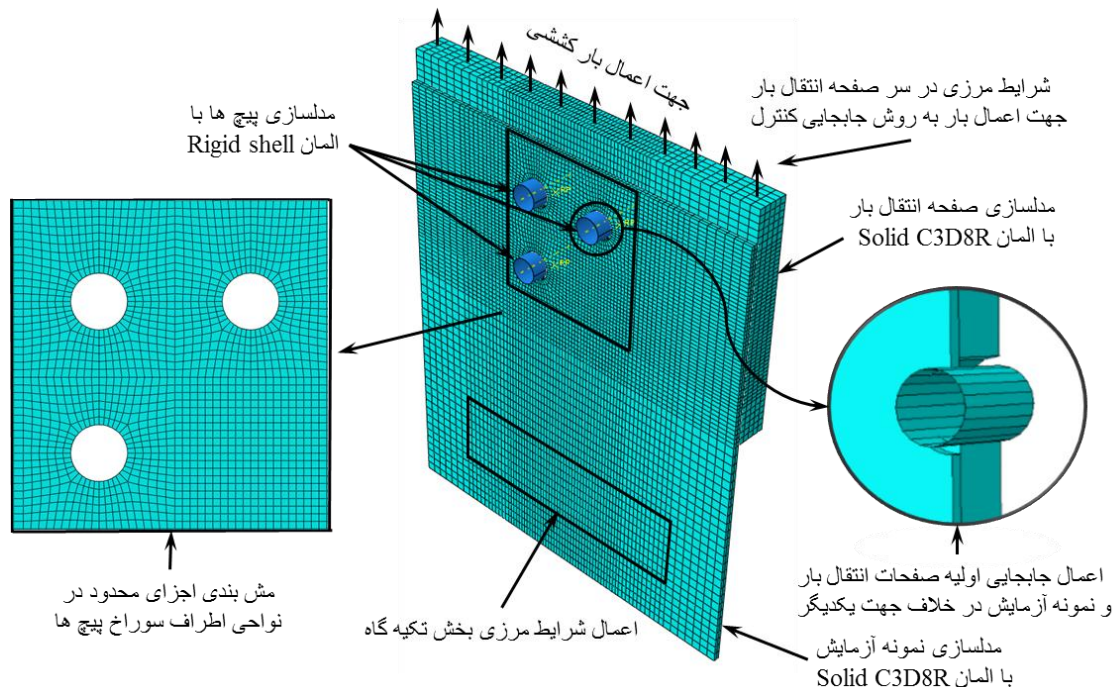


با استفاده از المان solid برای نمونه‌های آزمایش و همچنین صفحه انتقال بار و استفاده از المان Rigid برای پیچ‌های اتصال، با تحلیل صریح Dynamic/Explicit با افزایش نرخ بارگذاری به صورت جابجایی کنترل و به صورت شبه استاتیکی مدل‌سازی انجام شد. در مرحله مدل‌سازی نمونه‌ها سعی شد تا حد امکان مدل‌ها شبیه به نمونه‌های آزمایشگاهی باشد. بر این اساس در تمامی مدل‌سازی‌ها قطر سوراخ پیچ‌ها همانند نمونه‌های آزمایشگاهی ۲ میلی‌متر بزرگتر از قطر پیچ‌های اتصال لحاظ شد تا اثرات تمرکز تنش در سوراخ‌ها دقیق‌تر دیده شود. بدنه پیچ‌ها با اعمال جابجایی اولیه نمونه‌های آزمایش و صفحه انتقال بار در خلاف جهت هم به میزان ۱ میلی‌متر، به جداره سوراخ‌های قطعات تماس داده شد. برای انتقال بار از ورق با ضخامت ۲۰ میلی‌متر استفاده شد که با اعمال جابجایی افزایشی اعمال بار به نمونه‌ها به صورت جابجایی کنترل فراهم گردید.

بخش تکیه گاه نمونه با طول برابر با نمونه آزمایشگاهی مدل‌سازی گردید ولی به دلیل عدم بررسی بخش تکیه گاه نمونه‌ها، بجای مدل‌سازی صفحه تکیه گاهی و اتصال نمونه با پیچ در این بخش، شرایط مرزی اعمال شد [۱ و ۱۹]. لذا نقاط مابین پیچ‌های اتصال در بخش تکیه گاهی نمونه‌ها با بستن تمامی درجات آزادی، مدل‌سازی گردید. از آنجایی که اتصال تمامی نمونه‌ها دارای عملکرد اتکایی بوده است و پیچ‌ها

با دست و با آچار معمولی سفت شده بودند، بنابراین در مدل‌سازی آنها نیروی پیش تنیدگی پیچ‌ها و اثرات اصطکاک موجود بین اجزا و قطعات اتصال مدل‌سازی نشد. هر چند لحاظ کردن نیروی پیش تنیدگی و به تبع آن نیروی اصطکاک موجود در اتصالات اتکایی در مدل‌سازی‌ها، می‌تواند اثراتی را در پاسخ ظرفیتی نمونه‌ها اعمال کند، اما چشم پوشی از آن صرفه جویی زیادی را در زمان تحلیل به همراه خواهد داشت [۱۹]، بنابراین از تماس بدون اصطکاک^{۱۰} استفاده شد.

در تمامی مدل‌سازی‌ها برای مش بندی از المان مکعبی C3D8R استفاده شده است. برای دستیابی به ابعاد مناسب مش‌بندی چندین تحلیل صورت گرفت تا بتوان مناسب‌ترین ابعاد مش را برای بخش‌های مختلف نمونه یافت. این مهم برای دستیابی به نتایج دقیق‌تر و تشخیص بهتر مسیر شکست نمونه‌ها ضروری بوده است. برای این منظور به طور کلی در نواحی مرکز اتصال (نزدیک به سوراخ پیچ‌ها) المان‌بندی کوچک‌تر از نواحی دور از سوراخ پیچ‌ها انجام شد. نتایج حاکی از آن است که با مش‌های با ابعاد ۲/۵ میلی‌متر در نواحی نزدیک به سوراخ پیچ‌ها، مسیر شکست به درستی طی می‌شود و با تقریب مناسبی پاسخ ظرفیتی نمونه قابل دستیابی است. شکل (۶) جزئیات مدل‌سازی و مش‌بندی نوعی نمونه‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۶- جزئیات مدل‌سازی اجزای محدود و مش بندی نمونه‌ها

از آنجایی که در تحلیل‌های انجام شده رفتار و پاسخ ظرفیتی نمونه‌ها تا زمان شکست قطعه مورد نیاز بوده است، بنابراین مصالح نمونه‌ها وارد ناحیه غیر الاستیک خواهند شد. بنابراین برای چنین مواردی باید از مشخصات مصالح حقیقی استفاده کرد. لذا با در دست داشتن نتایج مشخصات مصالح مهندسی که از آزمون استاندارد کشش بدست آمده است، می‌توان به کمک روابط موجود، منحنی تنش- کرنش حقیقی را بدست آورد. به طوریکه برای ناحیه غیرالاستیک تا ناحیه شروع گلوئی شدن با فرض حجم ثابت، با استفاده از روابط زیر کرنش و تنش حقیقی بدست آمدند [۲۲]:

$$\varepsilon_{True} = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (12)$$

$$\sigma_{True} = \sigma_{nom}(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (13)$$

که در آن؛ ε_{True} کرنش حقیقی تا شروع گلوئی شدن، σ_{True} تنش حقیقی تا شروع گلوئی شدن، ε_{nom} و σ_{nom} به ترتیب کرنش و تنش مهندسی بدست آمده از آزمون استاندارد کشش است.

با توجه به اینکه بعد از شروع گلوئی شدن کرنش در سراسر طول گیج یکسان نیست و در ناحیه گلوگاه بیشینه است، لذا مقدار اندازه گیری شده کرنش مهندسی بین دو نقطه در طول گلوگاه، یک مقدار میانگین را به جای مقدار ماکزیمم ارایه می‌دهد. از این جهت با شروع گلوئی شدن، کرنش حقیقی نمی‌تواند از کرنش مهندسی با استفاده از رابطه (۱۲) محاسبه شود. به طور مشابه تنش حقیقی نیز نمی‌تواند در لحظه گلوئی شدن از رابطه (۱۳) محاسبه شود، زیرا این مقدار کرنش مهندسی (ε_{nom}) میانگین کرنش را بکار می‌برد. لذا کرنش و تنش حقیقی برای ناحیه گلوگاه بر اساس سطح مقطع لحظه ای و بار لحظه‌ای به ترتیب از روابط (۱۴) و (۱۵) می‌توان محاسبه نمود:

$$\varepsilon_{True}^N = \ln(A_I + A) \quad (14)$$

$$\sigma_{True}^N = \frac{P}{A} \quad (15)$$

که در آن؛ A_I سطح مقطع اولیه، A سطح مقطع لحظه ای و P سطح مقطع لحظه ای است. البته در صورت داشتن سطح مقطع لحظه‌ای (A) و بار لحظه‌ای (P) می‌توان روابط (۱۴) و (۱۵) را برای کل ناحیه غیر خطی بکار برد. اما در تحقیق حاضر، به علت اندازه گیری فقط سطح مقطع اولیه (A_I) و سطح مقطع شکست (A_F)، از روابط (۱۴) و (۱۵) تنها در محاسبه کرنش و تنش حقیقی شکست (σ_{True}^F و ε_{True}^F) استفاده گردید. از طرفی همانطور که توسط Bridgman [۲۳] در سال ۱۹۴۴ اشاره شد،

مقادیر زیاد گلوئی شدن منجر به ایجاد یک تنش کششی مماسی می‌شود که پیرامون ناحیه گلوئی تولید می‌شود. بنابراین حالت تنش اصلا تک محوری فرض نمی‌شود و رفتار ماده تحت تاثیر قرار می‌گیرد. بر این اساس می‌توان یک تصحیح تقریبی (B) بر پایه منحنی تجربی توسعه یافته توسط بریجمن ایجاد کرد که B را می‌توان با تخمین مناسبی از رابطه (۱۶) برای کرنش‌های حقیقی بین ۰/۱۵ الی ۳ محاسبه کرد [۲۴] و همچنین تنش تصحیح شده متناظر آن از رابطه (۱۷) بدست می‌آید:

$$B = 0.83 - 0.186 \log(\varepsilon_{True}^N) \quad (17)$$

$$\sigma_B = B \sigma_{True}^N \quad (18)$$

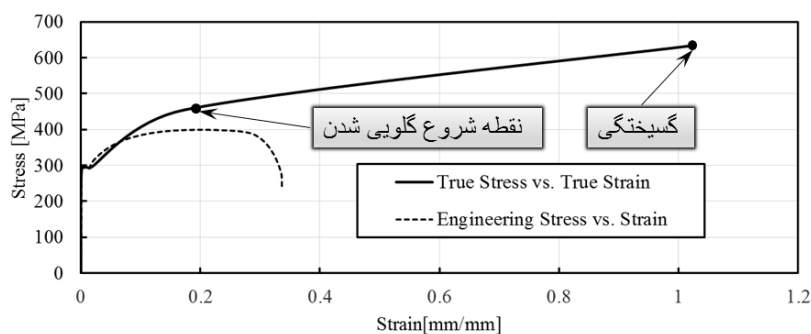
همچنین بدلیل آنکه در نرم افزار Abaqus کرنش خطی بر اساس مدول الاستیسیته در این ناحیه محاسبه می‌شود و برای معرفی ناحیه پلاستیک مقادیر کرنش پلاستیک با تفاضل آن از کرنش خطی محاسبه می‌شود، لذا مقدار (ε_{nom}/E) باید از مقادیر بدست آمده از روابط (۱۲) و (۱۴) کم شود.

منحنی تنش-کرنش مهندسی و حقیقی مصالح نمونه‌های آزمایش در شکل (۷) قابل مشاهده است. برای شبیه سازی شکست نمونه‌ها، تنظیمات نرم‌افزار به نحوی بود تا وقتی کرنش المانی به کرنش شکست برسد، آن المان حذف و ماتریس سختی دوباره تشکیل شود و تحلیل با فرض حذف (گسیختگی) آن المان ادامه می‌یابد. این کارکرد در نرم‌افزار Abaqus تحت عنوان Initiation Damage شناخته می‌شود. با توجه به بارگذاری محوری کششی برای نمونه‌ها این معیار ساده شکست می‌تواند بصورت مناسبی رفتار شکست نمونه‌ها را نشان دهد [۱ و ۱۹].

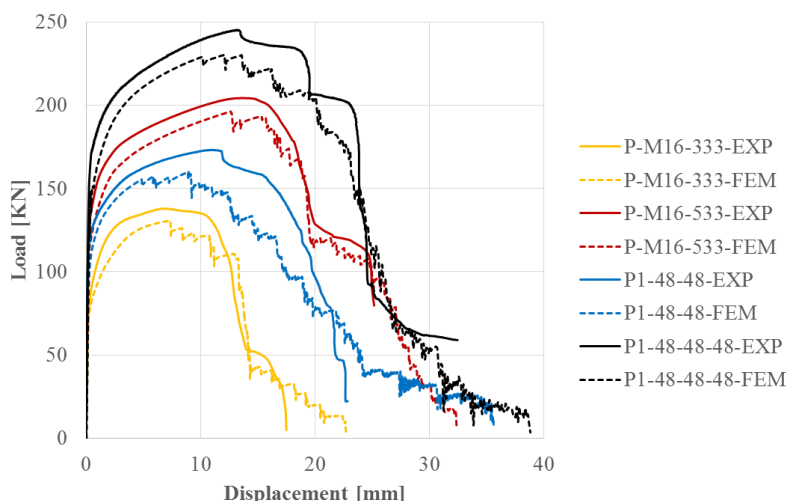
در منحنی‌های شکل (۸) مقایسه نتایج آنالیز اجزای محدود با نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی برای ۴ نمونه آورده شده است که دو نمونه از آنها مربوط به آزمایشات این مقاله می‌باشد و ۲ نمونه دیگر از نتایج آزمایشات Samimi و همکارانش [۱] است.

به طور کلی نتایج پیش بینی پاسخ‌های ظرفیتی حاصل از تحلیل اجزای محدود رضایت‌بخش است و نتایج پیش بینی نحوه شکل گیری و انتشار شکست تمامی نمونه‌ها با دقت مناسبی مشابه نمونه‌های آزمایشگاهی بوده است. به طوریکه همانند نمونه‌های آزمایشگاهی، حداکثر استحکام نمونه‌ها در لحظه گلوئی شدن سطوح کششی محدوده برش قالبی، مشاهده شده است. با ایجاد ترک در این سطوح، مقدار استحکام نمونه‌ها کاهش می‌یابد و با انتشار شکست در سطوح کششی و برشی محدوده برش قالبی، شکست کامل برش قالبی، شکل می‌گیرد.





شکل ۷- منحنی‌های تنش-کرنش مهندسی و حقیقی نمونه‌های آزمایش



شکل ۸- مقایسه منحنی‌های بار-جابجایی آزمایشگاهی و عددی نمونه‌های مقاله حاضر و مطالعه [۱]

سطح مورب برای نمونه‌های نوعی p1-48-48/48 و p1-48-48 در جداره سوراخ نزدیک‌تر به لبه قطعه، بیشتر از سوراخ دورتر از لبه قطعه، است که به ترتیب در شکل‌های (۹) و (۱۰) قابل مشاهده است. بر این اساس باید در پیش بینی استحکام این موارد از نمونه‌ها، اثرات توزیع تنش کششی غیریکنواخت در این سطوح، لحاظ شود.

۵- نتیجه گیری

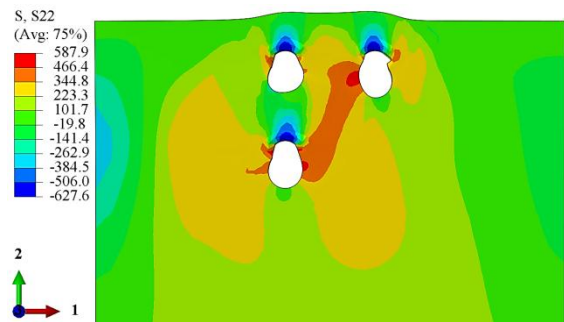
در این مقاله یک تحقیق آزمایشگاهی بر روی اعضای کششی فولادی اتصال یافته با پیچ‌های پرمقاومت، با الگوهای مختلف سوراخکاری با مد شکست برش قالبی انجام شد. اهداف اصلی این مقاله ارزیابی روابط مبتنی بر قاعده $(s^2/4g)$ و روش تصویر سطوح پیشنهادی Samimi و همکارانش (۲۰۱۶) و همچنین ارزیابی ضریب توزیع تنش کششی غیر یکنواخت برای موارد گسیختگی برش قالبی با الگوی شکست غیرمقارن، بوده است. بر این اساس ۸ نمونه آزمایشگاهی از مقاطع صفحه اتصال با فولاد نرمه ساختمانی تحت بارگذاری کششی قرار گرفتند.

نتایج تحلیل‌های اجزای محدود برای نمونه‌های مورب مقارن حاکی از آن است که سطوح مورب دارای تنش‌های برشی و کششی هستند و همانطور که توسط Samimi و همکارانش [۱] هم نشان داده شد، با توجه به مقدار زاویه این سطوح با امتداد بارگذاری، نسبت تنش‌های کششی و برشی در آن تغییر می‌کند. بنابراین با توجه به اینکه در مشاهدات آزمایشگاهی و همچنین در نتایج تحلیل اجزای محدود، در لحظه حداکثر استحکام نمونه‌ها، گلویی شدن این سطوح رخ می‌دهد و با شروع شکست در آن از استحکام قطعه کاسته می‌شود، بنابراین برای این سطوح مکانیزم شکست ترکیبی برشی و کششی در سطح خالص مورب رخ خواهد داد که می‌توان مقدار تنش‌های برشی و کششی سطوح مورب را از روش پیشنهادی Samimi و همکارانش [۱] محاسبه کرد. از سوی دیگر در نمونه‌های مورب غیر مقارن (نمونه‌های آزمایشگاهی مقاله حاضر)، به علت وجود خروج از مرکزیت بار با مرکز سختی در این نمونه‌ها، توزیع تنش کششی در سطوح مورب، به صورت غیر یکنواخت می‌باشد. بطوریکه تمرکز تنش‌های حقیقی کششی

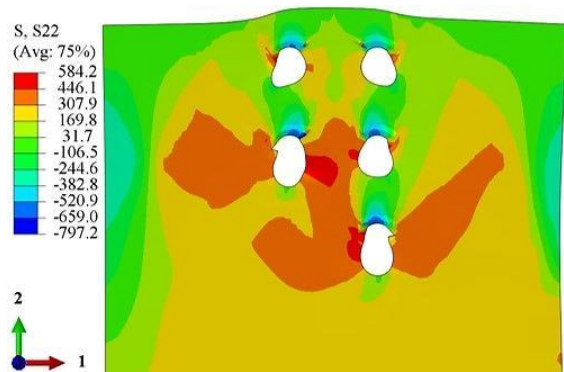
به طور کلی نتایج پیش بینی‌های استحکام توسط روابط، نشان می‌دهد که روش تصویر سطوح Samimi و همکارانش نسبت به قاعده $(s^2/4g)$ ، از دقت بالاتری برخوردار است. برای نمونه‌های با الگوی شکست قالبی مورب با اتصال دارای خروج از مرکزیت نیز، به دلیل وجود تنش‌های کششی غیریکنواخت، رابطه $(1 - e/l)$ (پیشنهاد شده توسط استاندارد AISC 2016) در محاسبات منظور شده است. رابطه $(1 - e/l)$ توانسته است به نحو مطلوبی اثرات بارگذاری خارج از مرکز را لحاظ کند. از طرفی با توجه به اینکه در مکانیزم‌های شکست پیشنهاد شده توسط استاندارد AISC 2016، پیش بینی‌های استحکام را به صورت محافظه کارانه ارائه می‌دهد و نظر به اینکه روش تصویر سطوح بر پایه این مکانیزم‌ها بنا نهاده شده است، بنابراین در روابط پیشنهادی صمیمی و همکاران نیز، این محافظه کاری در برخی از شرایط اتصال مشاهده می‌شود. به طوریکه در نتایج پیش بینی‌های استحکام نمونه‌هایی که با افزایش طول اتصال همراه بوده اند، محافظه کاری مشاهده شده است. محافظه کاری موجود در روش تصویر سطوح بدلیل مکانیزم‌های شکست ارائه شده توسط استاندارد AISC 2016 در محاسبه سهم سطوح برشی محدوده برش قالبی است. بنابراین در نمونه‌هایی که با افزایش طول اتصال همراه بوده اند، افزایش سطوح برشی محدوده برش قالبی بوجود آمده است که در نهایت افزایش محافظه کاری را در روابط Samimi و همکارانش به همراه داشته است. هر چند روش تصویر سطوح با دقت خوبی نسبت به سایر روابط موجود، ظرفیت نمونه های مورب با اتصال دارای خروج از مرکزیت را پیش بینی می‌کند، اما به منظور افزایش کارایی و کاهش محافظه کاری پیشنهاد می‌گردد مکانیزم شکست مناسب برای نمونه های دارای الگوی مورب (مقارن و غیر مقارن) شناسایی و معرفی شود.

۶- تقدیر و تشکر

نویسندگان از همکاری‌های مرکز پژوهش متالورژی مواد رازی به خصوص سرپرست آزمایشگاه بررسی خواص مکانیکی فلزات آقای مهندس غلامرضا کندی و از شرکت ایران توحید برای تامین پیچ‌های پرمقاومت مصرفی در آزمایشات و همچنین از شرکت آکام فلز و آکام بتن برای در اختیار قرار دادن فضا و امکانات کمکی آزمایشگاهی قدردانی می‌نمایند. همچنین نویسندگان تمایل دارند از شرکت کنزا صنعت الموت به جهت همکاری خوب جهت ارائه دستگاه حذف کننده نویز الکتریکی



شکل ۹- توزیع تنش‌های کششی حقیقی در نمونه نوعی P1-48-48 با الگوی سوراخ مورب و اتصال دارای خروج از مرکزیت با دو ردیف پیچ



شکل ۱۰- توزیع تنش‌های کششی حقیقی در نمونه نوعی P1-48-48/48 با الگوی سوراخ مورب و اتصال دارای خروج از مرکزیت با سه ردیف پیچ

به منظور مشخص شدن نحوه توزیع تنش‌های کششی و برشی در زمان‌های مختلف بارگذاری کششی، تحلیل های سه بعدی غیرخطی به روش اجزای محدود به کمک نرم‌افزار Abaqus 6.11 انجام گردید. نتایج حاصل از تحلیل‌های اجزا محدود همخوانی‌های خوبی با نتایج آزمایشگاهی داشت. توزیع تنش‌های حقیقی کششی و برشی نمونه های با الگوی سوراخ مورب، تنش‌های ترکیبی کششی و برشی را در این سطوح نشان داده است که اساس روش تصویر سطوح پیشنهادی توسط صمیمی و همکاران، را تصدیق می‌کند. همچنین اختلاف بین مرکز سختی و مرکز بارگذاری در نمونه‌های با الگوی سوراخ مورب غیرمقارن، منجر به توزیع تنش‌های کششی حقیقی غیر یکنواخت در در سطوح مورب موجود در مسیر شکست قالبی، شده است بطوریکه در یک سوی سطح مورب شدت تنش‌های حقیقی کششی بیشتر از سمت دیگر آن است. بنابراین باید در پیش بینی استحکام آنها، اثرات توزیع تنش کششی غیر یکنواخت در این سطوح، لحاظ شود.

- [13] Clements, D.D.A and The, L.H. (2013), "Active Shear Planes of Bolted Connections Failing in Block Shear", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 139, pp. 320–327.
- [14] The, L.H. and Uz, M.E. (2015), "Block Shear Failure Planes of Bolted Connections–Direct Experimental Verifications," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 111, pp. 70–74.
- [15] DIN EN 17100, (2015), *Steels for General Structural Purposes*, Deutsches Institut fur Normung, E.V. Berlin, Germany.
- [16] ASTM A370, (2014), *Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products*, American Society for Testing and Material, Pennsylvania, USA.
- [17] DIN EN 14399–4, (2006), *High-Strength Structural Bolting Assemblies for Preloading, Part 4: System HV – Hexagon Bolt and Nut Assemblies (English Version)*, Deutsches Institut fur Normung, E.V. Berlin, Germany.
- [18] DIN EN 14399–6, (2006), *High-Strength Structural Bolting Assemblies for Preloading, Part 6: Plain Chamfered Washers (English Version)*, Deutsches Institut fur Normung, E.V. Berlin, Germany.
- [19] Zeynali, Y., Jafari Samimi, M., Mazroei, A., Asgari Marnani, J. and Rohanimanesh, M.S. (2017), "Experimental and Numerical Study of Frictional Effects on Block Shear Fracture of Steel Gusset Plates with Bolted Connections", *Thin-Walled Structures*, Vol. 121, pp. 8–24.
- [۲۰] زینالی، ی.، جعفری صمیمی، م.، مزروعی، ع.، عسگری مارسانی، ج. و روحانی منش، م.ص. (۱۳۹۵)، "مطالعه آزمایشگاهی رفتار شکست برش قالبی اتصال صفحات فولادی"، *نشریه علمی - پژوهشی سازه و فولاد*، دوره ۱۹، ص. ۷۵–۸۴.
- [21] Simulia Corp, (2011), *Abaqus Ver. 6.11, Analysis User Manual*, Dassault Systems, Illinois, RI, USA.
- [22] Ugural, A. and Fenster, S. (1987), "Advanced Strength and Applied Elasticity", Elsevier Science Publishing Co., New York, USA.
- [23] Bridgman, P.W. (1944), "The Stress Distribution at the Neck of a Tension Specimen", *Transactions of American Society of Metals*, Vol. 32, pp. 553–574.
- [24] Dowling, N.E. (2007), "Mechanical Behavior of Materials: Engineering Methods for Deformation, Fracture, and Fatigue", Pearson Prentice Hall, USA.

دستگاه‌های اندازه گیری دقیق آزمایشگاهی صمیمانه تشکر نمایند.

۷- مراجع

- [1] Samimi, M.J., Marnani, J.A., Seyedzadeh Otaghsaraie, S.M. and Seyedzadeh Otaghsaraei, S.R. (2016), "Block Shear Experimental and Numerical Studies on Hot Rolled Channel and Gusset Plate with Staggered Bolted Connection", *Thin-Walled Structure*, Vol. 108, pp. 153–162.
- [2] The, L.H. and Yazici, V. (2013), "Unconventional Block Shear Failures of Bolted Connections in Cold-Reduced Steel Sheets", *Engineering Structures*, Vol. 56, pp. 567–571.
- [3] Epstein, H.I. and Thacker, B.H. (1991), "The Effect of Bolt Stagger for Block Shear Tension Failures in Angles", *Journal of Computers & Structures*, Vol. 39, pp. 571–576.
- [4] Epstein, H.I. and Chamarajanagar, R. (1996), "Finite Element Studies for Correlation with Block Shear Tests", *Journal of Computers & Structures*, Vol. 61, pp. 967–974.
- [5] AISC, (2010), *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, USA.
- [6] Hardash, S.G. and Bjorhovde, R. (1985), "New Design Criteria for Gusset Plates in Tension", *Engineering Journal*, AISC, Vol. 22, pp. 77–94.
- [7] Huns, B.B.S., Grondin, G.Y. and Driver, R.G. (2006), "Tension and Shear Block Failure of Bolted Gusset Plates", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 33, pp. 395–408.
- [8] Seleim, S. and LaBoube, R.A. (1996), "Behavior of Low Ductility Steels in Cold-Formed Steel Connections", *Thin-Walled Structure*, Vol. 25, pp. 135–151.
- [9] Driver, R.G., Grondin, G.Y. and Kulak, G.L. (2006), "Unified Block Shear Equation for Achieving Consistent Reliability", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, pp. 210–222.
- [10] AISC, (2016), *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, USA.
- [11] Cochrane, V.H. (1922), "Rules for Rivet Hole Deductions in Tension Members", *Journal of Engineering News-Record*, Vol. 89, pp. 847–848.
- [12] The, L.H. and Clements, D.D.A. (2012), "Tension Capacity of Staggered Bolted Connections in Cold-Reduced Steel Sheets", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 138, pp. 769–776.

پی نوشت

- ¹ Hartford Civic Center
- ² Plane Decomposition Method
- ³ Net Section Tension Failure
- ⁴ Active Shear Planes
- ⁵ Gross Area Length
- ⁶ Active Shear Area Length
- ⁷ Linear Differential Variable Transformer
- ⁸ LVDT Bar
- ⁹ Support Plate
- ¹⁰ Load Transfer Plate
- ¹¹ Drill
- ¹² Snug-Tightened by Hand
- ¹³ Bearing Type Connection
- ¹⁴ Professional Factor
- ¹⁵ None Frictional Contact



بررسی اتصالات استخوانی و تاثیر آن بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه

محمد رضا فرج پور*

دانشجوی دکتری سازه، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تبریز، تبریز

* تبریز، صندوق پستی ۵۱۵۸۳۳۳۹۱۴، stu.farajpour@iaut.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۵/۰۳، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۰۴/۲۵)

چکیده

یکی از روش‌های بهبود رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی و ممانعت از ترد شکنی اتصالات آنها، استفاده از اتصالات استخوانی می‌باشد. در این مقاله با ایجاد مدل‌های المان محدود اتصالات استخوانی و ارزیابی دقت آنها با نتایج آزمایشگاهی موجود، توزیع تنش و مکانیزم‌های شکست این اتصالات بحث شده است. همچنین توصیه آیین نامه Fema در هندسه اتصالات استخوانی مد نظر قرار گرفته است. در ادامه تحقیق رفتار لرزه‌ای سیستم قاب‌های خمشی با اتصالات استخوانی، از طریق محاسبه و آنالیز عددی چندین نمونه بررسی و برای بیان برتری این سیستم، پارامترهای لرزه‌ای آن محاسبه و با پارامترهای لرزه‌ای سیستم قاب خمشی ویژه با اتصالات متعارف استفاده شده در چند سازه متعارف مقایسه شده است. بر اساس نتایج حاصله، ضریب رفتار سازه تابع زمان تناوب اصلی سازه بوده و با افزایش آن افزوده می‌شود. افزایش نرخ ضریب رفتار سیستم با مقاطع کاهش یافته بر مبنای زمان تناوب، بیشتر از قاب خمشی ویژه است. ضریب رفتار سازه شکل پذیر با اتصالات کاهش یافته تقریباً ۲۰ درصد بیشتر از سازه‌های مشابه با اتصالات متعارف است. بررسی اتصالات متعارف تیر به ستون در سازه‌های فولادی نشان دهنده عدم توزیع تنش یکنواخت تنش و تمرکز شدید آن در محل جوش می‌باشد که منجر به تسلیم اتصال در بارگذاری‌های شدید لرزه‌ای می‌شود. در اتصالات با مقطع کاهش یافته نسبت ماکزیمم تنش بال تیر به تنش تسلیم در حدود ۸۰ درصد می‌باشد. استفاده از این اتصالات باعث بازپخش تنش در بال تیر و افزایش ضخامت موثر تیر و افزایش شکل پذیری اتصال می‌گردد. مقایسه دو سیستم نشان دهنده افزایش زمان تناوب ۳ درصدی در استفاده از مقاطع کاهش یافته می‌باشد. در مرحله الاستیک رفتار دو سیستم تقریباً یکسان بوده ولی در مرحله پلاستیک ضریب کاهش مقاومت سیستم با مقطع کاهش یافته ۲۳ درصد بیشتر از سیستم‌های متعارف است. نتایج حاصله نشان داده است که استهلاک انرژی در سازه‌های ساخته شده با اتصالات کاهش یافته بیشتر است.

واژگان کلیدی

اتصالات استخوانی، قاب خمشی ویژه، مدل المان محدود، ضریب رفتار، مکانیزم خرابی

Review RBS Dog-Bone Connections and Its Effect on Seismic Behavior of Special Moment Resisting Frames

M. Farajpour

Abstract

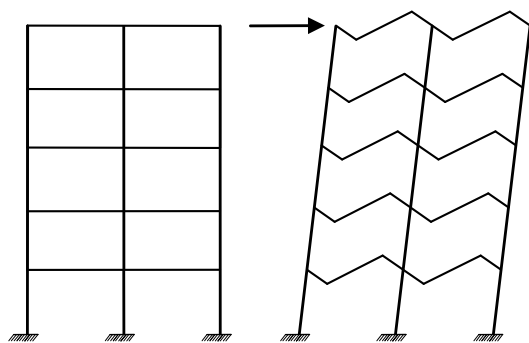
One of the methods for improving the seismic behavior of the moment resisting frames is the using of reduced beam section (RBS) dog-bone connections. In this paper the finite element models of RBS dog-bone connections is made and calibrated to experimental results, the collapse mechanism and stress distribution of these connections is discussed. Moreover, Fema recommendation is considered. This study has been done through the detailed numerical analyses of several samples of these systems. For expressing the advantages of this system, the seismic parameters of RBS dog-bone frames have been compared with those of special moment resisting frames, which are obtained based on several analyses for some common buildings with both connections. Based on the obtained results, the behavior factor of structure is a function of its first fundamental period and increases with period. The increasing rate of the behavior factor of the dog-bone connection system in terms of period is more than that of the special moment resisting frames. The behavior factor of the flexible structures with dog-bone connections is about 20% larger than that of these structures without dog-bone connections. The investigation of ordinary beam to column connections in steel structures shows that non steady stress distribution and stress centralization in welded zone causes the connection fail in strange earthquakes. In RBS dog bone connections the proportion of maximum stress in beam flange to yield stress is about 0.8. The usage of RBS system occasions stress redistribution in beam flange, increasing the effect beam flange width and increasing the connection ductility. In corporation between ordinary and RBS dog bone connections shows the increasing the period of structure about 3 percent. In elastic step, tendency of RBS and ordinary connection system is same but in plastic step the resistance reduction coefficient of RBS system is more about 23 percent than ordinary connection system. This shows the structures that made by RBS systems, have more energy attraction capacity.

Keywords

Dog-bone connection, Special moment resisting frame, Finite element model, Behavior factor, Collapse mechanism



عمق تیر را در ظرفیت دورانی اتصال گیردار تعیین نموده است [۸]. شکست مدل‌های آزمایشگاهی ساخته شده توسط El-Ghazaly از محل جوش بال کششی تیر به ستون، نشان دهنده تمرکز شدید تنش در این محل و تایید نتایج حاصل از تحقیقات Krishnamurthy می‌باشد. همچنین در صورتی که جهت انتقال مفصل پلاستیک به روی تیر از اتصال تقویت شده استفاده شود، ستون نیز در محل اتصال باید تقویت و ظرفیت خمشی موضعی آن افزایش یابد تا از بروز شرایط ستون ضعیف جلوگیری به عمل آید. استفاده از این نوع اتصالات تقویت شده در سازه‌ها از لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه نمی‌باشد. در هر صورت کلیه اجزاء اتصال باید در برابر نیروهای ثقلی مقاومت کافی داشته باشند [۹].



شکل ۱- تغییر شکل مناسب قاب در بارگذاری جانبی [۱]

۲- تیر با مقطع کاهش یافته

جهت ایجاد مفصل پلاستیک در روی تیر، مقطعی از تیر به صورت موضعی کاهش داده می‌شود. جهت این کار می‌توان از ایجاد انحناهای دایره‌ای، برش پخ‌دار، برش مستقیم بال‌های تیر و ایجاد سوراخ‌های ثابت و یا متغیر در روی بال‌های تیر استفاده کرد. در کل مجموعه، تیر با مقطع کاهش یافته با انحنای دایره‌ای بهتر است زیرا سایر نمونه‌ها در مدل‌های آزمایشگاهی، پیش از رسیدن به ظرفیت دوران پلاستیک مقطع گسیخته شده‌اند [۱۰]. در مقطع کاهش یافته معمولاً شکست از محل تغییر شکل هندسی شدید همانند گوشه‌های برش و زوایای تیز به دلیل تمرکز بالای تنش آغاز و به جان تیر منتقل می‌شود. اتصالات استخوانی یا مقاطع کاهش یافته دایروی نوعی از این مقاطع کاهش یافته است که در ادامه به بررسی رفتار آن پرداخته شده است. در شکل (۲)، انواع تیر با مقطع کاهش یافته نشان داده شده است.

در طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی، سعی بر آن است که محل تشکیل مفاصل پلاستیک به نقاط خاصی از سازه محدود شود. معمولاً در قاب‌های فولادی، بهترین محل ایجاد مفصل پلاستیک در تیر و به فاصله خاصی از بر ستون می‌باشد. شکل (۱) محل تشکیل مفصل پلاستیک تیر را در یک طراحی مناسب نشان می‌دهد [۱]. به منظور رفتار مناسب قاب، اتصال تیر به ستون باید طوری طراحی شود که خواص الاستیک خود را در تغییر شکل‌های بزرگ حفظ نموده و از مفصلی شدن تیر متأثر نشود [۲]. با طراحی اتصال با مقطع تیر کاهش یافته استخوانی (RBS)، می‌توان از چنین تمرکز تنش‌هایی جلوگیری نمود. این محل‌های کاهش مقطع داده شده با جاری شدن تارهای کششی و کماتش تارهای فشاری، دوران‌های پلاستیک قابل توجهی از خود نشان می‌دهند. در صورتی که به تعداد کافی از این مفاصل پلاستیک در یک قاب ایجاد شود، در آن قاب مکانیزم ایجاد شده و قاب به همراه تغییر شکل جانبی پلاستیک زیاد، اتلاف انرژی بسیار بالایی را نشان خواهد داد [۳]. Jun و El-Tawil در یک تحقیق، سازه‌های ۴، ۸ و ۱۶ طبقه فولادی با اتصالات کاهش یافته را تحلیل کرده و رفتار واقعی قاب‌ها با اتصالات استخوانی را بررسی نمودند و نشان دادند که استفاده از اتصالات استخوانی، یکی از اقتصادی‌ترین و قابل اعتمادترین روش‌ها برای جلوگیری از ترد شکنی اتصالات گیردار جوشی می‌باشد [۴]. در صورت استفاده از این نوع اتصالات، آسیب‌های موضعی به تیرهای سازه وارد شده و از انتشار خرابی به عناصر باربر مهم سازه مانند ستون‌ها که نقش اساسی در پایداری کل سازه ایفا می‌کنند، جلوگیری به عمل می‌آید. تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها بسیار نامطلوب است زیرا علاوه بر ایجاد کماتش در ستون بر اثر نیروهای محوری، باعث بروز تنش‌های ثانویه شدید در درز اتصال بال تیر به بال ستون شده و باعث ایجاد خرابی ترد در محل اتصال می‌شود. بر اساس یافته‌های Krishnamurthy [۵-۷] تمرکز تنش غیر یکنواخت در برخی از اجزای باربر اتصال همچون پیچ‌های کششی و جوش‌های تحت تنش، عامل اصلی شکست ترد اتصالات بوده و باعث کاهش اعتماد به این نوع از اتصالات در بارگذاری لرزه‌ای می‌شود. El-Ghazaly اتصالات گیردار تمام جوش را به صورت یک مسئله تنش مسطح مدل سازی نمود تا بار کماتشی الاستوپلاستیک جان ستون را بدست آورد. او همچنین اثر نیروهای محوری ستون و

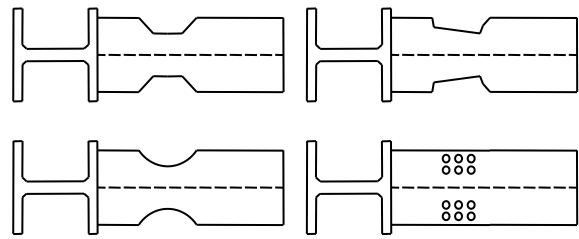
و برگشتی مدل‌ها و شکل (۵) یکی از مدل‌های المان محدود ایجاد شده را نشان می‌دهد. چهار مدل المان محدود از اتصالات بر اساس مشخصات جدول (۱) ایجاد شده است. در تمام مدل‌ها، پروفیل ستون از نوع IPB300 و پروفیل تیر از نوع IPB240 می‌باشد. مدل (NN) اتصال تیر به ستون متعارف می‌باشد. دو مدل (RBS1) و (RBS2) بر اساس نتایج آزمایشگاهی ایجاد شده‌اند. مدل (RBS3) بر اساس آیین نامه FEMA کاهش مقطع داده شده‌اند. در مدل‌سازی اجزای اتصال از ساختار جسم جامد شکل پذیر (deformable solid part) استفاده شده است. مصالح از نوع فولاد نرمه بوده و خواص مصالح در نرم افزار به صورت منحنی (۳) خطی تنش و کرنش معرفی شده است. از قید TIE جهت اتصال کامل اجزا در محل جوش نفوذی بهره گرفته شده است.

۵- تحلیل همگرایی و دقت سنجی مدل‌های المان

محدود

برای مش بندی اجزا از مش‌های شش وجهی کاهش یافته خطی C3D8R استفاده شده است. اندازه مناسب مش بندی بر اساس نتایج تحلیل همگرایی اجزای اتصال انتخاب شده است. مدل‌های المان محدود بر اساس جدول (۲) مش بندی شده و تحت بارگذاری ثابت خمشی میزان تغییر مکان گره در محل اعمال بار اندازه گیری و خطای حاصل از مش بندی‌های مختلف بررسی شده است. با توجه به دقت و زمان لازم جهت تحلیل مدل، اندازه مش ۱ سانتی‌متر به عنوان اندازه مناسب مش برگزیده شده و به کل مدل‌ها اعمال شده است.

شکل (۶) نحوه مش بندی یکی از نمونه‌ها را نشان می‌دهد. نمونه‌های RBS1 و RBS2 توسط Pachoumis و همکارانش مورد آزمایش قرار گرفته‌اند [۱۱]. در این نمونه‌های آزمایشگاهی ضخامت ورق‌های سخت کننده ستون که در امتداد بال تیر مونتاژ شده‌اند برابر با ضخامت بال تیر و ورق‌های سخت کننده جان ستون ضخامتی برابر با ۲۰ میلی‌متر دارند. بعد از بارگذاری مدل‌های ایجاد شده در نرم افزار المان محدود، توزیع تنش و تغییر مکان‌های نقاط واقع در ۴ سانتی‌متری بر ستون، روی مقطع کاهش یافته و ۷۵ سانتی‌متری بر ستون ثبت و چرخش اتصال در این نقاط محاسبه شده است. شکل (۷) مقایسه نتایج آزمایشگاهی موجود و تحلیل المان محدود را نشان می‌دهد. حداکثر خطای حاصله از مدل‌سازی المان محدود در حدود ۸ درصد است.



شکل ۲- انواع تیر با مقطع کاهش یافته

۳- بررسی آیین نامه (FEMA) در مورد هندسه اتصالات استخوانی

آیین نامه FEMA شرایط هندسی خاصی برای طراحی اتصالات با مقاطع کاهش یافته را برای سازه‌های فولادی پیشنهاد می‌کند که به طور خلاصه به قرار زیر می‌باشد.

[FEMA 350/351]

$$a = (0.5 \sim 0.7) \times b_f \quad (1)$$

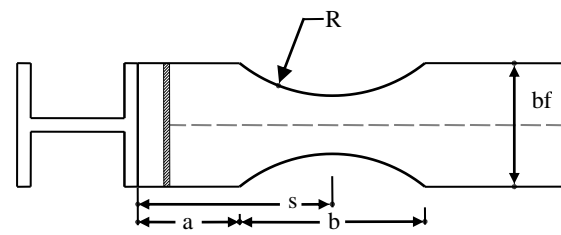
$$b = 0.75 \times d \quad (2)$$

$$S = a + \frac{b}{2} \quad (3)$$

$$c \leq 0.25 \times b_f \quad (4)$$

$$R = \frac{(4c^2 + b^2)}{8c} \quad (5)$$

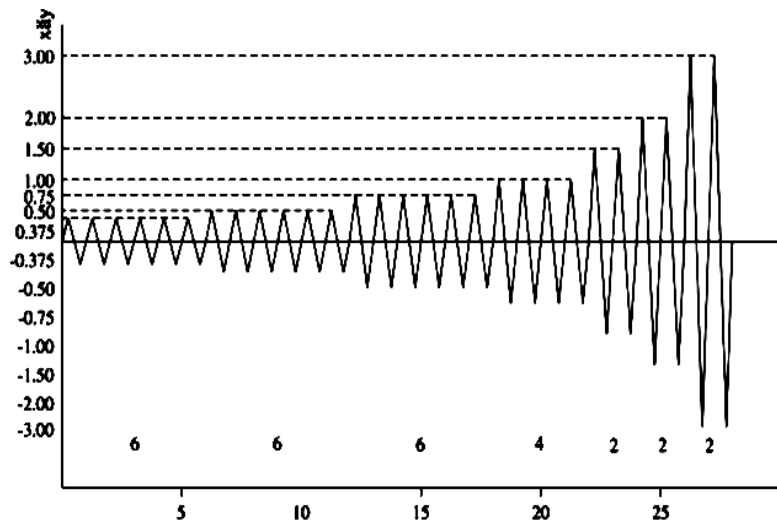
در این روابط، R شعاع انحنای مقطع، b_f عرض بال تیر، d عمق تیر و c ضریب حاصل از رابطه (۴) است. شکل (۳) مشخصات هندسی و شکل کلی این نوع اتصال را نشان می‌دهد.



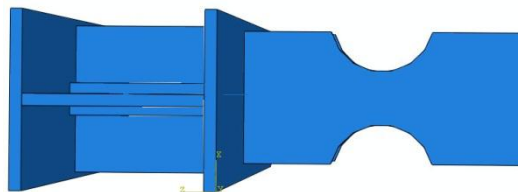
شکل ۳- مشخصات مقطع کاهش یافته

۴- مدل‌سازی المان محدود اتصالات استخوانی (RBS)

در بخش نخست این تحقیق، مدل‌های المان محدود اتصالات استخوانی (RBS) با نرم افزار ABAQUS ایجاد و بعد از مقایسه نتایج حاصل از تحلیل المان محدود با نتایج آزمایشگاهی موجود، رفتار این اتصالات تحت بارگذاری رفت و برگشتی با دامنه افزایش یابنده بررسی شده است. شکل (۴) بارگذاری رفت



شکل ۴- بارگذاری پله‌ای نمونه‌ها [۱]



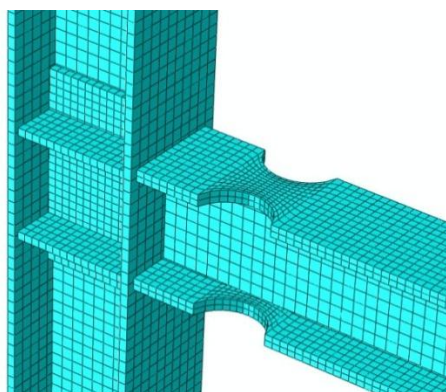
شکل ۵- مدل اتصال استخوانی

جدول ۱- مشخصات هندسی مدل‌های المان محدود ایجاد شده

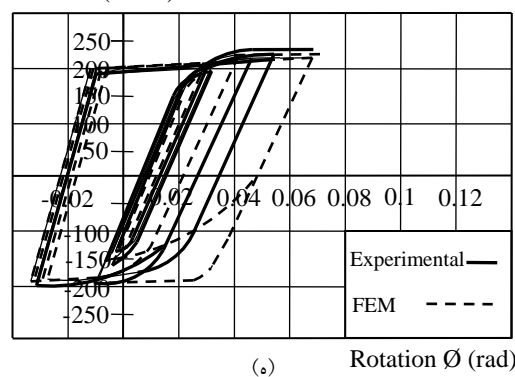
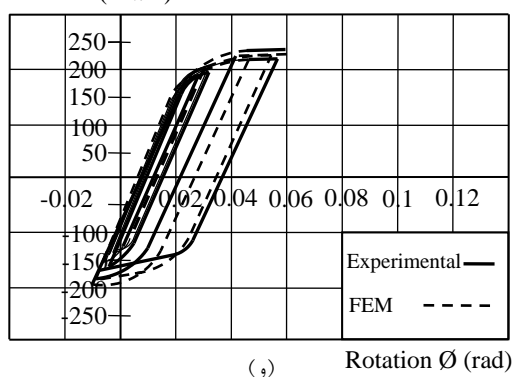
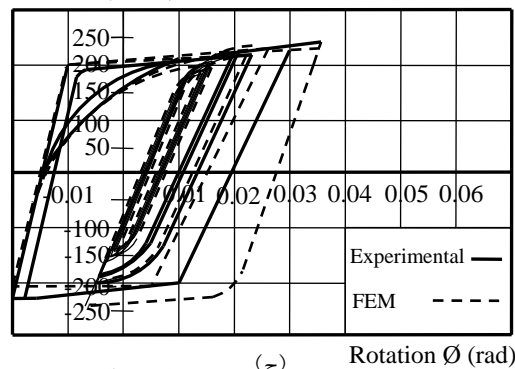
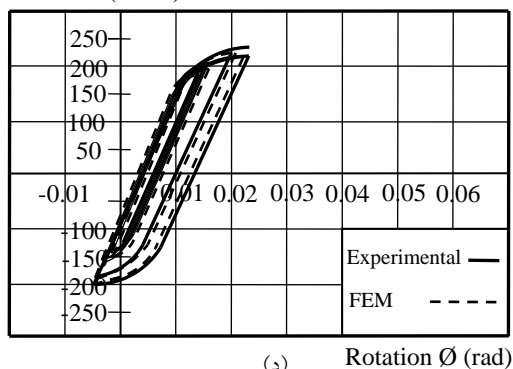
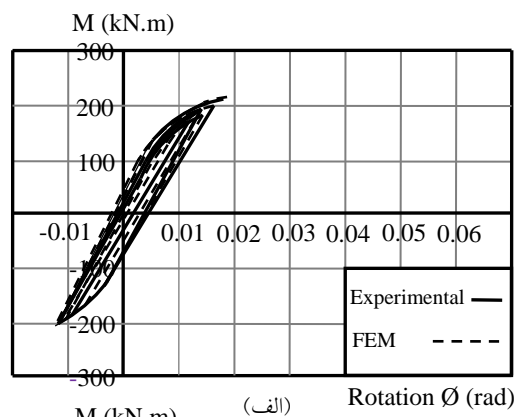
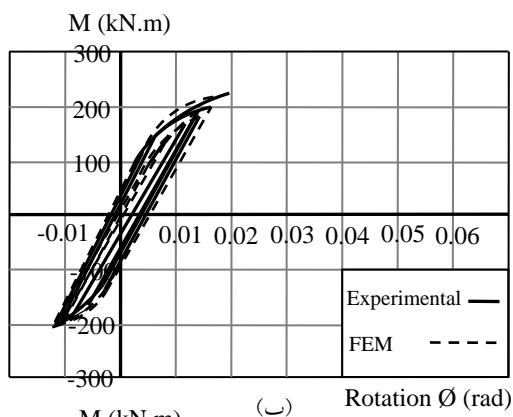
R (mm)	S (mm)	c		b		a		d (mm)	b _f (mm)	نمونه
		mm	%b _f	mm	%d	mm	%b _f			
-	-	-	-	-	-	-	-	۲۴۰	۲۴۰	NN
۷۷۱	۲۵۲	۶۰	۲۵	۱۹۲	۸۰	۱۵۶	۶۵	۲۴۰	۲۴۰	RBS1
۱۴۶۰	۲۵۲	۳۶	۱۵	۱۹۲	۸۰	۱۵۶	۶۵	۲۴۰	۲۴۰	RBS2
۶۵۷	۱۹۸	۶۰	۲۵	۱۵۶	۶۵	۱۲۰	۵۰	۲۴۰	۲۴۰	RBS3

جدول ۲- نتایج تحلیل همگرایی مدل RBS1 (واحد بر حسب متر)

اندازه مش	تغییر مکان گره محل اعمال بار	تغییرات
۰/۱	$۱۴/۲۳ \times ۱۰^{-۹}$	-
۰/۰۵	$۱۸/۲۵ \times ۱۰^{-۹}$	%۲۷
۰/۰۴	$۲۰/۹۸ \times ۱۰^{-۹}$	%۱۴
۰/۰۳	$۲۲/۵۴ \times ۱۰^{-۹}$	%۷
۰/۰۲	$۲۳/۹۸ \times ۱۰^{-۹}$	%۴
۰/۰۱	$۲۴/۴۴ \times ۱۰^{-۹}$	%۱



شکل ۶- نحوه مش بندی مدل المان محدود



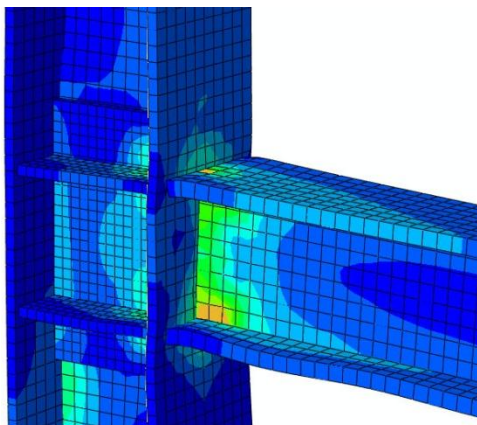
شکل ۷- مقایسه نتایج المان محدود و آزمایشگاهی [۱۱] لنگر چرخش مدل اتصال استخوانی الف) منحنی $M - \theta$ در ۴ سانتی متری لبه ستون مدل RBS1. ب) منحنی $M - \theta$ در ۴ سانتی متری لبه ستون مدل RBS2. ج) منحنی $M - \theta$ در محل کاهش مقطع مدل RBS1. د) منحنی $M - \theta$ در محل کاهش مقطع مدل RBS2. ه) منحنی $M - \theta$ در ۷۵ سانتی متری لبه ستون مدل RBS1. و) منحنی $M - \theta$ در ۷۵ سانتی متری لبه ستون مدل RBS2.

شده و تغییر شکل‌های شدید به محل کاهش مقطع منتقل شده است. مفصل پلاستیک نیز در محل کاهش مقطع و در بال فشاری ایجاد شده و بال کاهش مقطع یافته کششی، دیرتر پلاستیک می‌شود (شکل ۹)). بر اساس نتایج حاصل از تحلیل المان، با افزایش ارتفاع جان تیر، کماتش‌های موضعی و جانبی شدیدتری در ناحیه کاهش یافته بال تیر رخ می‌دهد که منجر به کاهش مقاومت تیر می‌گردد. نتایج مربوط به اعمال مقادیر حداکثر لنگرهای خمشی ایجاد شده و لنگرهای پلاستیک در مقطع کاهش یافته و مقطع متداول در جدول (۳) ارائه شده

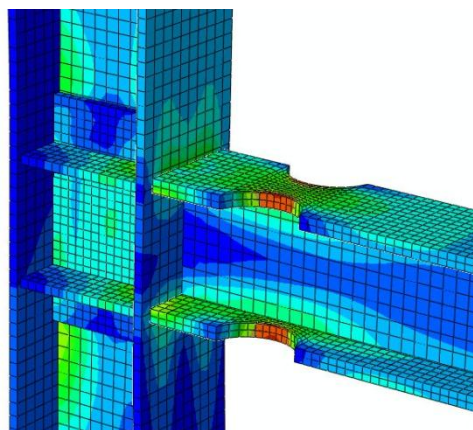
۶- توزیع تنش و تغییر شکل‌ها در اتصالات استخوانی

همان طور که در شکل (۸) دیده می‌شود ماکزیمم تنش در اتصال گیردار متعارف تحت بارگذاری، در محل اتصال جان تیر به بال تیر و بال ستون ایجاد شده است. این نقطه محل جوش و فلز حرارت دیده می‌باشد. این تمرکز تنش شدید و همچنین تغییر شکل‌های بزرگ در این نقطه عامل اساسی ایجاد خسارت به اتصالات صلب در حین بارگذاری لرزه‌ای می‌باشد. با بررسی اتصالات استخوانی مشاهده می‌شود که از میزان تمرکز تنش در محل اتصال و فلز حرارت دیده اطراف ناحیه جوش کاری کاسته

همچنین استفاده از ضوابط هندسی آیین نامه FEMA بهینه‌ترین حالت را در طرح اتصالات استخوانی بدست داده است.



شکل ۸- نحوه توزیع تنش در اتصال متعارف



شکل ۹- نحوه توزیع تنش در اتصال استخوانی

است. در این جدول منظور از M_p لنگر پلاستیک تیر، M_p -RBS لنگر پلاستیک مقطع کاهش یافته، σ_{max} حداکثر تنش ایجاد شده در محل اتصال در اعمال لنگر پلاستیک مقطع کاهش یافته در تیر متعارف و σ_{max} -RBS حداکثر تنش ایجاد شده در مقطع کاهش یافته در حین اعمال لنگر پلاستیک در اتصال استخوانی می‌باشد. بر اساس نتایج حاصل از تحلیل المان محدود و نحوه توزیع تنش اتصالات با مقطع کاهش یافته در صورت استفاده از اتصال استخوانی، نسبت حداکثر تنش ایجاد شده به تنش تسلیم در محل اتصال و جوش در حدود ۰/۷۵ الی ۰/۸۰ می‌باشد. مزایای استفاده از اتصالات استخوانی به قرار زیر می‌باشد.

- ۱- جلوگیری از تمرکز تنش در گره (بال‌های تیر، جان تیر و بال ستون).
- ۲- باز پخش تنش در بال تیر در محل اتصال و به تبع آن افزایش عرض موثر بال و دست یافتن به لنگر تمام پلاستیک تیر.
- ۳- جلوگیری از عبور نیروهای ناخواسته از مفصل سخت شده و عدم تهدید اتصال تیر به ستون.
- ۴- محدود کردن مقدار تنش باز پخش شده و یکنواخت شده در عرض بال تیر در محل اتصال.
- ۵- افزایش شکل پذیری اتصال در اثر تشکیل مفصل پس پلاستیکی سخت شده.
- ۶- تغییر نوع گسیختگی از حالت ناگهانی و ترد شکنی به حالت شکل پذیری.
- ۷- قابلیت اعتماد بیشتر به سازه و کاهش هزینه‌های اجرایی اتصالات.

جدول ۳- نتایج تحلیل المان محدود اتصالات متعارف و RBS

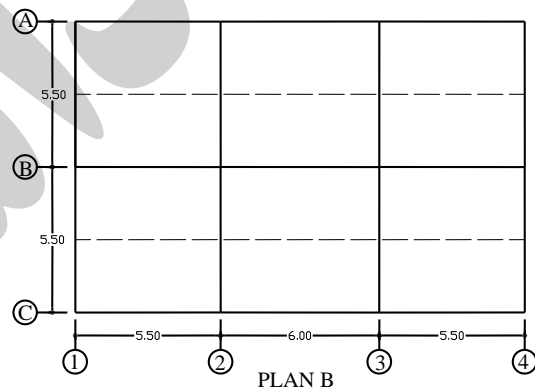
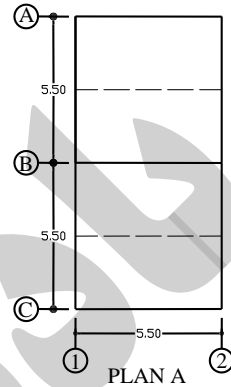
$\frac{M_p}{M_p - RBS}$	$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - RBS}$	σ_{max} (kg/cm ²)	σ_{max} -RBS (kg/cm ²)	M_p -RBS (kg/cm ²)	M_p (ton-m)	تیر	نمونه
۱/۴۲۸	۰/۷۸	۱۸۷۲	۲۴۰۰	۱۵/۲۸	۲۱/۸۳	IPB240	RBS1
۲/۰۰	۰/۸۰	۱۹۲۰	۲۴۰۰	۱۰/۹	۲۱/۸۳	IPB240	RBS2
۱/۱۵	۰/۷۵	۱۸۰۰	۲۴۰۰	۱۸/۹	۲۱/۸۳	IPB240	RBS3

اتصالات استخوانی در چهار تیپ ارتفاعی، یک طبقه (۳ متر)، سه طبقه (۹ متر)، هفت طبقه (۲۱ متر) و دوازده طبقه (۳۶ متر) انتخاب شده‌اند. در مورد ساختمان یک طبقه، قاب محور B در پلان A در شکل (۱۰) و در مورد ساختمان‌های ۳، ۷ و ۱۲ طبقه، قاب محور B پلان B انتخاب و بررسی شده‌اند. در کلیه مدل‌ها، سیستم مقاوم در هر دو جهت یکسان فرض شده است

۷- بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه با اتصالات استخوانی

در این مرحله از تحقیق، پلان ساختمانی در نظر گرفته شده است که بتواند بیان کننده رفتار عمومی سازه‌های متعارف باشد [۱۲]. نمونه‌های مورد مطالعه با دو سیستم مقاوم در برابر بار جانبی شامل قاب خمشی ویژه متعارف و قاب خمشی با

و جهت تحمل بار ثقلی طبقات از سیستم دال استفاده شده است. این قابها علاوه بر آنکه خمشی بوده و سیستم مقاوم در برابر بار جانبی را در راستای عرضی و طولی ساختمان تشکیل می‌دهد، با توجه به جهت قرارگیری دال، بار ثقلی مرده و زنده طبقات را نیز تحمل می‌کند.



شکل ۱۰- پلان ساختمان مورد بررسی (واحد بر حسب متر)

مورد استفاده در این تحقیق، مولفه افقی شتاب نگاشت زلزله ال سنترو (EL CENTRO) می‌باشد. همچنین در تحلیل غیر خطی مدل‌ها ضریب میرایی کل سازه معادل ۰/۰۵ در نظر گرفته شده است. خواص مصالح مورد استفاده در سازه همانند مدل‌های المان محدود اتصالات استخوانی بوده و ضریب سخت شوندگی ۲ درصد در آنها لحاظ شده است. در این مدل‌سازی و تحلیل جابجایی ماکزیمم قاب یا نقطه نظیر خرابی بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ ایران برابر با مقادیر زیر در نظر گرفته شده است.

$$Drift = 0.012h \quad (6)$$

$$\Delta_{max} = 0.012H \quad (7)$$

در روابط فوق $Drift$ جابجایی نسبی طبقات، h ارتفاع طبقه مورد نظر، Δ_{max} جابجایی ماکزیمم تراز بام و H ارتفاع کل سازه را نشان می‌دهد. در مدل‌های سازه‌ای، ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری (R_{μ}) با رابطه زیر قابل تعیین است.

$$R_{\mu} = \frac{V_{eu}}{V_y} \quad (8)$$

در رابطه فوق، V_{eu} نیروی نهایی وارده به سازه (در صورتی که رفتار سازه الاستیک باقی بماند) و V_y نیروی متناظر با حد تسلیم عمومی سازه در هنگام تشکیل مکانیزم خرابی است. این ضریب جهت در نظر گرفتن قابلیت جذب و استهلاک انرژی در ساختمان لحاظ می‌شود علاوه بر مشخصات سازه به مشخصات حرکات زمین (تاریخچه زمانی شتاب زمین) نیز بستگی دارد. همچنین ضریب اضافه مقاومت (Ω) با رابطه زیر محاسبه شده است.

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \quad (9)$$

در این رابطه V_s نیروی متناظر با تشکیل اولین لولای پلاستیک سازه است. ضریب رفتار کلی سازه (R)، حاصل ضرب ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری (R_{μ}) در ضریب اضافه مقاومت (Ω) است.

۹- بررسی نتایج حاصل از تحلیل مدل‌ها

در جدول (۴) زمان پریود قاب‌های مختلف با اتصالات متعارف و استخوانی محاسبه و ارائه شده است. در این جدول منظور از اندیس d قاب با اتصالات استخوانی و اندیس r قاب با اتصال متعارف است. همانطور که مشاهده می‌شود در صورت تغییر اتصالات قاب‌های متعارف به اتصالات استخوانی، پریود قاب

۸- مدل‌سازی و تحلیل نمونه‌های سازه‌ای

بارگذاری لرزه‌ای نمونه‌ها بر اساس ویرایش نهایی آیین نامه ۲۸۰۰ ایران صورت گرفته است [۱۳]. بار مرده در طبقات ۶۰۰ و در بام ۷۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده طبقات ۳۵۰ و بار زنده بام ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است. طراحی سازه به روش تنش‌های مجاز و مطابق با آیین نامه فولاد ایران صورت گرفته است [۱۴]. جهت آنالیز دینامیکی خطی از نرم افزار SAP2000 و برای آنالیز دینامیکی غیر خطی از نرم افزار DRAIN-2D استفاده شده است. جهت کنترل صحت مدل‌سازی، نمونه‌های مورد نظر تحت بارگذاری‌های ساده و روش‌های متعارف محاسباتی ارزیابی دقت شده‌اند. نتایج حاصله نشان دهنده دقت مطلوب مدل‌سازی می‌باشد. شتاب نگاشت

بین ۲ الی ۵ درصد افزایش پیدا می‌کند. در جدول (۵) در دو لحظه، یکی در لحظه تشکیل اولین مفصل پلاستیک و دیگری در لحظه رسیدن به شرایط فرو ریزش قاب، سختی قاب‌ها محاسبه و ارائه شده است. در این جدول، V_s ماکزیمم برش پایه قاب قبل از تشکیل اولین مفصل پلاستیک حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی، V_y ماکزیمم برش پایه قبل از فرو ریزش حاصل از تحلیل غیر خطی، K_{cd} سختی الاستیک قاب استخوانی، K_{cr} سختی الاستیک قاب با اتصالات متعارف، K_{da} سختی قاب در حالت خمیری قبل از فرو ریزش قاب استخوانی، K_{dr} سختی قاب در حالت خمیری قبل از فرو ریزش قاب متعارف، ΔS تغییر مکان تراز بام متناظر با V_s ، حداکثر تغییر مکان تراز بام قبل از خرابی و T پریود سازه است. همانطور که ملاحظه می‌شود در حالت الاستیک میزان کاهش سختی قاب با اتصال استخوانی بسیار ناچیز و در حدود ۰/۲ درصد می‌باشد. در صورتی که لحظه فرو ریزش قاب مد نظر باشد، کاهش سختی معادل ۲۷ درصد رخ داده است. در جدول (۶) تغییرات ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری در سازه‌های مدل‌سازی شده مقایسه شده است. در این جدول، T پریود بر حسب ثانیه، V_{eu}

ماکزیمم برش پایه قاب قبل از رسیدن به شرایط خرابی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی، R_{μ} ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری، Ω ضریب اضافه مقاومت و R ضریب رفتار سازه است. با بررسی نتایج مشاهده می‌شود که میزان ضریب فوق در قاب‌های با اتصال استخوانی بدون در نظر گرفتن تعداد طبقات حدود ۲۳ درصد بیشتر از قاب متعارف می‌باشد. این اختلاف نشان دهنده افزایش میزان جذب و استهلاك انرژی در اتصالات استخوانی است. همچنین بر اساس نتایج جدول (۶) و بر اساس شکل (۱۱) که تغییرات ضریب اضافه مقاومت را در مدل‌ها نشان می‌دهد، این ضریب مقداری بین ۱ الی ۳ را به خود اختصاص داده است و تابع تعداد طبقات و پریود سازه است. البته در قاب‌های متعارف، ضریب اضافه مقاومت بطور متوسط ۸ درصد بیشتر از قاب‌های با اتصالات استخوانی است. در اتصالات استخوانی با کاهش مصالح در محل کاهش مقطع بال، سختی سیستم و میزان درجه نامعینی در حالت غیر الاستیک کاهش می‌یابد که به تبع آن اثر باز توزیع مجدد نیروها بعد از وارد شدن به مرحله پلاستیک که از موثرترین پارامترهای تاثیر گذار بر Ω است، کاهش می‌یابد.

جدول ۴- مقایسه پریود قاب‌های متعارف و استخوانی با نتایج حاصل از مدل‌سازی المان محدود

ردیف	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	متوسط
قاب	1d	1r	3d	3r	7d	7r	12d	12r	-
T (s)	۰/۵۴۰۶	۰/۵۳۰۳	۱/۵۸۹۴	۱/۵۶۳۵	۳/۸۳۱	۳/۶۸۵۷	۴/۶۲۵۳	۴/۴۱۷۳	-
T_d / T_r	۱/۰۱۹	-	۱/۰۱۷	-	۱/۰۳۹	-	۱/۰۴۷	-	۱/۰۳

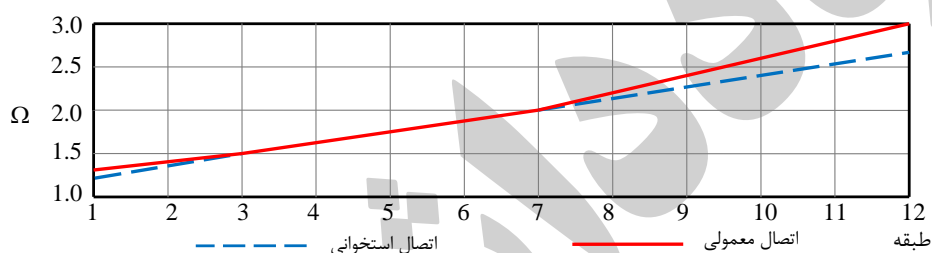
جدول ۵- مقایسه سختی قاب‌های خمشی

ردیف	قاب	T (s)	V_s (ton)	Δ_s (cm)	K_{cr} (kg/cm)	K_{cd} / K_{cr}	V_y	Δ_{max}	K_{dr} (kg/cm)	K_{da} / K_{dr}
۱	1d	۰/۵۴۱	۴۱/۳	۱/۶	۲۵۲۷۵	۰/۹۹۸	۴۸/۳۷	۳/۵۸	۱۳۴۹۶	۰/۶۴۰
۲	1r	۰/۵۳۱	۴۱/۴	۱/۶	۲۵۳۳۲	۰/۹۹۸	۵۸/۲۴	۲/۷۶	۲۱۰۷۱	۰/۶۴۰
۳	3d	۱/۵۸۹	۷۰/۱	۳/۴	۲۰۸۸۶	۱/۰۰۰	۱۰۸/۹۰	۸/۴۶	۱۲۸۷۷	۰/۷۷۳
۴	3r	۱/۵۶۴	۷۰/۱	۳/۴	۲۰۸۸۶	۱/۰۰۰	۱۱۵/۱۰	۶/۹۱	۱۶۶۶۳	۰/۷۷۳
۵	7d	۳/۸۳۱	۵۱/۸	۴/۰	۱۲۶۴۸	۰/۹۹۵	۱۰۳/۷۰	۱۰/۴۸	۹۸۹۴	۰/۷۷۵
۶	7r	۳/۶۸۶	۵۱/۸	۴/۰	۱۳۰۱۳	۰/۹۹۵	۱۰۶/۲۰	۸/۳۲	۱۲۷۶۰	۰/۷۷۵
۷	12d	۴/۶۲۵	۲۱/۱	۱/۳	۱۶۲۵۵	۱/۰۰۰	۵۹/۹۳	۱۸/۱۶	۳۲۲۱	۰/۷۳۶
۸	12r	۴/۴۱۷	۲۱/۱	۱/۳	۱۶۲۵۷	۱/۰۰۰	۶۱/۹۱	۱۴/۱۵	۴۳۷۵	۰/۷۳۶
متوسط	-	-	-	-	-	-	-	-	-	۰/۷۳۱

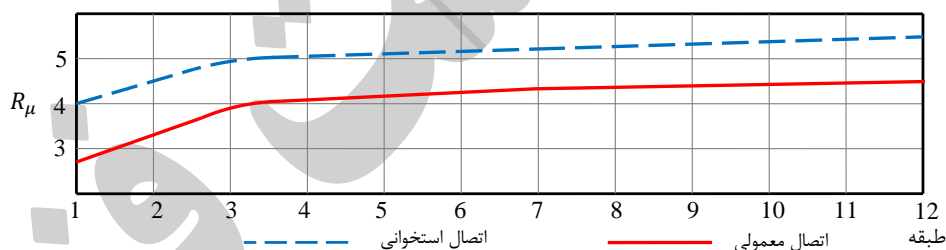


جدول ۶- مقایسه پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های متعارف و استخوانی

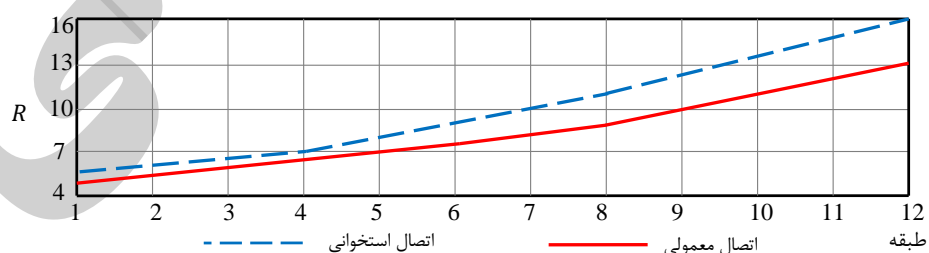
ردیف	قاب	T (s)	V _s (ton)	V _y (ton)	V _{eu} (ton)	R _μ	Ω	R
۱	1d	۰/۵۴۱	۴۱/۳۰۰	۴۸/۳۶۸	۱۹۷/۰۰	۴/۰۷	۱/۱۷	۴/۷۷
۲	1r	۰/۵۳۱	۴۱/۳۹۳	۵۸/۲۴۱	۱۹۰/۸۰	۳/۲۸	۱/۴۱	۴/۶۱
۳	3d	۱/۵۸۹	۷۰/۰۵۸	۱۰۸/۹۲۳	۵۵۳/۱۸	۵/۰۸	۱/۵۵	۷/۹۰
۴	3r	۱/۵۶۴	۷۰/۷۴۱	۱۱۵/۱۱۰	۴۸۲/۵۰	۴/۱۹	۱/۶۳	۶/۸۲
۵	7d	۳/۸۳۱	۵۱/۷۵۴	۱۰۳/۶۹۱	۵۳۲/۳۶	۵/۱۳	۲/۰۰	۱۰/۲۹
۶	7r	۳/۶۸۶	۵۱/۷۵۳	۱۰۶/۱۶۷	۴۴۵/۹۲	۴/۲۰	۲/۰۵	۸/۶۲
۷	12d	۴/۶۲۵	۲۱/۱۴۸	۵۹/۹۲۷	۳۰۸/۶۵	۵/۱۵	۲/۸۳	۱۴/۵۹
۸	12r	۴/۴۱۷	۲۱/۱۵۰	۶۱/۹۱۰	۲۵۵/۳۰	۴/۱۲	۲/۹۳	۱۲/۰۷



شکل ۱۱- مقایسه ضریب اضافه مقاومت مدل اتصال متعارف و استخوانی



شکل ۱۲- مقایسه ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری مدل اتصال متعارف و استخوانی



شکل ۱۳- مقایسه تغییرات ضریب رفتار سازه نسبت به طبقه در دو سیستم

سازه در هر دو حالت مدل‌سازی کاملاً تابع پیوند و تعداد طبقات سازه می‌باشد و با افزایش تعداد طبقات با شیب نسبتاً زیادی افزایش می‌یابد که این افزایش برای قاب‌های با اتصالات استخوانی شدیدتر است به طوری که برای قاب ۱۲ طبقه پلان B ضریب رفتار بدست آمده برای قاب با اتصال استخوانی

شکل (۱۱) و (۱۲) تغییرات ضریب افزایش مقاومت و ضریب کاهش مقاومت بر اثر شکل پذیری را نشان می‌دهد و با توجه به این که ضریب رفتار سازه حاصل ضرب دو ضریب فوق می‌باشد، می‌توان تغییرات ضریب رفتار کل سازه را به صورت شکل (۱۳) ارائه نمود. بر اساس این شکل، ضریب رفتار

۲۰ درصد بیشتر از ضریب رفتار بدست آمده برای قاب متعارف می‌باشد.

۱۰- نتیجه گیری

در این تحقیق، نتایج عددی حاصل از تحلیل المان محدود اتصالات استخوانی ارائه شده است. بطور کلی در بررسی اتصالات رایج گیردار تیر به ستون در سازه‌های فولادی، عدم توزیع یکنواخت تنش و ایجاد تمرکز تنش زیاد در ناحیه اتصال و جوش سبب شکست اتصال و خرابی سازه هنگام بروز نیروهای جانبی شدید زلزله می‌گردد. در صورت استفاده از اتصال استخوانی، نسبت حداکثر تنش ایجاد شده به تنش تسلیم در درز اتصال و جوش در حدود ۰/۷۵ الی ۰/۸۰ می‌باشد. همچنین استفاده از این سیستم اتصال باعث باز پخش تنش در بال تیر در محل اتصال و به تبع آن افزایش عرض موثر بال و دست یافتن به لنگر تمام پلاستیک تیر شده و باعث جلوگیری از عبور نیروهای ناخواسته از مفصل سخت شده و عدم تهدید اتصال تیر به ستون می‌شود. با استفاده از این نوع اتصالات، شکل پذیری اتصال در اثر تشکیل مفصل پس پلاستیک سخت شده افزایش یافته و نوع گسیختگی از حالت ناگهانی و ترد شکنی به حالت شکل پذیر تغییر می‌کند. در مقایسه قاب‌های با اتصالات متعارف و استخوانی، پیوند قاب با اتصال استخوانی نسبت به پیوند قاب متعارف بطور متوسط ۳ درصد افزایش پیدا کرده است. در بازه الاستیک، سختی قاب با اتصالات استخوانی با سختی قاب متعارف تقریباً یکسان است ولی در بازه غیر الاستیک سختی قاب با اتصالات استخوانی از سختی قاب متعارف کمتر بوده و در مرحله غیر خطی هرچه تعداد مفاصل تشکیل شده در قاب بیشتر شود میزان کاهش سختی نیز بیشتر می‌باشد به طوری که در مدل‌های بررسی شده در لحظه قبل از فرو ریزش، کاهش سختی معادل ۲۷ درصد مشاهده شده است. در هر دو سیستم ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل پذیری، در قاب صلب تابع پیوند بوده و با افزایش آن افزایش پیدا می‌کند. در قاب‌های با اتصال استخوانی در هر دامنه ضریب کاهش مقاومت ۲۳ درصد بیشتر از قاب متعارف می‌باشد. همچنین ضریب اضافه مقاومت در هر دو سیستم مقداری بین ۱ تا ۳ را در بر گرفته و در قاب با اتصال استخوانی به طور متوسط ۸ درصد کمتر از قاب متعارف است. همچنین سرعت افزایش ضریب رفتار سازه در اتصالات استخوانی بیشتر از حالت متعارف می‌باشد. در سازه‌هایی که پیوند آنها بالای ۳ ثانیه است برای سیستم با اتصال استخوانی ضریب رفتار ۲۰ درصد از

سیستم متعارف بیشتر است و این موضوع نشان دهنده ظرفیت بالای جذب انرژی در سازه‌های ایجاد شده با اتصالات استخوانی است.

۱۱- مراجع

- [1] Mirghaderi, S.R. and Dehghani Renani, M. (2008), "The Rigid Seismic Connection of Continuous Beam to Column", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 64, pp. 1516-1529.
- [2] Cabrero, G.M. and Bayo. E. (2007), "The Semi Rigid Behavior of Three Dimensional Steel Beam to Column Joints Subjected to Proportional Loading", *Journal of constructional steel research*, Vol. 63, pp. 1241-1253.
- [3] Urbanas, K. and Daniunas, A. (2006), "Behavior of Semi-Rigid Steel Beam-to-Beam Joints under Bending and Axial Forces", *Journal of Construction Steel Research*, Vol. 62, pp. 1244-1249.
- [4] Jun, J. and El-Tawil, S. (2005), "Seismic Performance of Steel Frames with Reduced Beam Section Connections", *Journal of Construction Steel Research*, Vol. 61, pp. 453-471.
- [5] Krishnamurthy, N., Huang, H.T., Jeffrey, P.K. and Aver, L.K. (1979), "Analytical M-θ Curves for End-Plate Connections", *Journal of the Structural Division*, Vol. 105, pp. 133-145.
- [6] Krishnamurthy, N. and Graddy, D.E. (1976), "Correlation between 2 and 3 Dimensional Finite Element Analysis of Steel Bolted End-Plate Connections", *Computers & Structures*, Vol. 6, pp. 381-389
- [7] Krishnamurthy, N. (1980), "Modeling and Prediction of Steel Bolted Connection Behavior", *Computers & Structures*, Vol. 11, pp. 75-82.
- [8] El-Ghazaly, H.A. (1995), "Elastoplastic Rotational Capacity of Welded Symmetrical Moment Connections", *Computers & Structures*, Vol. 56, pp 673-685.
- [9] Chang-Koon, C. and Chung, G. T. (1996), "Refined Three Dimensional Finite Element Model for End-Plate Connection", *Journal of Structural Engineering*, Vol.122, pp. 1307-1316.
- [10] Chang-Koon, C. and Jae-Hoon, K. (2007), "Seismic Design of Reduced Beam Section Steel Moment Connections with Bolted Web Attachment", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, pp. 522-531.
- [11] Pachoumis, D.T., Galoussis, E.G., Kalfas, C.N. and Christitsas, A.D. (2009), "Reduced Beam Section Moment Connections Subjected to Cyclic Loading-Experimental Analysis and FEM Simulation", *Journal of Engineering structures*, Vol. 31, pp. 216-223.
- [12] Godraty Amiri, G. and Gol Mohammady, A. (2002), "Seismic Behavior of Moment Frames with Dog Bone Connections", *International Journal of Engineering Science, University of science and technology*, Vol. 13, pp. 145-156.
- [13] Regulation Code 2800, (1378), Code for Seismic Design of Building, 3th Edition, Building and Housing Research Center.
- [14] National Building Regulations, (1387), Code 10, Design of Steel Structures, Department of Housing and Urban Development.

[۱۵] فرج پور، م. (۱۳۸۸)، "اثر رفتار اتصالات تیر به ستون در پاسخ لرزه‌ای و استاتیکی قاب‌های فولادی"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد مراغه.



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



انجمن سازه های فولادی ایران

برگه درخواست عضویت

محل الصادق
عکس

۱. مشخصات

- اشخاص حقیقی:

نام First Name:

نام خانوادگی Last Name:

نام پدر: شماره شناسنامه: سال تولد: محل تولد: کد ملی:

- اشخاص حقوقی (مشخصات نماینده شرکت در اشخاص حقیقی درج شود):

نام شرکت: شماره ثبت: تاریخ ثبت: محل ثبت: فعالیت اصلی:

۲. سوابق تحصیلی

نوع مدرک	رشته تحصیلی	تاریخ اخذ	دانشگاه	کشور - شهر

۳. سوابق حرفه ای

محل خدمت	سمت	از تاریخ	تا تاریخ

فعالیت اصلی		فعالیت سازمان مربوط	
<input type="checkbox"/> مدیر ارشد	<input type="checkbox"/> کارشناس طراح	<input type="checkbox"/> تولید کننده محصولات فولادی	<input type="checkbox"/> فعالیت سازمان مربوط
<input type="checkbox"/> مدیر اجرایی	<input type="checkbox"/> کارشناس مصالح	<input type="checkbox"/> تولید کننده ماشین آلات و تجهیزات	<input type="checkbox"/> خدمات طرح و ساخت
<input type="checkbox"/> مدیر تولید	<input type="checkbox"/> کارشناس ماشین آلات	<input type="checkbox"/> دستگاه های اجرایی	<input type="checkbox"/> خدمات مشاوره
<input type="checkbox"/> مدیر طراحی	<input type="checkbox"/> کارشناس کنترل کیفیت	<input type="checkbox"/> سایر	<input type="checkbox"/> خدمات پیمانکاری
<input type="checkbox"/> عضو هیأت علمی (مرتبه علمی)	<input type="checkbox"/> خدمات آموزشی		<input type="checkbox"/> خدمات پژوهشی
	<input type="checkbox"/> خدمات آموزشی		<input type="checkbox"/> خدمات آموزش

۴. نشانی

منزل کدپستی
 تلفن کد فاکس موبایل
 محل کار کدپستی
 تلفن کد فاکس صندوق پستی پست الکترونیک

مکاتبات انجمن با کدام نشانی انجام گیرد: منزل محل کار

تبصره: این فرم توسط نماینده شرکت های حقوقی تکمیل گردد.

اینجانب صحت مندرجات این برگه را تایید نموده و با آگاهی نسبت به اساسنامه انجمن سازه های فولادی ایران درخواست عضویت حقوقی حقیقی دانشجویی در این انجمن را دارم.

امضاء

تاریخ

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 حقوقی سه میلیون و پانصد هزار ریال
- اعضای دانشجویی دویست 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.	تاریخ ثبت نام
در جلسه هیأت مدیره مورخ مورد تایید قرار گرفت.	
کمیته پذیرش	
هیأت مدیره	

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

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

تلفن: ۸۸۴۶۹۰۰۴ تلفکس: ۸۸۴۲۹۴۳۸

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