



نشریه علمی

سازه و فولاد

تابستان ۱۴۰۴

دوره ۱۹، شماره ۴۸

Journalss.ir



تعیین عمر مفید باقی مانده ساختمان‌ها پس از وقوع زلزله، مطالعه موردی: تیرهای دو سر مفصل فولادی

موسس محمودی ساحبی، امیر زبیری بهقانی‌نژاد، محمد حسین دولت، عباس هودزاده لیفا

طراحی و ارزیابی مهاربند قطری تعمیرپذیر با میراگر برشی چندسطحی از جنس فولاد با تنش تسلیم پایین

جمال محمودی، عبدالرشاد سرورقد مقدم، پورحسین هاشمی

منحنی بار-خیز ورق دیوار برشی فولادی نیمه مفید در لبه‌ها و ارائه یک رابطه کاربردی برای برآورد مقدار خیز ماکزیمم حد الاستیک ورق

سید ابراهیم سعادت خاوری

ارزیابی کاربرد میراگر غلطکی بیضوی در قاب خمشی فولادی ویژه

حدیث وکیل سادقی، نادر فتاحی، مجید لطیفی

بهبود عملکرد اتصالات فولادی تیر به ستون جعبه ای با استفاده از میراگر شکاف دار

بابک دیزنگیان، زاهیه دادگر

شبیه سازی خرابی پیش‌رونده در قاب‌های فولادی؛ تمرکز بر معیار دررفت قائم و سطوح عملکرد

اشکان خداینده‌لو



نشریه علمی
سازه و فولاد
Journal of
Steel & Structure

دوره ۱۹

شماره ۴۸

تابستان ۱۴۰۴

صاحب امتیاز: انجمن سازه های فولادی ایران

مدیر مسئول: پروفسور سیدرسول میرقادری

سردبیر: پروفسور مهدی قاسمیه

مدیر داخلی: مهندس نیما لطفی

امور گرافیکی: احسان ارضی

ویرایش و صفحه آرایی: مهندس زهره سادات فردطباطبایی

نشانی: تهران، بزرگراه شیخ فضل اله نوری، فاز ۲ شهرک

فرهنگیان، خیابان نارگل، خیابان شهید علی مروی، خیابان

حکمت، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، معاونت

آموزش و توسعه فناوری، انجمن سازه های فولادی ایران

شماره دفتر: ۰۲۱-۸۸۲۵۵۹۴۲ (داخلی ۵۶۱)

شماره همراه: ۰۹۰۱۹۹۴۳۳۰۱

نشانی سایت: journalisss.ir

اعضای هیئت تحریریه

پروفسور فرهاد دانشجو

پروفسور دکتر علی اکبر آقا کوچک

پروفسور مجتبی ازهری

دکتر علی مزروعی

پروفسور محسن گرامی

دکتر اباذر اصغری

پروفسور بهروز عسگریان

دکتر نادر فناپی

دکتر فرشید مالک قایینی

پروفسور محمد رضایی پژند

دکتر مجید جمال امید

دکتر محمد سهیل قبادی

دکتر سیامک ایپکچی

دکتر سیدعلی رضوی طباطبایی

اعضای هیئت تحریریه بین المللی

پروفسور ایمان حاجی رسولیها

دکتر شهاب الدین ترابیان

دکتر کامیار کیلداشتی

Journalisss.ir

فهرست مطالب

- تعیین عمر مفید باقی مانده ساختمان‌ها پس از وقوع زلزله مطالعه موردی: تیرهای دو سر مفصل فولادی..... ۵
موسی محمودی صاحبی، امیر زابری بغلانی نژاد، محمدحسین دولتی، عباس مهدیزاده لیما
- طراحی و ارزیابی مهاربند قطری تعمیرپذیر با میراگر برشی چندسطحی از جنس فولاد با تنش تسلیم پایین ۱۷
جمال محمودی، عبدالرضا سروقدمقدم، بهرخ حسینی هاشمی
- منحنی بار-خیز ورق دیوار برشی فولادی نیمه مقید در لبه‌ها و ارائه یک رابطه کاربردی برای برآورد مقدار خیز ماکزیمم حد الاستیک ورق ۳۲
سید ابراهیم سادات خلردی
- ارزیابی کاربرد میراگر غلطکی بیضوی در قاب خمشی فولادی ویژه..... ۴۷
حدیث وکیلی صادقی، نادر فنائی، مجید لطیفی
- بهبود عملکرد اتصالات فولادی تیر به ستون جعبه‌ای با استفاده از میراگر شکافدار ۵۹
بابک دیزنگیان، راضیه دادگر
- شبیه‌سازی خرابی پیش‌رونده در قاب‌های فولادی: تمرکز بر معیار دررفت قائم و سطوح عملکرد ۷۴
اشکان خدابنده‌لو



نشریه علمی

سازه و فولاد

Journal of
Steel & Structure



<http://journaliss.ir>

تعیین عمر مفید باقی مانده ساختمان‌ها پس از وقوع زلزله مطالعه موردی: تیرهای دو سر مفصل فولادی

موسی محمودی صاحبی^{۱*}، امیر زایری بغلانی نژاد^۲، محمدحسین دولتی^۳، عباس مهدیزاده لیما^۴

۱- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

۲- استادیار گروه سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی جندی شاپور دزفول، دزفول، ایران

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

۴- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

*تهران، صندوق پستی ۱۶۷۸۸۱۵۸۱۱، m.mahmoudi@sru.ac.ir

چکیده

عمر مفید باقی مانده، نشان‌دهنده مدت زمانی از حیات یک سازه است که بهره‌برداری ایمن از آن، پس از وقوع زلزله امکان‌پذیر باشد. با توجه به کاهش احتمالی مقاومت سازه در برابر زلزله‌های آتی در اثر آسیب‌دیدگی، تعریف شاخصی برای ارزیابی عملکرد سازه پس از زلزله، ضروری به نظر می‌رسد. در این پژوهش، روشی کارآمد جهت محاسبه عمر مفید باقی مانده سازه‌ها با تمرکز بر تیرهای دوسر مفصل فولادی ارائه شده است. بدین منظور، حالات مختلف آسیب‌دیده این تیرها مدل‌سازی شده و با انجام تحلیل‌های مودال و بار افزون، پارامترهایی چون زمان تناوب و تغییر مکان ظرفیتی در سطح عملکرد ایمنی جانی استخراج گردید. سپس با بهره‌گیری از روابط احتمالاتی زلزله و مدل‌های کاهش‌دهنده، عمر مفید این المان‌ها محاسبه شد. در ادامه، با استفاده از شبکه عصبی تحت نظارت، الگویی عددی برای تخمین عمر مفید تیرهای مشابه توسعه داده شد. نتایج حاصل، بیانگر توانمندی روش پیشنهادی در تخمین مؤثر عمر مفید تیرهای دوسر مفصل می‌باشد. لازم به ذکر است که این مطالعه با محدودیت‌هایی نظیر ساده‌سازی در مدل‌سازی عددی، عدم در نظر گرفتن رفتار غیرخطی پیچیده مصالح و چالش‌های تعمیم‌پذیری به سایر اجزای سازه‌ای همراه بوده است؛ لذا ضروری است که این موارد در تفسیر و کاربرد یافته‌ها مدنظر قرار گیرد.

واژگان کلیدی

عمر مفید باقی مانده، تیر دوسر مفصل، زلزله، تحلیل بار افزون، شبکه عصبی مصنوعی

Determination of remaining useful life of building after an earthquake Case study: Hinged supported steel beams

M. Mahmoudi, A. Zayeri Baghlani Nejad, M.H. Dolati, A. Mehdizadeh Lima

Abstract

Remaining Useful Life (RUL) refers to the length of time a structure can be safely used after an earthquake. Given that seismic resistance may be reduced due to damage, defining a damage index to assess post-earthquake performance is essential. This study proposes an efficient method for calculating the RUL of simply supported steel beams. To achieve this, various damage states of these beams were modeled, and both modal and pushover analyses were conducted to extract parameters such as natural period and target displacement at the life safety performance level. Using probabilistic seismic hazard models and attenuation relationships, the RUL of these elements was estimated. The extracted data were then used to train a supervised artificial neural network to develop a numerical model for estimating the RUL of similar beams. The results demonstrate the effectiveness of the proposed method in accurately predicting the RUL of simply supported beams. It should be noted that this study has limitations, such as simplifications in numerical modeling, exclusion of complex nonlinear material behavior, and challenges in generalizing the method to other structural components. Therefore, caution is advised when interpreting and applying the findings.

Keywords

Remaining Useful Life, Hinged Supported Beam, Earthquake, Pushover Analysis, Artificial Neural Network



۱- مقدمه

تعیین عمر مفید باقی‌مانده سازه‌های ساختمانی، امری مهم و ضروری است. دلیل این اهمیت را می‌توان در نقش مؤثر این کار در تسهیل برنامه‌ریزی‌های کلان‌شهری، اقتصادی و زیست‌محیطی یافت. از آنجایی که کشور ایران در منطقه‌ای با لرزه‌خیزی بالا قرار گرفته است و سالانه زلزله‌های زیادی با شدت‌های مختلف در آن رخ می‌دهد، اهمیت تعیین عمر مفید باقی‌مانده سازه‌ها پس از وقوع زلزله دوچندان می‌شود. در صورتی که بتوان عمر مفید باقی‌مانده سازه‌ها را پس از رخداد زلزله تعیین نمود، می‌توان در مورد نوع کاربری آینده سازه‌ها، تخریب کامل یا بهسازی و مقاوم‌سازی آن‌ها هوشمندانه‌تر تصمیم گرفت.

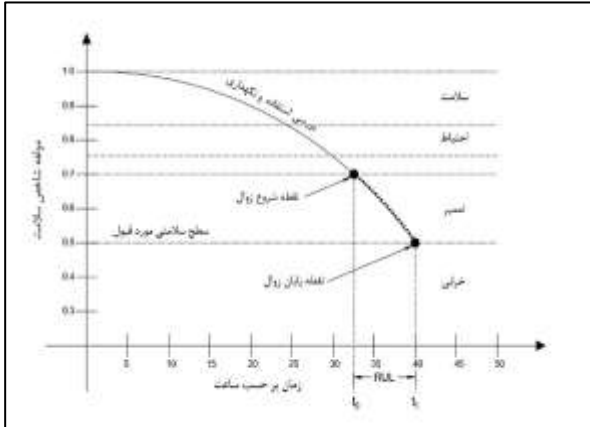
عوامل متعددی در تعیین عمر مفید باقی‌مانده سازه‌ها تأثیر گذار هستند که از میان آن‌ها می‌توان به خوردگی از نوع تغییر در مصالح در اثر واکنش‌های شیمیایی، زنگ‌زدگی به‌عنوان یکی از حالت‌های خوردگی، خستگی، تنش‌ها و تغییر شکل‌های پسماند در اثر بارگذاری‌های مختلف از جمله زلزله، تغییرات دمایی، وجود ترک در اعضای سازه‌ای و ... اشاره نمود؛ همچنین روش‌های ریاضی متنوعی برای تعیین عمر مفید باقی‌مانده سازه‌ها وجود دارد مانند روش‌های رگرسیون نمایی، شبکه‌های عصبی، ماشین بردار پشتیبان و وابسته و ... [۱-۳].

در این پژوهش، با توجه به اهمیت برجسته زلزله در طراحی و عملکرد اجزای سازه‌های ساختمانی و به‌منظور تعیین عمر مفید المان‌های سازه‌ای پس از وقوع زلزله، به بررسی عامل مؤثر زلزله بر عمر مفید باقی‌مانده پرداخته شده است. هدف از این مطالعه، ارائه یک روش کاربردی، ساده و قابل‌دسترس برای محاسبه دقیق عمر مفید المان تیر پس از وقوع زلزله می‌باشد. این روش می‌تواند به مهندسان و طراحان کمک نماید تا با توجه به شرایط پس از زلزله، تصمیمات بهتری در خصوص تعمیرات و نگهداری سازه‌ها اتخاذ کنند و بهره‌وری و ایمنی ساختمان‌ها را افزایش دهند.

در سال ۲۰۱۴، اوکوه^۱ و همکاران به بررسی عوامل مؤثر بر عمر مفید باقی‌مانده و روش‌های به‌دست‌آوردن عمر مفید باقی‌مانده جامدات پرداختند. در این تحقیق عوامل مؤثر بر عمر مفید باقی‌مانده از جمله خوردگی، خستگی، تغییر شکل و گسیختگی در المان‌ها معرفی شد و همچنین یک دسته‌بندی کلی

از روش‌های تعیین عمر مفید شامل روش‌های عددی، تحلیلی، میدانی و ترکیبی صورت گرفت [۱].

شکل (۱) شاخص سلامت ارائه‌شده توسط اوکوه و همکاران را نشان می‌دهد. در این شکل عمر مفید باقی‌مانده در فاصله زمانی بین نقطه شروع زوال و پایان زوال نمایش داده شده است.



شکل ۱- معرفی شاخص سلامت المان ذکر شده در پژوهش اوکوه و

همکاران [۱]

در سال ۲۰۰۹ دانیوتی^۲ و همکاران به بررسی روش‌های تخمین عمر مفید باقی‌مانده اجزای تشکیل‌دهنده ساختمان پرداختند. در این مقاله، ویژگی‌های روش تعیین عمر مفید باقی‌مانده مورد بررسی قرار گرفت. همچنین تلاش شد تا به کمک تعریف یک سری از فاکتورها و ویژگی‌های مخصوص المان‌های سازه‌ای، بتوان عمر مفید آن المان را تعیین نمود [۳].

طبق ISO 15686، عمر مفید باقی‌مانده به دوره‌ای اطلاق می‌شود که انتظار می‌رود یک المان یا سیستم، پس از ارزیابی شرایط فعلی، عملکرد قابل‌قبول خود را حفظ نماید. [۴].

در سال ۲۰۱۹ الکساندر^۳ و بوشاسن^۴ به بررسی عوامل مؤثر بر دوام سازه‌های بتن‌آرمه و پیش‌بینی عمر مفید آن‌ها پرداختند. در تحقیق مذکور مفهوم عمر مفید یک سازه، تعریف شده و عواملی که بر مقاومت فشاری بتن اثر دارند در نظر گرفته شد؛ همچنین یک مدل ابتدایی جهت تعیین یک فاکتور برای اجرای مقاوم‌سازی سازه‌های بتن‌آرمه ارائه گردید. مدل ارائه‌شده بر اساس ترکیب توزیع‌های نرمال هر عامل مخرب تعریف شده است [۵]. به‌منظور ارائه طرح‌های درست و بهینه ترمیم و مقاوم‌سازی، نیاز است عواملی که بر کاهش عملکرد مطلوب ساختمان‌ها نقش دارند، به‌درستی شناخته شده و با تحلیل آن‌ها و اثراتشان بر

² Daniotti

³ Alexander

⁴ Beushausen

¹ Okoh



ساختمان، طرح مقاوم سازی صحیح را تنظیم نمود. از جمله این موارد می توان به عوامل خارجی (مانند زلزله و آتش سوزی) و نیز عوامل ناشی از تغییر کاربری و تغییر در عملکرد ساختمان اشاره نمود. [۶].

در مقاله‌ی ارائه شده توسط کاوه و ایرانمنش، شبکه‌های عصبی مصنوعی به منظور پردازش اطلاعات و داده‌های مربوط به بهینه‌سازی سازه‌ها آموزش داده شده‌اند. [۷].

بر اساس مقاله ارائه شده توسط امیدنسب و عربزاده در سال ۱۳۸۲ که در خصوص پیش‌بینی مقاومت نهایی و عمر مفید باقی‌مانده تیرهای عمیق بتن مسلح بود، از یک الگوریتم یادگیری ماشین به نام الگوریتم اصلاح شده انتشار برگشتی^۱ استفاده شد [۸]. شبکه‌های عصبی مصنوعی با وجود این که با سیستم عصبی طبیعی قابل مقایسه نیستند، ویژگی‌هایی دارند که آن‌ها را در بعضی از کاربردها مانند تفکیک الگو، ربایتیک، کنترل و به‌طور کلی در هر جا که نیاز به یادگیری یک نگاهت خطی و یا غیرخطی باشد، ممتاز می‌نماید [۹]. شبکه‌های عصبی نقش مؤثری در پیش‌بینی دقیق عمر مفید باقی‌مانده اجزای صنعتی ایفا می‌کنند [۱۰].

در سال ۱۳۹۲ محمودی صاحبی و اعتضادی فر، شاخص عمر مفید باقی‌مانده سازه برای تشخیص و آسیب‌پذیری سازه‌ها را معرفی کردند. در این مقاله سه سازه ۴، ۷ و ۱۰ طبقه از نوع مهاربند ضربدری آسیب‌پذیر، مورد بررسی قرار گرفت و عمر مفید باقی‌مانده آن تخمین زده شد. نتایج حاصل از ارزیابی عمر مفید با مقدار پیشنهادی ۵۰ سال در آیین‌نامه‌ها، مقایسه شد. روش پیشنهادی در این مقاله، همان روش استفاده شده در تحقیق پیش‌رو و مبنای کار این پژوهش است. در مقاله مذکور سعی شده بود با تلفیق مبحث تحلیل خطر لرزه‌ای^۲ و تحلیل بارافزون شاخص جدیدی به نام «عمر مفید باقی‌مانده ساختمان» معرفی گردد. این شاخص می‌تواند به سهولت، میزان آسیب‌پذیری سازه‌ها را بیان نماید. همچنین به کمک این شاخص می‌توان زمان مناسب عملیات مقاوم‌سازی را با رعایت صرفه اقتصادی مشخص نمود [۱۱].

در حالی که پژوهش مذکور، شاخص عمر مفید باقی‌مانده سازه را برای ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌ها معرفی کرده است، روش پیشنهادی در این مطالعه با بهره‌گیری از شبکه عصبی، امکان تعیین عمر مفید باقی‌مانده تیر آسیب‌دیده را در هر نقطه از طول آن فراهم می‌نماید؛ که دقت و انعطاف‌پذیری بیش‌تری در تحلیل و پیش‌بینی رفتار سازه‌ای ارائه می‌دهد. مقاله حاضر شامل چهار بخش اصلی

خواهد بود. در بخش دوم به معرفی روش پیشنهادی، بخش سوم بررسی مطالعه موردی و بخش چهارم شبکه‌های عصبی ارائه می‌گردد.

۲- روش پیشنهادی برای تعیین عمر مفید باقی‌مانده

الگوریتم تعیین عمر مفید باقی‌مانده‌ی المان سازه‌ای در روش پیشنهادی در شش گام خلاصه می‌شود. این شش گام بر مبنای تحلیل استاتیکی غیرخطی و روابط گوتنبرگ ریشتر و توزیع پواسون تعیین شده‌اند.

گام ۱- مدل‌سازی هندسی سازه و تعریف رفتار مصالح در این گام، هندسه سازه و مشخصات هندسی و مکانیکی، همچنین مشخصات مفصل پلاستیک و نیز مقاطع سالم و آسیب‌دیده در نرم‌افزار تحلیل اجزای محدود انجام می‌شود.

گام ۲- انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی با ضوابط موجود در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها (نشریه ۳۶۰) تحلیل استاتیکی خطی بر روی سازه‌ها انجام می‌شود. این تحلیل تا جایی ادامه می‌یابد که اولین مفصل پلاستیک تشکیل شده در عضو به عملکرد مورد انتظار برسد. در این مقاله عملکرد مورد انتظار، ایمنی جانی در نظر گرفته شده است.

گام ۳- محاسبه شتاب ظرفیتی سازه به کمک روابط (۱) و (۲) و مقادیر زمان تناوب و تغییر مکان ظرفیتی به دست آمده در گام ۲، شتاب ظرفیتی عضو سازه‌ای در عملکرد ایمنی جانی تعیین می‌شود.

$$\delta = C_0 C_1 C_2 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi}\right)^2 g \quad (1)$$

$$S_a = aB \quad (2)$$

این فرمول مرتبط با تحلیل دینامیکی سازه‌ها است و معمولاً در مهندسی زلزله برای محاسبه تغییر شکل‌ها یا پاسخ لرزه‌ای به کار می‌رود. در این معادلات (δ) تغییر مکان یا پاسخ لرزه‌ای سازه، (C_0) ضریب اصلاح برای تغییر مکان اولیه، (C_1) ضریب تأثیر شکل مود ارتعاشی، (C_2) ضریب غیرخطی بودن رفتار سازه، (S_a) شتاب طیفی در دوره تناوب مؤثر، (T_e) دوره تناوب مؤثر سازه، (g) شتاب گرانش زمین، (a) ضریب مقیاس‌گذاری یا تأثیر عوامل خاص و (B) ضریب وابسته به ویژگی‌های خاک، سازه یا طیف پاسخ لرزه‌ای می‌باشد. با این حال، لازم به ذکر است که استفاده از رابطه تغییر مکان هدف برای تیر دو سرمفصل، صرفاً در چارچوب تحلیل ساده شده و با فرضیات محدود انجام شده است و برای تحلیل

¹ Resilient Propagation.

² Seismic Hazard Analysis



دقیق‌تر و ارزیابی جامع رفتار غیرخطی سازه، نیاز به مدل‌سازی کامل و پیچیده‌تر می‌باشد. از این رو، نتایج حاصل از نمودارهای عمر مفید نیز در محدوده شرایط فرض شده اعتبار دارند.

گام ۴- محاسبه بزرگای ظرفیتی سازه

به کمک روابط (۳) (رابطه کاهندگی دنون) و (۴) (رابطه کاهندگی زارع)، بزرگای ظرفیتی عضو سازه‌ای محاسبه می‌شود [۱۲].

$$a = 1080e^{0.5M}(R' + 25)^{-1.32} \quad (3)$$

$$\log A = aM + bX - \log X + c_i S_i + \sigma p \quad (4)$$

(a) مقدار شتاب یا عامل مقیاس‌گذاری طیفی، (M) بزرگای زلزله (Magnitude) که تأثیر مستقیم بر شدت لرزش دارد، (R') فاصله اصلاح‌شده از منبع زلزله که معمولاً در ارزیابی اثرات لرزه‌ای استفاده می‌شود. (bX-logX) تأثیر فاصله (X) که به صورت خطی و لگاریتمی در معادله لحاظ شده است. (i c_i S_i) اثر ویژگی‌های خاص سایت یا منطقه که شامل پارامترهای محلی مانند نوع خاک، شرایط زمین‌شناسی، یا دیگر عوامل محیطی است. (σp) مقدار پراکندگی یا عدم قطعیت در رابطه که نشان‌دهنده تغییرات آماری داده‌ها است.

لازم به ذکر است که رابطه کاهندگی دنون برای رکوردهای حاصل از ارتعاش زلزله در راستاهای افقی به دست آمده است و با توجه به این که اثر زلزله بر تیر دوسر مفصل ناشی از ارتعاشات در جهت قائم می‌باشد و در روش دنون برای زلزله قائم رابطه‌ای یافت نشد؛ لذا با استناد به آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، برای محاسبه بزرگای ظرفیت به روش دنون، مقادیر شتاب ظرفیت در عدد ۰/۶ ضرب شده‌اند. با توجه به این که موضوع این تحقیق ارائه یک روش و متدولوژی جدید و بررسی صحت عملکرد روش ارائه شده بر اساس اهداف و تحقیقات انجام شده در قبل می‌باشد، از روابط کاهندگی جدید دارای داده‌های مربوط به زلزله قائم نیز می‌باشند؛ درحالی که روابط استفاده شده در مقاله محمودی صاحبی و اعتضادی فر [۱۱] این داده‌ها را ندارند) استفاده نشد تا ضمن حصول اطمینان از کارکرد روش فوق و تطابق آماری آن با سازه جدید، راه برای بررسی سایر روابط کاهندگی در سایر ساختگاه‌ها و همچنین سازه‌های مختلف دیگر باز شده و این تحقیق مبنای توسعه و تکامل این متدولوژی قرار گیرد.

گام ۵- انتخاب خطر و محاسبه احتمال وقوع سالیانه

با استفاده از رابطه (۵) (گوتنبرگ ریشتر) احتمال وقوع سالیانه تعیین می‌شود.

$$\log N = a - bM \quad (5)$$

این رابطه یک فرمول لگاریتمی است که معمولاً در تحلیل لرزه‌ای، مهندسی زلزله، یا زمین‌شناسی برای ارزیابی نرخ رخداد زلزله‌ها استفاده می‌شود. (logN) لگاریتم تعداد رخدادها زمین‌لرزه یا نرخ وقوع آن‌ها، (a) ضریب ثابت که وابسته به منطقه و داده‌های آماری زلزله‌ها است، (bM) تأثیر بزرگای زلزله (M) بر تعداد رخدادها، با ضریب (b) که نشان‌دهنده کاهش نرخ وقوع زلزله‌های بزرگ‌تر است.

گام ۶- محاسبه عمر مفید باقی‌مانده

به کمک رابطه (۶) (توزیع پواسون)، عمر مفید سازه محاسبه می‌شود.

$$R = 1 - e^{-Nt} \quad (6)$$

در این رابطه (R) مقدار نهایی یا پاسخ سیستم (ممکن است درصدی از چیزی مانند جمعیت، واکنش شیمیایی، یا رشد باشد). (e) عدد نپر (تقریباً ۲/۷۱۸)، که در معادلات رشد و زوال نمایی کاربرد زیادی دارد. (N) یک پارامتر وابسته به نرخ تغییر یا رشد است. (t) زمان که نشان‌دهنده پیشرفت یا گذر زمان در این فرآیند است. به منظور تشریح روش پیشنهادی، در ادامه به حل تئوریک یک مدل سازه‌ای عددی پرداخته می‌شود.

۳- ارائه شبکه عصبی مصنوعی و عمر مفید باقی‌مانده

در این بخش، به شرح شبکه‌های عصبی مصنوعی پیشنهادی و نحوه شکل‌گیری این شبکه‌ها برای تحلیل المان‌های سازه‌ای پرداخته می‌شود. همچنین، به نتایج حاصل از اعمال این شبکه‌ها و تأثیر آن‌ها بر پیش‌بینی عمر مفید و ارزیابی عملکرد سازه‌ای پرداخته می‌شود. در ادامه، جزئیات مرتبط با ساختار شبکه‌های عصبی، فرآیند آموزش و داده‌های مورد استفاده برای ایجاد مدل‌های دقیق‌تر و پایدارتر بررسی خواهد شد.

۳-۱- مبانی شبکه‌های عصبی تحت نظارت

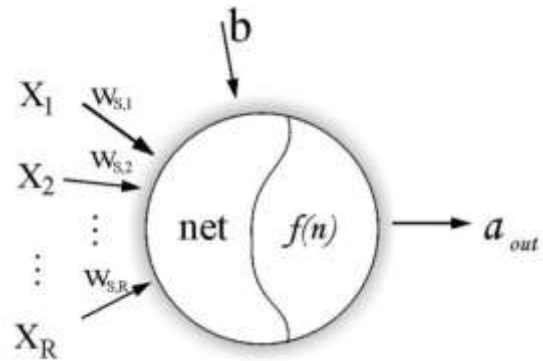
شبکه‌های عصبی مصنوعی، در واقع نوعی سیستم پردازش اطلاعات هستند که از تعمیم‌یافتن مدل‌های ریاضی شبکه‌های عصبی بر مبنای پنج فرضیه زیر توسعه یافته‌اند [۷]:

- ۱- داده‌پردازی در اجزای ساده‌ای به نام نرون صورت می‌گیرد.
- ۲- اطلاعات از طریق ارتباط بین نرون‌ها منتقل می‌شود.
- ۳- هر ارتباط دارای وزن مخصوص به خود است.
- ۴- هر نرون برای محاسبه خروجی‌اش، یک تابع تحریک دارد که به مجموع وزن‌دار ورودی‌هایش اعمال می‌شود.



۵- خروجی هر پردازشگر (نرون) ممکن است به تعداد زیادی واحد پردازشگر دیگر منتقل شود.

شکل (۲) مدل ریاضی یک نرون را نشان می‌دهد.



شکل ۲- مدل ریاضی یک نرون [۱۳]

به‌طور کلی فرآیند تحلیل داده‌ها، یافتن رابطه بین آن‌ها، آزمون و خطا و اصلاح رابطه به دست‌آمده، یادگیری ماشین نامیده می‌شود. عوامل مؤثر بر دوام و عمر مفید سازه‌ها (از جمله ترک و خوردگی) نیز شامل انواع مختلفی از داده‌ها هستند که با یافتن رابطه بین این داده‌ها می‌توان به‌طور دقیق به بررسی آن‌ها و پیش‌بینی اثر آن‌ها بر عمر مفید سازه‌ها دست یافت. روش‌های متنوعی برای یادگیری ماشین وجود دارد که می‌توان به شبکه‌های عصبی، الگوریتم ژنتیک چندمنظوره، روش نور-فازی، برنامه‌نویسی ژنتیکی و یا ترکیبی از این‌ها اشاره نمود.

از آنجایی که در مقاله حاضر از شبکه‌های عصبی مصنوعی تحت نظارت، جهت پیش‌بینی عمر مفید سازه استفاده شده است، قبل از پرداختن به شبکه عصبی پیشنهادی به شرح مختصری از مبانی مربوط به این شبکه‌ها پرداخته می‌شود.

شبکه‌های عصبی مصنوعی از لایه‌های مجزا تشکیل شده‌اند که شامل بخش‌های ورودی، پنهان و خروجی هستند. مجموعه‌ای از سلول‌های عصبی به‌طور منظم در قالب ارائه‌ای چندبعدی سازمان‌دهی شده‌اند که به‌عنوان لایه‌ها شناخته می‌شوند، و این ساختار امکان پردازش داده‌ها را به شکلی کارآمد فراهم می‌نماید. هر لایه شامل یک یا چند عنصر پردازشی ویژه است که نقش مشخصی در فرآیند پردازش داده‌ها ایفا می‌کنند. این عناصر به‌گونه‌ای طراحی شده‌اند که عملیات لازم را بر روی ورودی‌های خود انجام داده و اطلاعات را به لایه‌های بعدی منتقل می‌کنند.

تعداد گره‌های ورودی نشان‌دهنده تعداد متغیرهای ضروری است که برای پیش‌بینی متغیرهای خروجی مورد نظر به‌کار گرفته

می‌شوند. این مقدار تعیین‌کننده میزان داده‌های اولیه مورد نیاز برای انجام تحلیل و پردازش است.

تعداد بهینه گره‌های مخفی و لایه‌های مخفی به پیچیدگی مدل‌سازی و هدف محقق مانند خطای یادگیری قابل قبول بستگی دارد. هرچه تعداد لایه‌های مخفی موجود در شبکه عصبی بیش‌تر باشد، پیچیدگی مدل بیش‌تر است. در فرآیند آموزش، شبکه عصبی مصنوعی به‌تدریج با الگوهای ورودی و نقاط خروجی متناظر آن‌ها آشنا می‌شود. این یادگیری به آن امکان می‌دهد تا روابط موجود میان داده‌ها را شناسایی کرده و عملکرد خود را بهبود بخشد. الگوریتم یادگیری (الگوریتم لونیگ-مارکوارت در این تحقیق) مقادیر وزن‌های اتصال‌ها را در ساختار شبکه عصبی مصنوعی تنظیم می‌نماید. در کل برای رسیدن به دقت مناسب، یک ساختار شبکه عصبی مصنوعی ساده مطلوب‌تر است. به‌کارگیری شبکه‌های عصبی با ساختار ساده موجب کاهش زمان آموزش، بهبود فرآیند فعال‌سازی شبکه و جلوگیری از ایجاد اتصالات اضافی می‌شود. این امر باعث افزایش کارایی و بهینه‌سازی عملکرد شبکه خواهد شد. این روش به‌منظور یافتن مقدار حداقل یک تابع غیرخطی چندمتغیره به‌کار گرفته می‌شود و به‌عنوان یکی از راهکارهای استاندارد در حل مسائل کمینه مربعات برای توابع غیرخطی مورد استفاده قرار می‌گیرد. به بیان دیگر این الگوریتم روش استاندارد برای مسائل حداقل مربعات غیرخطی بوده و به‌عنوان ترکیبی از روش نیوتن-گوس و بیش‌ترین شیب نزول یا گرادیان نزولی بیان می‌شود. منظور از شبکه تحت نظارت^۱ این است که مدل ریاضی بر اساس داده‌های موجود (ورودی‌ها و خروجی‌ها) اقدام به ساخت مسیر محاسبه می‌کند و خروجی‌های آن بر اساس داده‌های موجود کنترل می‌شوند.

به‌منظور پیش‌بینی عمر مفید باقی‌مانده سازه‌ها، از یک مدل شبکه عصبی مصنوعی استفاده شده است. ساختار این شبکه شامل یک لایه مخفی با تعداد بهینه نرون‌ها و یک لایه خروجی می‌باشد. داده‌های ورودی شامل پارامترهایی نظیر زمان تناوب طبیعی سازه، تغییر مکان ماکزیمم و سایر ویژگی‌های دینامیکی استخراج شده از تحلیل نرم‌افزاری هستند. خروجی مدل، مقدار پیش‌بینی شده عمر مفید باقی‌مانده سازه است.

به‌منظور ارزیابی عملکرد مدل، از معیارهای MSE (میانگین مربعات خطا) برای سنجش میزان خطای مدل و ضریب تعیین (R^2) برای ارزیابی دقت پیش‌بینی استفاده شده است. داده‌ها به مجموعه‌های آموزشی و آزمایشی تقسیم شده‌اند تا از بیش‌برازش

^۱ Under Supervision



از وقوع زلزله به کمک روش معرفی شده و رابطه کاهندگی زارع تخمین زده می شود. (ریسک زلزله ۱۰ درصد و ضرایب a و b منطقه به ترتیب ۶/۵ و ۱/۷ در نظر گرفته می شود).

گام ۱ و ۲- با توجه به داده اولیه:

$$\delta = 2.9 \text{ cm}, T_e = 0.04271 \text{ s}$$

گام ۳- محاسبه شتاب ظرفیتی تیر:

$$\delta = C_0 C_1 C_2 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g$$

$$\rightarrow 2.9 = 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times a \times \left(\frac{0/04271}{2\pi} \right)^2 \times 981$$

$$\rightarrow a = 154/42 \text{ cm/s}$$

گام ۴- محاسبه بزرگای ظرفیتی تیر:

$$\log 154.42 = 0.322 \times M - 0.003 \times 10 - \log 10$$

$$+ 0.754 \times 1 + 1$$

$$\rightarrow M = 5.39$$

گام ۵- محاسبه احتمال وقوع سالیانه:

$$\log N = a - bM \rightarrow \log N = 6.5 - 1.7 \times 5.39$$

$$\rightarrow N = 0.0021$$

گام ۶- محاسبه عمر مفید باقی مانده

$$R = 1 - e^{-Nt} \rightarrow 0.1 = 1 - e^{-t \times 0.0021}$$

$$\rightarrow t = 8.64 \text{ years}$$

۴-۳- تحلیل عمر مفید تیر دوسر مفصل با دهانه ۸ متری در فاصله ۲۰ کیلومتری از گسل مولد زلزله

در ادامه مثال تحلیل لرزه‌ای تیر دوسر مفصل بحث شده در بخش ۳-۱، با محاسبات جدید برای تیر با دهانه ۵ متری تا ۸ متری انجام شد تا تأثیر افزایش طول دهانه بر عمر مفید باقی مانده پس از زلزله مورد بررسی قرار گیرد. خلاصه حل در جدول (۱) ارائه گردید. بر اساس نتایج ارائه شده در شکل (۳)، با افزایش طول تیر، میزان عمر مفید باقی مانده در برابر مؤلفه قائم زلزله به طور قابل توجهی کاهش می یابد.

جدول ۱- عمر مفید باقی مانده تیرهای با طول دهانه های مختلف

عامل	تیر ۸ متری	تیر ۷ متری	تیر ۶ متری	تیر ۵ متری
زمان تناوب (ثانیه)	0.0517	0.04845	0.04487	0.04021
جابه جایی حداکثر (سانتی متر)	10	9.1	8.2	7.1
شتاب ظرفیتی (cm/s ²)	139.4	145.2	155.6	170.2
بزرگای ظرفیتی	5.33	5.37	5.42	5.48
عمر مفید باقی مانده (سال)	4.55	5.52	6.75	8.35

با توجه به افزایش زمان تناوب و جابه جایی در تیر بلندتر، نتایج نشان داد که عمر مفید پس از زلزله برای تیر ۸ متری حدود ۴/۵۵ سال خواهد بود؛ درحالی که همین مقدار برای تیر ۴ متری ۱۰/۲۲ سال برآورد شده بود. این تفاوت قابل توجه نشان دهنده آن

(Overfitting) جلوگیری شده و قابلیت تعمیم پذیری مدل به صورت مستقل ارزیابی گردد.

۴- مطالعه موردی

مطالعه موردی تیر دوسر مفصل در شرایط مختلف و بر اساس روش پیشنهادی مورد بررسی و تحلیل قرار گرفت. این بررسی شامل تحلیل رفتار تیر تحت تأثیر شرایط متنوع و بررسی عملکرد آن در مواجهه با عوامل مختلف بود. نتایج این مطالعه به درک بهتر از عملکرد و عمر مفید تیر در شرایط مختلف کمک می کند.

۴-۱- عمر مفید تیر دوسر مفصل یک ساختمان با فاصله ۲۰ کیلومتری از گسل مولد

در این بخش با فرض این که پس از تحلیل های نرم افزاری، زمان تناوب و تغییر مکان حداکثر در سطح عملکرد ایمنی جانی یک تیر دوسر مفصل در یک منطقه که در فاصله ۲۰ کیلومتری از گسل مولد قرار دارد به ترتیب ۰/۰۳۶۵۷ و ۶/۲ (بر حسب ثانیه و سانتی متر) باشد، عمر مفید باقی مانده این تیر پس از وقوع زلزله به کمک روش معرفی شده و رابطه کاهندگی دنون تخمین زده می شود. (ریسک زلزله ۱۰ درصد و ضرایب a و b منطقه به ترتیب ۶/۹ و ۱/۶ در نظر گرفته می شود).

گام ۱ و ۲- با توجه به داده اولیه:

$$\delta = 6.2 \text{ cm}, T_e = 0.03657 \text{ s}$$

گام ۳- محاسبه شتاب ظرفیتی تیر:

$$\delta = C_0 C_1 C_2 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g$$

$$\rightarrow 6.2 = 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times a \times \left(\frac{0/03657}{2\pi} \right)^2 \times 981$$

$$\rightarrow a = 186/56 \text{ cm/s}$$

گام ۴- محاسبه بزرگای ظرفیتی تیر:

$$a = 1080 e^{0.5M} (R' + 25)^{-1.32}$$

$$\rightarrow 186.56 \times 0.6 = 1080 e^{0.5M} (10 + 25)^{-1.32}$$

$$\rightarrow M = 5.55$$

گام ۵- محاسبه احتمال وقوع سالیانه:

$$\log N = a - bM \rightarrow \log N = 7.1 - 2 \times 5.55$$

$$\rightarrow N = 0.0103$$

گام ۶- محاسبه عمر مفید باقی مانده

$$R = 1 - e^{-Nt} \rightarrow 0.1 = 1 - e^{-t \times 0.0103}$$

$$\rightarrow t = 10.22 \text{ years}$$

۴-۲- عمر مفید تیر دوسر مفصل در منطقه البرز مرکزی

با فرض این که پس از تحلیل های نرم افزاری، زمان تناوب و تغییر مکان حداکثر در سطح عملکرد ایمنی جانی یک تیر دوسر مفصل در منطقه البرز مرکزی با خاک نوع ۲ که در فاصله ۱۰ کیلومتری از گسل مولد قرار دارد به ترتیب ۰/۰۴۲۷۱ و ۲/۹ (بر حسب ثانیه و سانتی متر) باشد، عمر مفید باقی مانده این تیر پس



۵- شبکه عصبی مصنوعی پیشنهادی تعیین عمر مفید

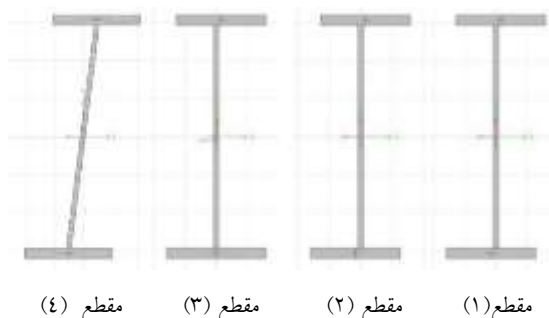
باقی مانده المان سازه‌ای

جهت تهیه داده‌های لازم برای مدل ریاضی شبکه عصبی، می‌بایست مدل سازه‌ای چندین حالت از تیر که در نقاط مختلف در طول آن آسیب دیدگی رخ داده است ایجاد شود. مشخصات مصالح فولادی به کار رفته در مدل مطابق جدول (۲) است.

جدول ۲- مشخصات مصالح فولادی

$E_s = 2 \times 10^5$	N/mm ²	مدول الاستیسیته
$w = 2 \times 10^6$	Kg/m ³	وزن واحد حجم
$\nu = 0.3$	-	ضریب پواسون
$F_y = 240$	MPa	تنش جاری شدن فولاد
$F_u = 370$	MPa	تنش گسیختگی فولاد

تیپ‌های مقاطع آسیب دیده که در شکل (۴) معرفی شده‌اند، در نرم افزار مدل می‌شوند. مقطع سالم مقطع آشکل بال پهن شماره ۲۰۰ بوده و در مقطع ۱ کاهش یک سانتی متری در بال فوقانی، در مقطع ۲ کاهش یک سانتی متری در هر دو بال، در مقطع ۳ آسیب به جان و در مقطع ۴ دوران جان (شماره مقاطع به ترتیب از راست به چپ) در نظر گرفته شده است. استفاده از کاهش ضخامت بال صرفاً در چارچوب مدل سازی عددی و با هدف بررسی رفتار غیرخطی تیر انجام شده است و اعتبار آن برای شرایط واقعی نیازمند مطالعات آزمایشگاهی و میدانی بیش تر است.

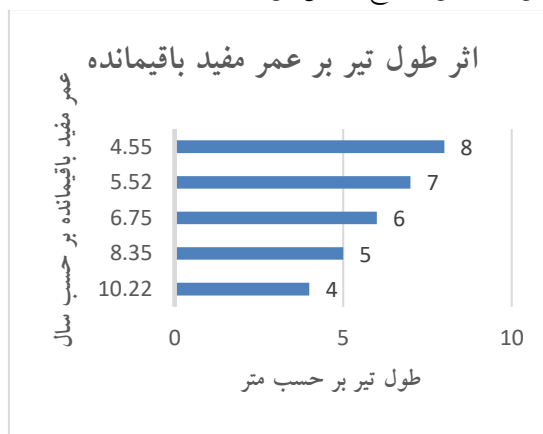


شکل ۴ - مقاطع آسیب دیده معرفی شده در نرم افزار

پس از مدل سازی هندسی و تعریف مفاصل پلاستیک، تحلیل بارافزون با بارگذاری یکنوا و متمرکز انجام می‌شود. مفصل پلاستیک در نواحی انتهایی تیرها و نزدیک اتصال با ستون‌ها تعریف شده که مطابق با ضوابط نشریه ۳۶۰ و اصل تیر ضعیف-ستون قوی است. در مقاله حاضر، تمرکز بر تسلیم

است که با افزایش طول تیر، حساسیت سازه به شتاب قائم زلزله افزایش یافته و به تبع آن، پایداری لرزه‌ای کاهش می‌یابد.

در جریان زلزله، مؤلفه قائم باعث ایجاد نوسانات شتاب در راستای عمودی می‌شود که به ویژه در دهانه‌های بلندتر یا اعضایی با بار مرده زیاد، باعث ایجاد نیروهای دینامیکی شدید در تیر می‌گردد. این نیروها می‌توانند سبب بروز مکانیزم شکست خمشی، کماتش موضعی، ترک در اتصالات یا کاهش سختی مؤثر در تیر شوند. به عبارت دیگر، آسیب تیر در اثر ارتعاش عمودی و پاسخ دینامیکی غیرخطی مصالح حاصل می‌گردد.



شکل ۳- اثر طول تیر بر عمر مفید باقی مانده

پس از انجام تحلیل‌های نرم افزاری، مقادیر زمان تناوب و تغییر مکان حداکثر تعیین می‌شوند. سپس، بر اساس روابط ارائه شده در بخش ۲ به عنوان روش پیشنهادی، عمر مفید باقی مانده سازه محاسبه می‌گردد. این فرآیند نشان می‌دهد که با استفاده از مدل‌های نرم افزاری و بهره‌گیری از این روابط، امکان تهیه ماتریس‌های داده‌های ورودی و خروجی شبکه عصبی به صورت دقیق و نظام مند فراهم می‌شود که نقش کلیدی در پیش بینی عمر مفید باقی مانده را ایفا می‌نماید. این مثال‌ها نشان می‌دهند پس از انجام تحلیل‌های نرم افزاری، مقادیر زمان تناوب و تغییر مکان حداکثر استخراج می‌شوند. سپس، بر اساس روابط ارائه شده در بخش ۲ به عنوان روش پیشنهادی، عمر مفید باقی مانده سازه محاسبه می‌گردد. این فرآیند بیانگر آن است که با به کارگیری مدل‌های نرم افزاری و بهره‌گیری از این روابط، می‌توان ماتریس‌های داده‌های ورودی و خروجی شبکه عصبی را به صورت دقیق و سازمان یافته تهیه نمود، که نقشی اساسی در تخمین عمر مفید باقی مانده سازه ایفا می‌نماید.

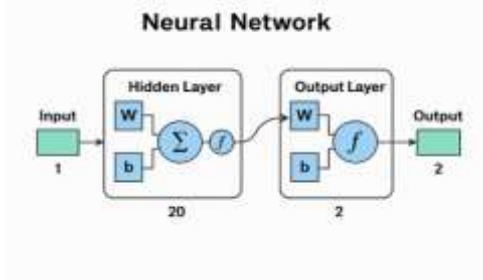
¹ IPE200

برای انجام تحلیل دقیق با استفاده از شبکه عصبی، ابتدا باید مراحل پردازش داده‌ها و آموزش مدل مشخص شوند. فرآیند ورود اطلاعات و تحلیل در این شبکه عصبی از طریق چهار گام اساسی صورت می‌گیرد:

گام اول: معرفی ورودی‌ها و خروجی‌ها به نرم‌افزار MATLAB.

در یک فایل حاوی مقادیر زمان تناوب به‌عنوان ورودی و یک فایل حاوی مقادیر به‌ترتیب عمر مفید باقی‌مانده بر اساس رابطه کاهندگی دنون و رابطه کاهندگی زارع، به‌عنوان خروجی عددی به نرم‌افزار MATLAB معرفی می‌شوند. به‌عبارت دیگر ورودی شبکه عصبی (زمان تناوب تیرها) یک ماتریس 40×40 و خروجی‌های آن (عمر مفید باقی‌مانده) با استفاده از دو رابطه کاهندگی (یک ماتریس 40×2 می‌باشد).

این شبکه عصبی دارای یک لایه ورودی، یک لایه خروجی و یک لایه پنهان جهت انجام محاسبات می‌باشد [۸]. تعداد گره‌های این شبکه، ۲۰ عدد در نظر گرفته شده است. ساختار شبکه در فلوجارت شکل (۶) آمده است.



شکل ۶- فلوجارت ساختار و لایه‌های شبکه عصبی تحت نظارت

گام دوم: انجام آموزش اولیه شبکه

در این مرحله شبکه آموزش می‌بیند و مقادیر رگرسیون و شاخص MSE که بیانگر میانگین مربعات خطا^۱ می‌باشد را گزارش می‌نماید.

گام سوم: آزمایش شبکه

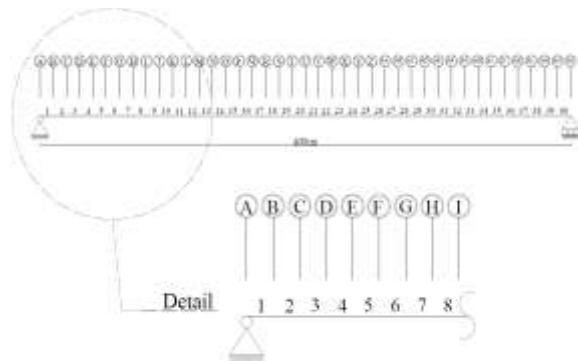
در این مرحله شبکه آموزش دیده، خود را به کمک داده‌های تست و اعتبارسنجی آزمایش می‌کند.

۵-۱- نتایج تحلیل غیرخطی و عمر مفید باقی‌مانده مدل‌ها

نتایج ارائه‌شده در این بخش به تحلیل عملکرد شبکه عصبی پیشنهادی اختصاص دارد. نتایج عمر مفید باقی‌مانده بر حسب سال برای یکی از تیرهای تیر آسیب‌دیده (مدل شماره ۴) که به دو روش دنون و زارع بر اساس شبکه عصبی بر مبنای روش پیشنهادی به‌دست آمده‌اند به‌صورت شکل (۷) است.

خمش بوده است؛ چرا که در شرایط زلزله، این نوع خرابی معمولاً غالب است و با رفتار غیرخطی مصالح و مفاصل بهتر قابل‌مدلسازی است. مشخصات مفصل شامل رفتار غیرخطی خمش با کنترل تغییرشکل بوده و در نرم‌افزار SAP2000 بر اساس منحنی‌های FEMA356 مدل‌سازی شده است. عملکرد ایمنی جانی نیز با ورود مفصل پلاستیک به ناحیه LS در منحنی رفتار نقطه C یا D تعیین شده و تحلیل تا رسیدن به این سطح ادامه یافته است.

برای توسعه مدل ریاضی شبکه عصبی، نمونه‌های مختلفی از تیرهای دارای آسیب‌دیدگی در نقاط متفاوت طراحی شده‌اند تا تأثیر تغییرات موقعیت و شدت آسیب بر پاسخ دینامیکی بررسی شود. در این مدل‌سازی، مشخصات مصالح فولادی بر اساس جدول (۱) تعیین شده و در فرآیند طراحی لحاظ شده است. مدل هندسی ارائه‌شده، مطابق شکل (۵)، شامل یک تیر دوسر مفصل به طول ۴ متر است که به ۴۰ بخش مساوی تقسیم شده است. در این ساختار، چهار مدل مقطع آسیب‌دیده به‌صورت تصادفی در میان این چهل بخش توزیع شده‌اند، که در نتیجه آن، ۴۰ مدل مختلف طراحی و تحلیل شده‌اند. این تنوع در مدل‌سازی امکان بررسی دقیق‌تر تأثیر آسیب‌های موضعی بر رفتار کلی سازه را فراهم می‌آورد و پایه‌ای مناسب جهت مطالعات عددی و تجربی ارائه می‌دهد.



شکل ۵- مدل تیر دوسر مفصل با مقاطع آسیب‌دیده

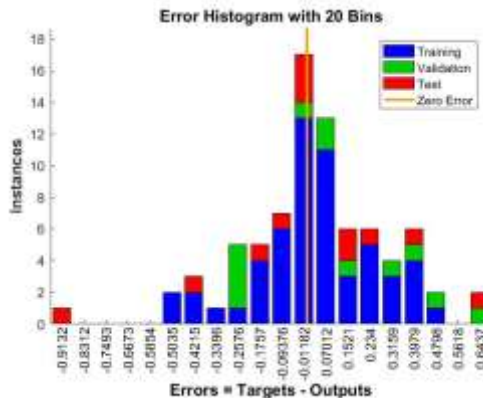
در هر نمونه، آرایش متفاوتی از مقاطع آسیب‌دیده استفاده شده و تحلیل پوش‌آور برای ۴۰ حالت مختلف انجام گرفته است. پس از تکمیل مدل‌سازی و تعریف مفاصل پلاستیک، تحلیل بارافزون با بارگذاری یکنوا و متمرکز صورت گرفته تا رفتار غیرخطی تیرها شبیه‌سازی شده و داده‌های لازم برای آموزش شبکه عصبی استخراج گردد.

^۱ Mean Squared Error

ایمی جانی است و همچنین نشان می‌دهد که از طیف گسترده‌ای از تغییر مکان‌های مختلف در پایگاه داده استفاده شده و در صورتی که شبکه عصبی بتواند در آموزش خود بر اساس ورودی‌ها و خروجی‌ها همگرایی ایجاد کند، صحت متدولوژی و عملکرد شبکه معتبر خواهد بود.

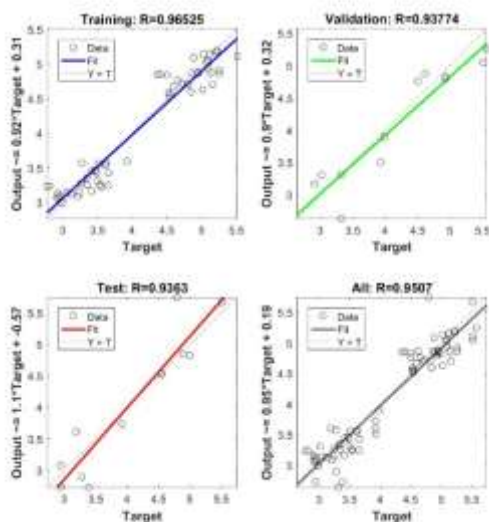
۵-۲- نتایج شبکه عصبی

نمودار شکل (۹) مقدار خطای شبکه عصبی با آزمایش کردن آن با ۱۵ درصد از داده‌های ورودی (رنگ قرمز) و مقدار صحت شبکه و نتایج شبکه (رنگ سبز) را نشان می‌دهد.



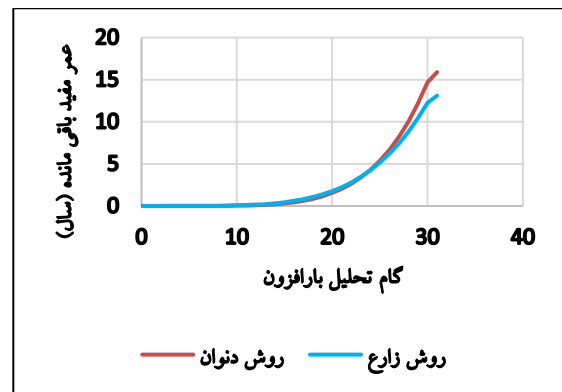
شکل ۹- هیستوگرام خطای شبکه عصبی

پراکندگی داده‌ها و نمودارهای رگرسیون داده‌های شبکه عصبی مطابق شکل (۱۰) می‌باشد.



شکل ۱۰- پراکندگی داده‌ها و نمودار رگرسیون شبکه عصبی

نتایج حاصل از تحلیل هیستوگرام خطای شبکه عصبی نشان می‌دهد که مقدار خطا ناچیز بوده و فرآیند صحت‌سنجی مدل با



شکل ۷- منحنی عمر مفید مدل شماره ۴

با توجه به شکل (۷) مشخص می‌شود با افزایش گام‌های تحلیل بارافزون و ادامه دادن تحلیل تا عملکردهای بالاتر، مقدار عمر مفید باقی‌مانده بیش‌تری گزارش می‌شود. علت این موضوع آن است که با در نظر گرفتن تغییر مکان ظرفیتی بیش‌تر برای تیر (انتخاب عملکرد بالاتر)، با توجه به رابطه (۱) و (۲) در این تحقیق، شتاب ظرفیتی تیر بیش‌تر می‌شود و در اثر آن بزرگای ظرفیتی نیز بیش‌تر خواهد شد و عمر مفید باقی‌مانده محاسبه شده بیش‌تر می‌شود. در این تحقیق تحلیل‌های بارافزون برای هر کدام از ۴۰ مدل آسیب‌دیده تا تشکیل اولین مفصل در عملکرد آستانه فروریزش^۱ ادامه داده شده‌اند و در نهایت عمر مفید باقی‌مانده در عملکرد ایمنی جانی انتخاب شده است.

هرچقدر تغییر مکان ظرفیتی تیر آسیب‌دیده (خروجی تحلیل بارافزون) در عملکرد ایمنی جانی بیش‌تر باشد، بدین معنا است که در این عملکرد بزرگای زلزله بیش‌تری را می‌تواند تحمل نماید و در مقابل هر چقدر تغییر مکان ظرفیتی در عملکرد ایمنی جانی کم‌تر باشد، یعنی تیر در این عملکرد بزرگای زلزله کم‌تری را می‌تواند تحمل کند.



شکل ۸- تغییرات تغییر مکان حداکثر تیر مدل‌ها

شکل (۸) تغییر مکان ظرفیتی تیرهای مدل‌شده را نشان می‌دهد. این نمودار بیانگر تغییر مکان حداکثر هر تیر در سطح عملکردی

^۱ Collapse Prevention

محدودیت در دسترسی به داده‌های واقعی سازه‌ها پس از زلزله، مدل‌سازی بر پایه شبیه‌سازی عددی انجام شده و این مسئله به‌عنوان یکی از محدودیت‌های اصلی تحقیق مورد تأکید قرار گرفته است. حساسیت نتایج به پارامترهای ورودی؛ نتایج تحلیل حساسیت نشان می‌دهد که متغیرهایی نظیر نوع روابط کاهشی و ویژگی‌های لرزه‌ای مورد استفاده در مدل‌سازی، تأثیر قابل توجهی بر نتایج نهایی دارند. این موضوع به‌طور مشخص در تفسیر یافته‌ها مدنظر قرار گرفته است.

۷- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، روشی کارآمد برای برآورد عمر مفید باقی‌مانده اعضای سازه‌ای، با تمرکز بر تیرهای فولادی دوسر مفصل پس از زلزله، معرفی شد. ابتدا حالات مختلف آسیب‌دیدگی این تیرها مدل‌سازی گردید و تحلیل‌های مودال و بارافزون به‌منظور محاسبه زمان تناوب و تغییر مکان ظرفیت در شرایط ایمنی جانی مورد استفاده قرار گرفت. سپس با بهره‌گیری از روابط احتمال وقوع زلزله و روابط کاهندگی، عمر مفید باقی‌مانده تیرها تخمین زده شد. در مرحله بعد، داده‌های حاصل از تحلیل‌ها، شامل زمان تناوب و عمر مفید باقی‌مانده، به‌عنوان ورودی به یک شبکه عصبی تحت نظارت داده شد و الگویی عددی برای پیش‌بینی عمر مفید تیرهای مشابه توسعه یافت. استفاده از شبکه عصبی موجب ارتقای دقت مدل در پیش‌بینی عمر مفید شد.

۱- نتایج نشان داد که این روش می‌تواند به‌طور مؤثری در بهینه‌سازی و ارزیابی عمر مفید باقی‌مانده عضو سازه فولادی پس از زلزله استفاده شود. استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی نه تنها دقت پیش‌بینی‌ها را افزایش می‌دهد، بلکه امکان تحلیل پیچیده‌تر و جامع‌تری از عوامل مؤثر بر عمر مفید اعضای سازه‌ای را فراهم می‌آورد.

۲- نکته قابل توجه در منحنی‌های عمر مفید باقی‌مانده تیرهای دوسر مفصل این است که نتایج به‌دست‌آمده بر اساس روابط کاهندگی لرزه‌ای ساختگاه‌های مختلف می‌تواند متفاوت باشد و این احتمال وجود دارد که در صورت استفاده از روابط کاهندگی دیگر، اختلاف‌هایی در نتایج به‌وجود آید. با توجه به این که روابط خصوصیت‌های لرزه‌ای ساختگاه و زلزله‌شناختی پوسته زمین در همان ناحیه مورد نظر کاربرد دارند، لذا استفاده از این روابط برای به‌دست‌آوردن عمر مفید باقی‌مانده تیر در ساختمان‌های ساخته‌شده در نواحی دیگر توصیه نمی‌شود.

۳- تیر طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌ها به‌خوبی توانسته در عملکرد مدنظر (ایمنی جانی) بارهای وارده را تحمل نماید. مطابق

موفقیت انجام شده است. علاوه بر این، بررسی پراکندگی داده‌ها در مدل رگرسیون شبکه عصبی بیانگر آن است که میزان تطابق بین داده‌های آموزشی، تست و صحت‌سنجی بسیار بالا بوده و مقدار ضریب تعیین (R^2) بیش از ۰/۹۳ ارزیابی شده است که نشان‌دهنده عملکرد قابل قبول و دقت بالای مدل در پیش‌بینی داده‌ها است.

۶- مقایسه نتایج شبکه عصبی و حل تئوریک

نتایج صحت‌سنجی و حل یک نمونه به‌منظور حصول اطمینان از صحت عملکرد شبکه عصبی بر اساس گام سوم تعیین عمر مفید باقی‌مانده مطابق جدول (۳) می‌باشد.

جدول ۳- صحت‌سنجی نتایج شبکه عصبی و حل تئوریک

زمان تناوب بر حسب ثانیه	عمر مفید باقی‌مانده بر حسب سال	
	خروجی روش پیشنهادی و با مدل‌سازی	خروجی شبکه عصبی
۰/۰۲۵۱۸۶	۲/۹۹۷	۴/۹۴۲
۰/۰۲۵۱۸۶	۴/۹۴۲	۳/۴۵۰



شکل ۱۱- مقایسه صحت‌سنجی نتایج شبکه عصبی با حل تئوریک

با توجه به نتایج مندرج در شکل (۱۱)، مشاهده می‌شود که شبکه عصبی با میانگین اختلاف ۹/۹۸ درصدی نسبت به خروجی‌های روش دقیق تحلیل نرم‌افزاری، که دقت قابل‌قبولی است، قادر است عمر مفید تیر دوسر مفصل فولادی پس از وقوع زلزله را با دقت بسیار خوبی گزارش کند. شاخص MSE بین روش دنوان و روش زارع برابر با ۲/۲۹۱ است.

محدودیت‌های مدل عبارتند از: فرضیات مدل‌سازی؛ مدل عددی توسعه‌یافته بر پایه فرض یکنواختی مصالح، چشم‌پوشی از رفتار غیرخطی پیچیده در نواحی اتصال و ساده‌سازی شرایط محیطی طراحی شده است. این موارد به‌صراحت مطرح شده‌اند و در تفسیر نتایج لحاظ گردیده‌اند. نبود داده‌های میدانی؛ به‌دلیل

روابط ارائه شده در این تحقیق، هر چقدر که کاهش عمر مفید سازه به عدد پنجاه سال نزدیکتر باشد، یعنی طرح بهینه تر است. همچنین در صورتی که از این عدد بیش تر شود، یعنی سازه در عملکرد مذکور، بارهای وارده را تحمل نکرده و خرابی رخ داده است.

۴- روش پیشنهادی در این تحقیق، با دقت بالایی می تواند عمر مفید تیرهای دوسر مفصل فولادی پس از وقوع زلزله را محاسبه نماید.

۵- بر اساس نتایج حاصل، مشخص شد که میزان تأثیر آسیب دیدگی بر عمر مفید باقی مانده تیر دوسر مفصل فولادی در نواحی میانی به مراتب بیش تر از نواحی نزدیک به تکیه گاه است. به عبارت دیگر، آسیب های وارده در بخش های میانی تیر موجب کاهش قابل توجهی در ظرفیت سازه ای و دوام آن می شود؛ در حالی که تأثیر آسیب های نزدیک به تکیه گاه نسبتاً کم تر است. این یافته ها نقش بحرانی موقعیت آسیب را در ارزیابی پایداری و عملکرد بلندمدت سازه های فولادی برجسته می نماید. همچنین پیشنهاد می گردد که در مطالعات آینده، از داده های واقعی لرزه ای و تحلیل های دینامیکی غیرخطی برای اعتبارسنجی دقیق تر این رابطه در اعضای مفصلی استفاده شود.

۸- تشکر و قدردانی

این پژوهش با حمایت مالی دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی طبق ابلاغ گزنت شماره ۴۹۴۹ مورخ ۱۴۰۲/۰۶/۰۳ انجام شده است.

۹- مراجع

[۱۳] محرمی، ح.، و مدنی، س.ح. (۱۳۹۵)، "پیش‌بینی خسارت لرزه‌ای سازه‌های خمشی فولادی به‌کمک شبکه عصبی"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست، ۴۶(۸۳)، ص ۷۵-۸۶.

[1] Okoh, C., Roy, R., Mehnen, J., and Redding, L. (2014), "Overview of remaining useful life prediction techniques in through-life engineering services", *Procedia Cirp*, 16, pp.158-163.

[2] Daniotti, B., Lupica Spagnolo, S., and Paolini, R. (2009), "Service life estimation of building components: methods for durability assessment in use conditions", In *International Conference on Construction and Building Research*, pp.130-140.

[3] Taffese, W.Z., and Sistonen, E. (2017), "Machine learning for durability and service-life assessment of reinforced concrete structures: Recent advances and future directions", *Automation in Construction*, 77, pp.1-14.

[4] ISO 15686-1, (2011), Buildings and constructed assets, Service life planning, Part 1: General principles and framework. International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland.

[5] Alexander, M., and Beushausen, H. (2019), "Durability, service life prediction, and modelling for reinforced concrete structures-review and critique", *Cement and Concrete Research*, 122, pp.17-29.

[6] Altaie, M.R. (2023), "Factors Affecting Building Maintenance Practices", *Journal of Engineering*, 29(12), pp.153-172.

[۷] کاوه، ع.، و ایران‌منش، ع. (۱۳۷۸)، "شبکه‌های عصبی مصنوعی در بهینه‌سازی سازه‌ها"، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، وزارت راه و ترابری، معاونت آموزش، تحقیقات و فناوری. (نشریه شماره ک-۳۱۰).

[۸] عربزاده، ا.، و امیدنسب، ف. (۱۳۸۲)، "پیش‌بینی مقاومت نهایی برشی تیرهای عمیق بتن مسلح دوسر ساده با استفاده از شبکه‌های عصبی مصنوعی"، ششمین کنفرانس عمران اصفهان.

[۹] منهج، م.ب.، و سیفی‌پور، ن. (۱۳۷۷)، "هوش محاسباتی، جلد دوم، کاربرد هوش محاسباتی در کنترل"، مرکز نشر پروفسور حسابی.

[10] Srinivasan A, Andresen J.C., and Holst A. (2023), "Ensemble Neural Networks for Remaining Useful Life (RUL) Prediction", *Proceedings of the Asia Pacific Conference of the PHM Society*, 4(1).

[۱۱] محمودی صاحبی، م.، و اعتضادی‌فر، ح. (۱۳۹۳)، "معرفی شاخص عمر مفید باقی‌مانده ساختمان برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، ۸(۱۵)، ص ۵۷-۶۶.

[۱۲] پورمحمد، ف.، زارع، م.، درستیان، آ.، عکاشه، ب.، و مجرب، م. (۱۳۹۹)، "تحلیل خطر احتمالی زلزله و ارزیابی جنبش نیرومند زمین در جنوب غرب البرز"، نشریه علمی پژوهشی زمین‌شناسی لرزه‌ای و مهندسی زلزله، ۲۴(۲)، ۴۷-۳۶.



طراحی و ارزیابی مهاربند قطری تعمیرپذیر با میراگر برشی چندسطحی از جنس فولاد با تنش تسلیم پایین

جمال محمودی^{۱*}، عبدالرضا سروقدمقدم^۲، بهرخ حسینی هاشمی^۲

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران

۲- دانشیار، مهندسی عمران، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران

* تهران، صندوق پستی ۱۹۵۳۷۱۴۵۱۵، jamal.mahmoudi@iiees.ac.ir

چکیده

بررسی زلزله‌های اخیر نشان می‌دهد که هرچند بسیاری از سازه‌ها که طبق ضوابط آیین‌نامه‌ای طراحی شده‌اند، توانسته‌اند ایمنی جانی ساکنان را تأمین نمایند؛ اما در زلزله‌های شدید دچار آسیب‌های گسترده‌ای شده‌اند و تخریب کلی سازه ناگزیر بوده است. تحمیل خسارات اقتصادی و اجتماعی قابل توجه وارده به مناطق آسیب‌دیده، ضرورت توسعه رویکردهایی نوین در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها را یادآور می‌شود که مطابق آن در کنار حفظ جان انسان‌ها، امکان تعمیرپذیری پس از زلزله نیز فراهم باشد. در پاسخ به این نیاز، پژوهش حاضر با به‌کارگیری یک میراگر تسلیمی برشی خاص، ساخته‌شده از فولاد با تنش تسلیم پایین، به معرفی نوعی سیستم مهاربندی قطری نوین با قابلیت تعمیرپذیری می‌پردازد. با هدف تأمین هم‌زمان سختی و شکل‌پذیری موردنیاز متناسب با شدت تقاضای لرزه‌ای و جذب انرژی زلزله در تمامی سطوح لرزه‌ای، از خفیف تا شدید، برای سیستم پیشنهادی چندین سطح عملکردی تأمین شده است. این سطوح به‌نحوی طراحی شده‌اند که با افزایش شدت بارهای زلزله، سختی و جذب انرژی کل سیستم به‌صورت مرحله‌ای افزایش یابد. برای ارزیابی دقیق عملکرد سیستم پیشنهادی، مدلی بر پایه روش اجزای محدود توسعه یافت. پیش از تحلیل نهایی، به‌منظور اعتبارسنجی مدل عددی، نمونه‌ای آزمایشگاهی با مشخصاتی مشابه از ادبیات فنی انتخاب شد و مدل‌سازی آن انجام گرفت. تطابق بالای نتایج تحلیل عددی با داده‌های تجربی، دقت بالای فرآیند مدل‌سازی را نشان داد. در نهایت، با انجام تحلیل‌های لرزه‌ای بر روی مدل پیشنهادی، مشخص شد که این سیستم علاوه بر تعمیرپذیری، دارای عملکرد چندسطحی و قابلیت افزایش مرحله‌ای سختی و استهلاک بالای انرژی است.

واژگان کلیدی

مهاربند قطری، تعمیرپذیری، میراگر تسلیمی برشی، عملکرد چند سطحی، فولاد با تنش تسلیم پایین

Design and Evaluation of a Repairable Diagonal Brace with Multi-Performance-Level Shear Damper Using Low-Yield-Point (LYP) Steel

J. Mahmoudi, A. Sarvghad Moghadam, B. Hosseini Hashemi

Abstract

Recent investigations into major earthquakes have revealed that although many structures are designed in compliance with code provisions and ensure life safety, they still suffer significant damage under severe seismic events. Such damage often leads to complete loss of functionality, necessitating demolition and imposing substantial socio-economic impacts on affected communities. Consequently, developing innovative seismic design strategies that ensure both life safety and post-earthquake reparability has become essential. To address this need, this study proposes a novel repairable diagonal bracing system by integrating a shear-yielding metallic damper, fabricated from low-yield-point (LYP) steel, into conventional braces. The system is engineered to deliver stiffness and ductility aligned with seismic demand, dissipate energy across a full range of intensity levels (from minor to major), and enhance structural reliability. It incorporates a multi-performance-level mechanism in which components are progressively activated as seismic intensity increases, enabling staged enhancement in both energy dissipation capacity and system stiffness. A finite element model (FEM) was developed to evaluate the system's performance. For validation, a laboratory specimen with analogous specifications from previous studies was simulated, and the high correlation between numerical and experimental results confirmed the model accuracy. Seismic analyses demonstrated the system's reparability, multi-performance-level behavior, and gradual increases in both stiffness and energy dissipation.

Keywords

Diagonal Bracing, Reparability, Shear-Yielding Damper, Multi-Performance-Level, LYP Steel

با بررسی آسیب‌های ثبت شده در زلزله‌های بزرگی نظیر کوبه و نورتریج، مشخص می‌شود که در سیستم‌های سازه‌ای متداول، حتی با رعایت دقیق اصول آیین‌نامه‌ای، اگرچه از تخریب کلی و تلفات انسانی جلوگیری می‌شود، اما سازه متحمل خسارات سنگین شده و عملاً غیرقابل استفاده می‌گردد [۱]. در پی این آسیب‌ها، ساختمان‌ها نیاز به تخریب کامل پیدا کرده و علاوه بر هزینه‌های مالی فراوان، مشکلاتی نظیر آوارگان شهری و تولید حجم زیادی نخاله به وجود می‌آید. بر همین اساس، نیاز به رویکردی نوین در طراحی سازه‌ها احساس می‌شود؛ رویکردی که بتواند ضمن حفظ سطح مناسبی از عملکرد لرزه‌ای، هزینه‌های اجرایی را نیز در حد معقول نگه دارد. در این راستا، هدف اصلی پژوهش حاضر، معرفی و بررسی سیستمی جدید با قابلیت تعمیرپذیری پس از زلزله است.

برای تأمین الزامات عملکردی، انرژی ناشی از زلزله باید به نحوی در سازه مستهلک گردد. در روش‌های مرسوم طراحی، این وظیفه عمدتاً بر عهده شکل‌پذیری اعضای سازه‌ای نهاده شده است. در حالی که رفتار کاملاً الاستیک، ظرفیت جذب انرژی بسیار کمی دارد. از این رو طراحی سازه‌ای با این رفتار، از منظر اقتصادی و عملکردی مقرون به صرفه نیست. به همین دلیل استفاده از اعضای که با ورود به ناحیه غیرارتجاعی انرژی را مستهلک کنند ضروری است. سیستم‌های مختلفی با ایده «هدایت آسیب» توسعه یافته‌اند. در این سیستم‌ها عملکرد سازه به گونه‌ای طراحی می‌شود تا تمرکز آسیب و تغییرشکل‌های دائمی در نواحی خاصی از سازه رخ دهد. با تعبیه میراگرهای قابل تعویض در این نواحی می‌توان به هدف تعمیرپذیری نزدیک شد. تاکنون انواع مختلفی از این میراگرها معرفی و بررسی شده‌اند؛ از جمله مهاربندهای واگرا، میراگرهای (TADAS)، پنل‌های برشی تسلیم‌شونده (YSPD) و میراگرهای لوله‌ای دوپل (DPD) [۲-۵].

با این حال، تجربیات زلزله‌های گذشته نشان داده‌اند که فیوزهای لرزه‌ای در برخی موارد، حتی در زمین‌لرزه‌هایی با شدت کم‌تر از شدیدترین زلزله‌های محتمل نیز وارد رفتار غیرخطی شده و بخشی از ظرفیت شکل‌پذیری خود را از دست می‌دهند [۶]. تکیه بر تنها یک فیوز نیز باعث کاهش قابلیت اعتماد سیستم شده و این فیوزها ممکن است تحت بارهای زلزله دچار تغییرشکل‌های بزرگ و غیرقابل کنترل شوند. همچنین، اگر ظرفیت فیوزها به درستی با سطوح نیروی زلزله تنظیم نشده باشد، ممکن است

موجب افزایش سختی بیش از حد و در نتیجه افزایش نیروهای وارده به سایر اعضای سازه گردد. این عدم تناسب در زلزله‌های کوچک، به دلیل رفتار الاستیک فیوز، برجسته‌تر می‌شود [۷].

در نهایت، استفاده از ترکیب چند میراگر و طراحی سیستم‌هایی با چندین سطح عملکردی به عنوان رویکردی نوین در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله مورد توجه قرار گرفته است. به کارگیری دو فیوز مجزا یا فیوزی با عملکرد دوگانه در سازه می‌تواند برخی از محدودیت‌های پیشین را برطرف نماید. در چنین سیستم‌هایی، در زلزله‌های با شدت متوسط، تنها یکی از فیوزها فعال شده و وارد ناحیه پلاستیک می‌شود؛ در حالی که فیوز دوم برای مقابله با زلزله‌های شدید، ظرفیت خود را حفظ می‌کند [۶]. به این ترتیب، از آسیب دیدن زود هنگام فیوز اصلی در زلزله‌های خفیف جلوگیری شده و با بهره‌گیری از یک فیوز کمکی، عملکرد سازه در برابر زلزله‌های متوسط نیز تضمین می‌شود. در سال‌های اخیر، ترکیب‌های مختلفی از میراگرهای وابسته به تغییر مکان و سرعت، جهت کنترل بارهای جانبی ناشی از زلزله و باد پیشنهاد شده‌اند [۸].

زهرايي و وثوق، قاب مهاربندی با تیر پیوند قائم به همراه مهاربند زانویی را ارائه کردند که در آن تیر پیوند به عنوان فیوز اول و اعضای زانویی به عنوان فیوز دوم عمل می‌کردند [۹]. نتایج تحلیل عددی نشان داد، این سیستم می‌تواند عملکرد مناسبی در دو سطح لرزه‌ای داشته باشد.

حسینی‌هاشمی و علیرضایی سیستمی ترکیبی از مهاربند واگرا و زانویی را آزمایش نمودند که در آن، تیر پیوند و عضو زانویی نقش فیوزهای اولیه و ثانویه را ایفا می‌کردند [۱۰]. قاب در برابر بارگذاری‌های مختلف توانست بخش قابل توجهی از انرژی ورودی را مستهلک کند و سختی خود را تا پایان بارگذاری حفظ نماید.

چراغی و زهرایی نیز با استفاده از لوله‌های هم‌مرکز، نوعی سیستم میراگر دوسطحی پیشنهاد کردند [۱۱].

در پژوهش **پاچیده و همکاران**، با هدف افزایش شکل‌پذیری و جذب انرژی، ترکیبی از مهاربندها و میراگرهای دایره‌ای تسلیم‌شونده با عملکرد موازی مورد استفاده قرار گرفت [۱۲]. در این سیستم، با استفاده از دو فیوز سازه‌ای به صورت هم‌زمان، اهداف عملکردی متعددی پوشش داده شد.

ابراهیم^۱ و همکاران نیز در پژوهشی، ترکیبی از میراگر ویسکوپلاستیک و ورق‌های تسلیم‌شونده فلزی را معرفی کردند که در طیف گسترده‌ای از تغییر مکان‌ها عملکرد مطلوبی داشت

^۱ Ibrahim

[۱۳]. ترکیب میراگر ویسکوز با مهارنده‌های کمانش‌تاب یکی دیگر از رویکردهای ترکیبی نوین در این حوزه بوده است [۱۴].
لی^۱ و همکاران سیستمی متشکل از میراگرهای اصطکاکی و تسلیم‌شونده را معرفی کردند که عملکرد مرحله‌ای در زلزله‌های با شدت متفاوت داشت [۱۵].

هاشمی و شمیری نیز میراگر TADAS با ساختار دوسطحی را معرفی کردند [۱۶]؛ استفاده از میراگرهای هیبریدی مانند مهارنده‌های کمانش‌تاب و تاداس نیز نمونه‌های دیگری از این دسته مطالعات هستند [۱۷ و ۱۸].

در پژوهش تیزهوش و مؤدب، میراگر حلقوی دو مرحله‌ای با سه حلقه متحدالمرکز پیشنهاد شد که بسته به شدت تحریک، فیوزهای بیرونی یا داخلی فعال می‌شدند [۸].

همچنین، احمدی و همکاران با ترکیب مهارند واگرا و اعضای میله‌ای دوخت، رویکرد دوسطحی جدیدی برای بهبود عملکرد ارائه دادند [۶].

میراگرهای صفحه‌ای برشی به‌عنوان نوعی دستگاه اتلاف انرژی غیرفعال، با استفاده از تغییرشکل پلاستیک در صفحه برشی، انرژی را مستهلک می‌کنند. این میراگرها از نظر شبیه‌سازی المان محدود و تحقیقات تجربی مورد توجه گسترده محققان داخلی و خارجی قرار گرفته است [۱۹].

شو^۲ و همکاران از طریق آزمون‌های شبه‌استاتیک تمام‌مقیاس، تأثیر عواملی مانند نسبت عرض به ضخامت صفحه برشی، شرایط بارگذاری، ابعاد سخت‌کننده‌ها و بازشوهای گوشه بر رفتار هیستریزیس میراگرها را تحلیل نمودند [۲۰].

لی و همکاران [۲۱] و گو^۳ و همکاران [۲۲] نیز میراگرهای اتلاف انرژی با عملکرد ترکیبی برش-خمش را طراحی کردند که با استفاده از صفحات خمشی متعدد، صفحه برشی را در دو طرف مهار می‌کنند.

در کنار این موضوع در پژوهش‌های اخیر استفاده از فولاد با تنش تسلیم پایین به‌عنوان مترئال اصلی صفحات برشی جاذب انرژی بسیار مورد استقبال قرار گرفته است. فولادهای با تنش تسلیم پایین به‌دلیل تنش تسلیم کم‌تر تحت تغییرشکل‌های کوچک، امکان اتلاف انرژی زود هنگام در زلزله‌های شدید، ایجاد تغییرشکل پلاستیک بزرگ‌تر تحت نیروهای افقی کم‌تر و جذب انرژی لرزه‌ای بالاتر به‌عنوان فولادهای جدید مقاوم‌سازی در

میراگرهای فلزی صفحه برشی مناسب‌اند [۲۳ و ۲۴]. وانگ^۴ و همکاران با انجام آزمون‌های بارگذاری یکنوا و چرخه‌ای بر روی فولادهای LYP100، SLV100 و LYP225 شکل‌پذیری مطلوب این فولادها را نشان دادند [۲۵ و ۲۶].

شی^۵ و همکاران فولادهای LY100، LY160 و LY225 را تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار دادند [۲۷ و ۲۸]. نتایج نشان داد این فولادها منحنی‌های هیستریزیس کاملی از خود نشان داده و در مقایسه با فولادهای معمولی از ظرفیت تغییرشکل و اتلاف انرژی بالاتری برخوردارند.

شی و همکاران با انجام آزمون‌های خستگی کم‌چرخه تحت تغییرشکل پلاستیک بزرگ، تقویت فزاینده فولادهای با تنش تسلیم پایین با افزایش چرخه‌ها و عملکرد خستگی مطلوب آن‌ها را تأیید کردند [۲۹ و ۳۰].

هوانگ^۶ و همکاران با انجام آزمون‌های کششی یکنوا و خستگی بسیار کم‌چرخه بر فولاد LY225 تحت حالت‌های تنش مختلف نشان دادند که این فولاد دارای مشخصات سخت‌شدگی چرخه‌ای و مد گسیختگی شکل‌پذیر است. همچنین نشان دادند که قابلیت تغییرشکل و اتلاف انرژی آن به‌ویژه تحت تنش برشی محض، بیش از دو برابر فولاد کم‌کربن Q235 است [۳۱].

چراغی و زهرائی با معرفی میراگر تسلیمی «لوله در لوله» و به‌کارگیری تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده نشان دادند که استفاده از این نوع میراگر موجب افزایش قابل توجه ظرفیت جذب انرژی و کاهش تغییرمکان نسبی سازه تحت زلزله‌های شدید می‌شود [۳۲].

غفوری‌نژاد و همکاران با ترکیب قاب مهاربندی زانویی با میراگر اصطکاکی، بهبود چشمگیری در شکل‌پذیری، ضریب رفتار و اتلاف انرژی قاب‌ها گزارش کردند و نشان دادند که افزودن میراگر اصطکاکی به مهاربند زانویی ضمن جلوگیری از کمانش خارج از صفحه، می‌تواند ظرفیت لرزه‌ای قاب را به طور مؤثری افزایش دهد [۳۳].

همچنین در پژوهشی دیگر عسگری و همکاران یک میراگر اصطکاکی دوسطحی با ورق روسری برای اتصالات خمشی تیر-ستون معرفی کردند. مدل‌سازی عددی آن‌ها نشان داد که با انتخاب نسبت طول به ضخامت بهینه، پایداری هیستریزیس و جذب انرژی افزایش می‌یابد و سیستم رفتار پلاستیک سازگاری

⁴ Wang

⁵ Shi

⁶ Huang

¹ Lee

² Xu

³ Guo



از خود ارائه می‌دهد که مطابق معیارهای آیین‌نامه‌ای اتصالات ویژه است [۳۴]. عدم استفاده از متریال نوینی مانند فولادهای با تنش تسلیم پایین در میراگرهای چندسطحی برای بهبود شکل‌پذیری، محدودیت در مکانیزم‌های جذب انرژی برشی خالص در سیستم‌های موجود و نیاز به یکپارچه‌سازی مکانیزم‌های چندسطحی در مهاربندهای قطری با قابلیت تعمیرپذیری از جمله موضوعاتی هستند که در ادبیات فنی مسکوت باقی مانده است.

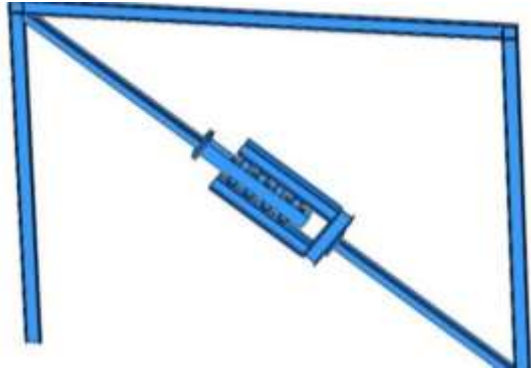
با توجه به چالش‌های پیش‌گفته و دستاوردهای مثبت تحقیقات پیشین، هدف پژوهش حاضر ارائه سیستمی مقاوم، تعمیرپذیر و دارای چند سطح عملکردی است تا ضمن کاهش خسارات سازه‌ای پس از زلزله، رفتاری هوشمندانه و متناسب با شدت زلزله از خود نشان دهد و برای لرزه‌های شدیدتر و پس‌لرزه‌ها ظرفیت متناسب ذخیره نماید. با توجه به سادگی ساخت میراگرهای تسلیمی وابسته به تغییر مکان، رویکرد این پژوهش نیز بر این اساس پایه‌ریزی شده است. همچنین، به‌منظور جلوگیری از پیچیدگی در مسیر انتقال بار و بهبود یکپارچگی سیستم، مکانیزم جذب انرژی به‌صورت یکنواخت و تحت عملکرد برشی در یک فیوز لرزه‌ای واحد پیاده‌سازی شده تا با تنظیم مناسب آن، ویژگی‌هایی چون سختی و میرایی سازه متناسب با شدت زمین‌لرزه قابل‌کنترل باشد. به‌دلیل تاریخچه موفق میراگرهای برشی و تأثیر مثبت استفاده از فولادهای با تنش تسلیم پایین در بهبود عملکرد جذب انرژی این میراگرها، در این پژوهش فولاد با تنش تسلیم پایین به‌عنوان ماده اصلی سازنده میراگر برشی چندسطحی انتخاب شد. سیستم پیشنهادی با داشتن مزیت عملکرد چندسطحی در مقایسه با میراگرهای مرسوم چون TADAS و مزیت تعمیرپذیری پس از زلزله نسبت به سیستم مهاربندهای دیگری همچون BRB، در کنار جذب انرژی بالا به‌دلیل استفاده از فولاد با تنش تسلیم پایین، گامی نوین در طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی به‌شمار می‌آید.

ساختار کلی مقاله به این صورت است که پس از طرح مسئله و اهداف در بخش مقدمه، در بخش دوم، سیستم پیشنهادی تشریح شده و در بخش سوم فرضیات مدل‌سازی و صحت‌سنجی آن بررسی شده‌اند. نتایج در بخش چهارم مورد بحث قرار گرفته و در نهایت جمع‌بندی ارائه می‌شود.

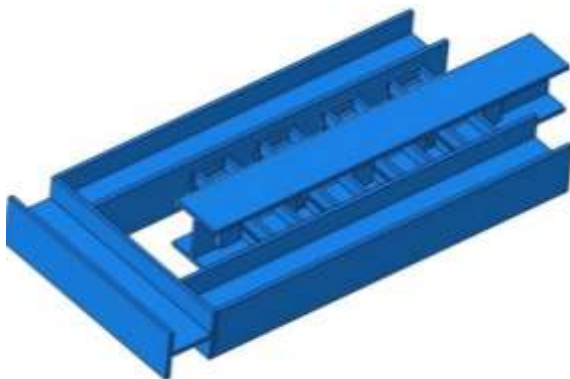
۲- پیکربندی سیستم پیشنهادی

پیکربندی سیستم پیشنهادی در شکل (۱) نمایش داده شده است. در این سیستم، فیوز جاذب انرژی پیشنهادی به‌صورت باکس مانند درون مهاربند قطری قرار می‌گیرد و فعال‌شدن آن از طریق

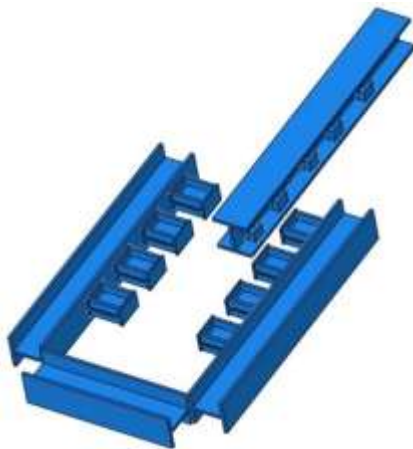
ورق‌های مستطیلی شکل و لقمه‌ها و اتصالات جوشی به تغییر مکان مهاربند وابسته می‌گردد (شکل‌های (۲) و (۳)). در اثر حرکت رفت‌وبرگشتی قاب تحت بارهای لرزه‌ای، مهاربند نیز در راستای طولی خود جابه‌جا شده و این حرکت از طریق اتصالات جوشی (در فاز اول) و گوه‌ها (در فاز دوم) به یک سر ورق‌های مستطیلی منتقل می‌شود. در نتیجه، این ورق‌ها تحت برش قرار گرفته و شروع به جذب انرژی می‌کنند. به‌دلیل برش یکسان در تمام طول ورق، انتظار می‌رود کل سطح ورق هم‌زمان با هم به تسلیم رسیده و به این وسیله جذب انرژی قابل‌توجهی برای سیستم فراهم گردد.



شکل ۱- پیکربندی سیستم پیشنهادی



شکل ۲- میراگر چندسطحی پیشنهادی



شکل ۳- اجزای تشکیل‌دهنده میراگر چندسطحی پیشنهادی

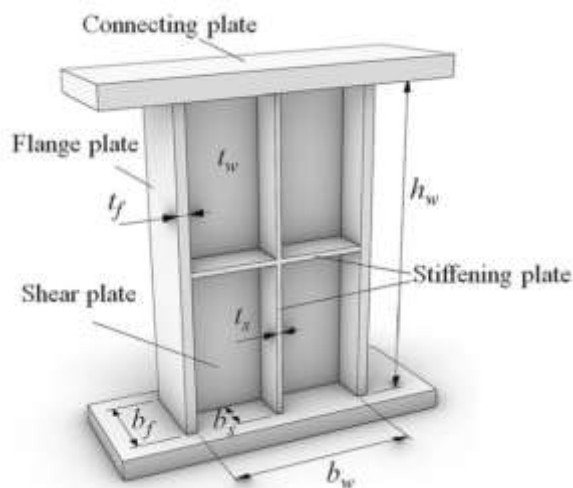
۳- صحت‌سنجی و مدل‌سازی

برای مدل‌سازی سیستم پیشنهادی از نرم‌افزار آباکوس بهره گرفته شد. به منظور اعتبارسنجی تنظیمات عددی، ابتدا مدلی مشابه با میراگر پیشنهادی از پژوهش‌هایی با پشتوانه آزمایشگاهی انتخاب شد تا پیش از ورود به مدل‌سازی اصلی، دقت مفروضات، رفتار مصالح و نتایج عددی بررسی شود.

۳-۱- پژوهش منتخب برای صحت‌سنجی

در پژوهشی توسط پن^۱ و همکاران، عملکرد اتلاف انرژی میراگرهای پانل برشی از جنس فولاد کم‌تنش (LSSPD) مورد مطالعه قرار گرفت [۴۰]. بدین منظور ۱۱ نمونه تمام‌مقیاس طراحی و آزمایش شد. با انجام آزمون‌های شبه‌استاتیک چرخه‌ای و شبیه‌سازی‌های عددی، تأثیر نسبت ابعاد صفحه برشی، ضخامت صفحه‌ها، تعداد و آرایش سخت‌کننده‌ها بر حالت‌های گسیختگی و عملکرد اتلاف انرژی LSSPD مطالعه شد. شکل (۴) شمای کلی میراگر پانل برشی مورد مطالعه و اجزا و پارامترهای متغیر آن در پژوهش مذکور و شکل (۵) منحنی بارگذاری چرخه‌ای آن را نشان می‌دهد.

به دلیل شباهت‌های هندسی (مانند ورق‌های مستطیلی، استفاده از پلیت اتصال و پلیت بال)، شباهت عملکردی (پانل برشی) و ویژگی‌های متریالی مشابه (مانند فولاد با تنش تسلیم پایین) و جامعیت اطلاعات ارائه‌شده، این پژوهش به‌عنوان مبنای صحت‌سنجی انتخاب شد.



شکل ۴- شمای کلی میراگر پانل برشی [۴۰]

برای دستیابی به عملکرد چندسطحی، تعدادی از ورق‌های مستطیلی مستقیم به المان اصلی هم‌راستا با مهاربند قطری جوش شده‌اند اما تعدادی دیگر از ورق‌ها آزاد هستند و اتصال مستقیمی با المان اصلی مهاربندی ندارند. دسته اول ورق‌ها به واسطه اتصال جوشی به محض حرکت مهاربند دچار تغییرشکل شده و با عملکرد برشی شروع به نشان‌دادن سختی و مقاومت و پس از تسلیم، شروع به جذب انرژی زلزله می‌نمایند. ورق‌های دسته دوم که اتصال مستقیم ندارند، در این مرحله فعال نشده و آزادانه حرکت می‌کنند. بر روی المان اصلی مهاربندی، لقمه‌هایی با فاصله‌ای معین از ورق‌های دسته دوم جوش شده است. پس از افزایش جابه‌جایی مهاربندها به اندازه فراتر از فاصله لقمه‌ها از ورق‌های دسته دوم، این ورق‌ها نیز از طریق درگیری با لقمه‌ها فعال شده و سختی و مقاومت جدیدی به سیستم تزریق می‌کنند و با فراترفتن تغییرشکل‌ها و ورود به ناحیه پلاستیک، مجدداً میزان قابل توجهی بر جذب انرژی سیستم می‌افزایند. با انتخاب فواصل مختلف بین لقمه‌ها و ورق‌های آزاد، امکان تعریف سطوح عملکردی سوم و بالاتر نیز فراهم می‌شود.

معیارهای انتخاب فاصله‌ها برای فعال‌سازی هر سطح وابسته به کاربری سازه و سطح عملکردی مدنظر برای آن کاربری (ایمنی جانی، استفاده بی‌وقفه و...) دارد. طراح سازه بر اساس دریافت معادل با سطوح عملکردی مختلف، فاصله‌های فعال‌سازی ورق‌های سطوح مختلف را تعیین نموده و با استفاده از پارامترهای هندسی ورق‌ها، سختی هر سطح را نیز مطابق با اهداف طراحی تنظیم می‌نماید.

برای تعیین دریافت معادل با سطوح عملکردی مدنظر و طراحی اجزای سیستم پیشنهادی، می‌توان از مبنای آیین‌نامه‌ای و استانداردهایی نظیر ASCE 7-22، Eurocode 8، و AIJ Buildings، استاندارد ۲۸۰۰، نشریه ۳۶۰ ایران و کلیه استانداردها و آیین‌نامه‌هایی که رویکرد ارزیابی و یا طراحی مبتنی بر عملکرد دارند، بهره برد [۳۵-۳۹].

لازم به ذکر است که اتصال جوشی پانل‌های برشی سطح یک با توجه به اتصال گیردار آن به جعبه میراگر و اتصال گیردار جعبه میراگر به المان مهاربند، خیز مهاربند تحت اثر وزن جعبه را مهار نموده و آن را به مقداری در حد یک تا دو میلی‌متر محدود می‌نماید. از این رو تأثیر این خیز در عملکرد مهاربند و میراگر ناچیز بوده و قابل اغماض است.

^۱ Pan



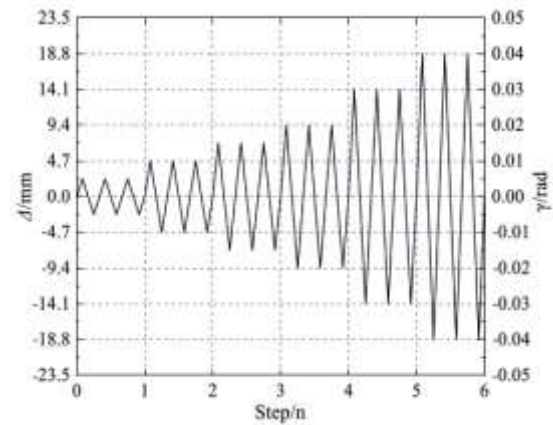
شکل ۷- برپایی آزمایش [۴۰]

۲-۳- مدل سازی المان محدود پژوهش منتخب

برای مدل سازی، کلیه اجزا به صورت Solid تعریف شدند. در تعریف مصالح فولادی، سه نوع مصالح فولاد با تنش تسلیم پایین (LY225)، فولاد معمولی (Q235) و فولاد پر مقاومت (Q345) به ترتیب برای ورق جان، ورق بال و ورق اتصال تعریف شد. مشخصات مکانیکی فولادهای مذکور بر اساس اطلاعات درج شده در گزارش پژوهش منتخب [۴۰]، مطابق جدول (۱) در مدل سازی در نظر گرفته شد. برای تعریف رفتار فولاد با تنش تسلیم پایین در بخش رفتار مصالح از سه گزینه Elastic، Density و Plastic استفاده شد. در بخش چگالی فولاد و در بخش Elastic مدول الاستیسیته و ضریب پواسون آن تعریف شد. در بخش Plastic، برای رفتار Hardening حالت Combined انتخاب و نوع داده بر روی حالت پارامتری تنظیم شد. در نهایت تعداد چهار Backstress به منظور مدل سازی هر چه دقیق تر اثر بوشینگر برای نرم افزار تعریف شده و تعریف ماده تکمیل شد. پارامترهای مدل سخت شوندگی ترکیبی فولاد با تنش تسلیم پایین بر اساس گزارش پژوهش منتخب در جدول (۲) ارائه شده است. پس از تعریف مصالح، مصالح مربوط به هر المان به آن بخش اختصاص داده شد و مونتاژ نهایی میراگر جهت انجام آنالیز، مطابق با شکل (۸)، صورت پذیرفت.

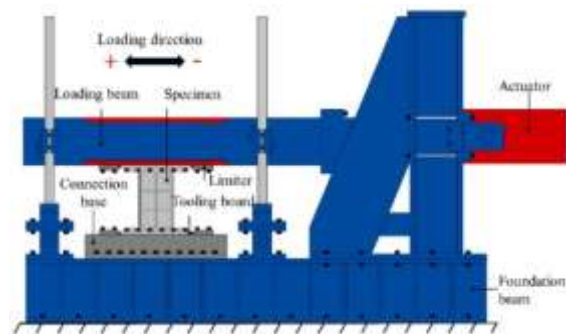
جدول ۱- مشخصات مکانیکی فولادهای Q235 و Q345 [۴۰]

فولاد	تنش اسمی (MPa)	کرنش اسمی	تنش حقیقی (MPa)	کرنش حقیقی	کرنش پلاستیک
Q235	۲۸۰	۰/۰۰۱۳۶	۲۸۰	۰/۰۰۱۳۶	۰
	۴۰۳	۰/۱۲۷۷۵	۴۵۴	۰/۱۲۰۲۲	۰/۱۱۸۸۷
Q345	۳۵۶	۰/۰۰۱۷۳	۳۵۷	۰/۰۰۱۷۳	۰
	۴۹۸	۰/۱۰۲۸۵	۵۴۹	۰/۰۹۷۹	۰/۰۹۶۱۷



شکل ۵- منحنی بارگذاری چرخه‌ای به کاررفته در تست آزمایشگاهی میراگر پانل برشی [۴۰]

به دلیل کاهش پارامترهای مؤثر و جلوگیری از پیچیدگی مسئله، از بین نمونه‌های آزمایشگاهی پژوهش مرجع، نمونه‌ای که فاقد سخت کننده‌های قائم و افقی بود، انتخاب شد تا تأثیر تعداد و چیدمان سخت کننده‌ها وارد مسئله نشود و تمرکز تنها بر روی بررسی اهداف اصلی پژوهش حاضر باقی بماند. از این رو نمونه SPD-1.31-16-H0V0 انتخاب شد که در آن ارتفاع جان پانل ۴۷ سانتی متر و عرض آن ۳۶ سانتی متر بود. عدد ۱/۳۱ در نام گذاری نمونه نیز برگرفته از نسبت همین مقادیر ارتفاع و عرض است. ضخامت جان پانل برشی در تمام نمونه‌ها ۸ میلی متر بود. عدد ۱۶ در نام نمونه بیانگر ضخامت قطعه بال بوده و عبارت H0V0 به معنای این است که هیچ سخت کننده افقی و قائمی در نمونه استفاده نشده است. شکل‌های (۶) و (۷) جزئیات شماتیک و واقعی برپایی آزمایش صورت گرفته بر روی نمونه‌ها را نمایش می‌دهند.

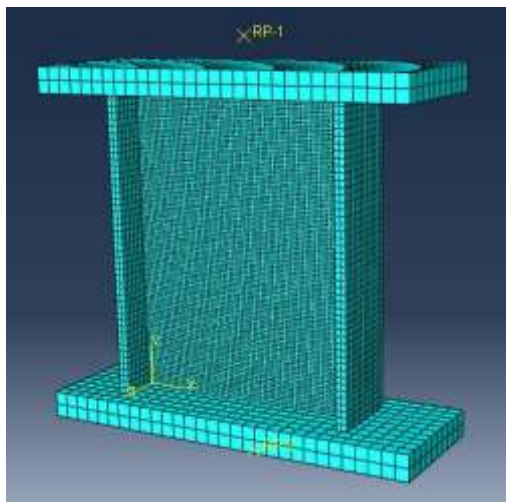


شکل ۶- نمایش شماتیک جزئیات برپایی آزمایش [۴۰]

جدول ۲- پارامترهای مدل سخت‌شوندگی ترکیبی فولاد LY225 [۴۰]

مقدار	پارامتر
۲۲۸	σ_0 (MPa)
۹۱	Q_{∞} (MPa)
۱	b
۳۱۵۶	C_1 (MPa)
۹۰	γ_1
۵۲۲	C_2 (MPa)
۸۶	γ_2
۴۹۱	C_3 (MPa)
۳۵۰	γ_3
۳۹۰	C_4 (MPa)
۱	γ_4

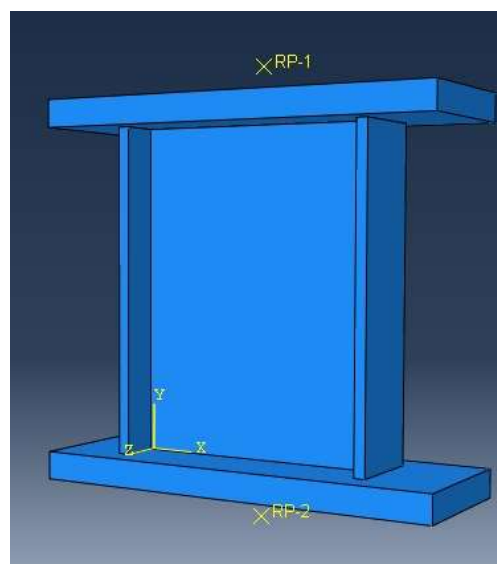
جابه‌جایی به‌صورت شرایط مرزی (Boundary Condition) بر نقطه مرجعی که صفحه فوقانی با آن کوپل شده بود، اعمال شد. برای مش‌بندی قطعات از المان هشت‌گره‌ی (Hex) خطی با انتگرال‌گیری کاهش‌یافته (C3D8R) استفاده شد. اندازه مش در جهت طول و عرض صفحه برشی به دلیل اهمیت ویژه قطعه، پنج میلی‌متر تعیین شده و در جهت ضخامت صفحه به چهار لایه تقسیم شد. اندازه مش‌بندی بال‌ها نیز ۱۰ میلی‌متر و صفحات اتصال ۲۰ میلی‌متر تنظیم شد. شکل (۹) جزئیات مش‌بندی نهایی مدل را نشان می‌دهد.



شکل ۹- مونتاژ نهایی میراگر در نرم‌افزار

پس از تکمیل تمامی مراحل مدل‌سازی، مدل تحت بارگذاری چرخه‌ای مطابق با شکل (۵) قرار گرفت. شکل (۱۰) مقایسه بین خروجی مدل با نتیجه مطالعه آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. همان‌طور که در این شکل مشخص است، مطابقت بسیار بالایی بین خروجی مدل با نتایج آزمایشگاهی مشاهده می‌شود که تأییدکننده دقت بالای مدل‌سازی و قابل‌اتکابودن نتایج آن است. همچنین ملاحظه می‌شود که با لحاظ پارامترهای مدل‌سازی اثر بوشینگ، در مسیرهای برگشت چرخه‌ها و انحنا و خم این قسمت‌ها، مدل المان محدود به‌خوبی و با دقت بالا توانسته است رفتار نمونه آزمایشگاهی را پیش‌بینی نموده و خروجی‌هایی کاملاً منطبق با نمونه‌های واقعی ارائه دهد.

در خروجی منحنی هیستریزس مدل آزمایشگاهی، افت نیرویی دقیقاً در حوالی دامنه تغییر مکانی صفر مشاهده می‌شود. این پدیده به دلیل کماتش ورق جان رخ می‌دهد. در زمان تغییر جهت بارگذاری، تأخیر در بازیابی سختی الاستیک به دلیل کماتش رخ داده، موج افت نیرو می‌شود. همان‌طور که در شکل (۱۰) مشاهده می‌گردد، مدل المان محدود به‌خوبی و با دقت بسیار

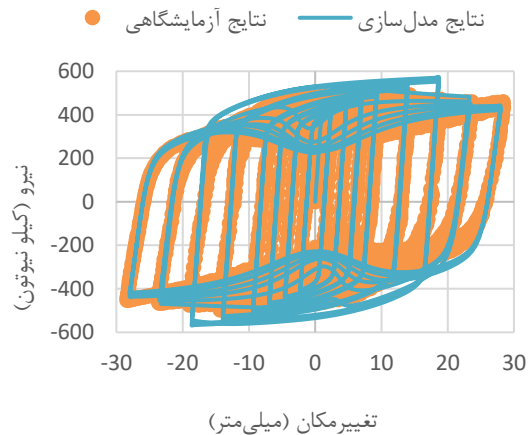


شکل ۸- مونتاژ نهایی میراگر در نرم‌افزار

به‌منظور تحلیل مدل از روش Static, General و برای اتصال قطعات از قید Tie استفاده شد. شرایط تکیه‌گاهی، به‌وسیله Coupling صفحه زیرین با یک Reference Point و مقیدکردن تمام درجات آزادی آن نقطه مرجع اعمال گردید. همچنین به‌منظور اعمال شرایط بارگذاری، صفحه فوقانی نیز با یک Reference Point دیگر Couple شد و برای این نقطه مرجع شرایط مرزی انتقالی در جهت‌های x و y آزاد گذاشته شد و سایر درجات آزادی مقید شدند. نقاط مرجع در شکل (۸) قابل مشاهده هستند.

برای اعمال بارگذاری در مازول Load، با استفاده از ابزار Amplitude، بارگذاری چرخه‌ای مطابق با شکل (۵) در قالب

مناسبتی توانسته است این اثر را شبیه‌سازی نماید. در پژوهش منتخب، در نمونه‌هایی که سخت‌کننده‌های افقی و قائم به کار رفته بود، به دلیل جلوگیری از وقوع کمانش، این افت نیرو مشاهده نشد.



شکل ۱۰- مقایسه بین خروجی مدل با نتایج مطالعات آزمایشگاهی تحت بارگذاری چرخه‌ای

۳-۳- مدل‌سازی المان محدود میراگر پیشنهادی

پس از طی مراحل صحت‌سنجی، اطمینان از درستی فرضیات، تنظیمات نرم‌افزاری و دقت بالای مدل‌سازی، با فرضیات و تنظیمات مشابه مدل‌سازی میراگر پیشنهادی پژوهش انجام شد. در راستای اطمینان از عملکرد دقیق مدل المان محدود، از مدل ساخته‌شده برای صحت‌سنجی (میراگر LSSPD) یک رونوشت تهیه شد و تمامی تغییرات بر روی همان مدل صورت گرفت. به این دلیل که آن مدل‌سازی پشتوانه مطالعات آزمایشگاهی داشت، تا حد توان سعی بر این شد مشخصات سیستم پایه از جمله ابعاد پانل‌های برشی، ابعاد ورق‌های بال و اتصال، مشخصات مصالح و پروتکل بارگذاری ثابت نگه داشته شود.

یک تغییر لازم، تغییر زاویه قرارگیری میراگر بود که از حالت افقی باید دوران می‌یافت و در راستای زاویه مهاربند قطری قاب قرار می‌گرفت و تغییر دیگر، که مهم‌ترین تغییر بود، اضافه کردن یک ورق محرک به نمایندگی از المان اصلی مهاربندی که پانل‌های سطح اول و لقمه‌های لازم برای فعال‌سازی سطح دوم به آن جوش می‌شوند. همان‌طور که در پیکربندی سیستم پیشنهادی نیز اشاره شد، تعدادی از پانل‌های برشی از همان ابتدا به المان اصلی جوش می‌شوند تا سختی اولیه و سطح عملکردی اول سیستم را فراهم نمایند. به منظور تأمین سطوح عملکردی بعدی در تعدادی دیگر از پانل‌ها، فاصله‌ای میان المان اصلی و پانل است که اجازه حرکت المان اصلی مستقل از پانل‌های این بخش را می‌دهد. بر روی المان اصلی محرک، لقمه‌هایی با فاصله‌ای مشخص از پانل‌ها تعبیه شده است که موجب

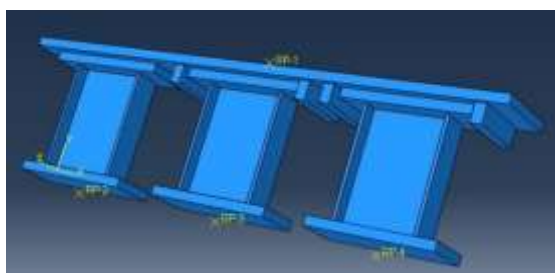
می‌شود در صورت فراتر رفتن جابه‌جایی المان اصلی از حدی مشخص، پانل‌های سطوح عملکردی بالاتر نیز فعال گردند. در ادامه دو مدل میراگر طراحی و مدل‌سازی شد.

مدل اول، میراگر دوسطوحی است که در آن پانل‌ها به دو دسته تقسیم می‌شوند (شکل (۱۱)). در دسته اول، پانل‌ها از محل ورق اتصال به ورق محرک متصل بوده و به محض حرکت ورق محرک این پانل‌ها شروع به مقاومت و جذب انرژی می‌کنند و در دسته دوم، همان‌طور که در شکل (۱۲) نیز مشخص است، لقمه‌هایی در فاصله یک سانتی‌متری از پانل‌هایی که به ورق محرک متصل نیستند، قرار دارند. به این صورت که بدنه پانل‌ها از هر سمت با بدنه لقمه‌ها ۲/۵ سانتی‌متر فاصله داشته و پس از تغییر مکان یک سانتی‌متری، لقمه‌ها با پانل‌ها درگیر شده و دسته دوم پانل‌ها نیز فعال خواهند شد.

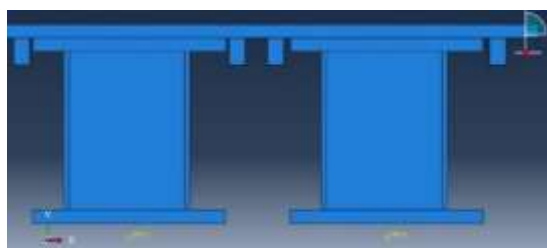
برای تعریف مشخصات تماس، گزینه‌های Normal Behavior و Tangential Behavior مورد استفاده قرار گرفتند. برای بخش Normal Behavior گزینه "Hard Contact" انتخاب شد و تیک چک‌باکس Allow separation after contact زده شد. برای بخش Tangential Behavior گزینه Penalty به منظور فرمولاسیون تأثیر اصطکاک انتخاب شد و مقدار ۰/۳ برای ضریب اصطکاک در این بخش وارد شد.

به دلیل مسئله تماس و جداشدن و تماس مجدد چندین باره لقمه‌ها با بدنه پانل‌ها، تحلیل المان محدود مدل پیشنهادی سنگین و زمان‌بر خواهد بود. از این رو به منظور کاهش زمان تحلیل و جلوگیری از واگرایی، از مدل‌سازی کل قاب اجتناب شد تا به این ترتیب هم رفتار مستقل میراگر پیشنهادی بدون اثرات ثانویه قاب یا مهاربند تحلیل شود و هم از سنگینی بیش‌تر مدل جلوگیری به عمل آید. از سوی دیگر با توجه به تقارن سیستم، تنها پلیت‌های یک سمت و به دلیل رفتار موازی پلیت‌ها، تنها یک پلیت از پلیت‌های هر سطح عملکردی مدل‌سازی شد. به منظور حصول هم‌زمان دقت در نتایج و بهینه‌سازی مدل به لحاظ جلوگیری از واگرایی و کوتاه‌تر شدن مدت تحلیل، برای بخش‌های با اهمیت بالاتر و سطوح درگیر در تماس، از مش‌هایی با سایز کوچک‌تر و برای باقی بخش‌ها از مش با سایز بزرگ‌تر استفاده شد. پس از مش‌بندی مجدد مدل به دلیل تغییرات ایجاد شده مطابق با شکل (۱۳)، آنالیز مدل تحت بارگذاری چرخه‌ای، آغاز شد.

دسته دوم نیز مانند مدل دوسطحی پس از تغییر مکان یک سانتی متری، با لقمه‌های روی المان محرک درگیر شده و این پانل‌ها نیز فعال خواهند شد. لقمه‌های اطراف دسته سوم پانل‌ها به گونه‌ای تنظیم شدند که با بدنه پانل‌ها به اندازه دو سانتی متر فاصله داشته باشند. به همین خاطر پس از فعال شدن پانل‌های دسته دوم، چنانچه تغییر مکان افزایش یافته و از دو سانتی متر فراتر رود، این پانل‌ها نیز فعال شده و به کمک سیستم باربر جانبی می‌آیند (شکل ۱۵)).



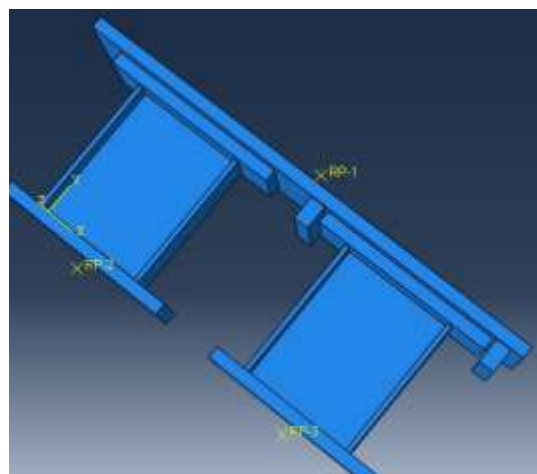
شکل ۱۴- میراگر برشی چندسطحی



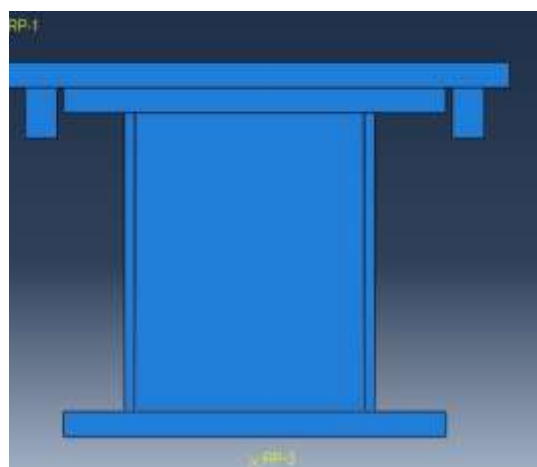
شکل ۱۵- فاصله بین لقمه‌ها با پانل‌های برشی سطح دو و سه

رفتار خارج از صفحه میراگر پیشنهادی تحت سه عامل اصلی هندسه، شرایط مرزی و ویژگی‌های مصالح کنترل می‌شود. در این طرح، چند تمهید برای اطمینان از پایداری خارج از صفحه لحاظ شده است. پانل‌های برشی با ضخامت و نسبت ابعادی مناسب (ارتفاع به عرض تقریباً برابر با $1/3$) طراحی شده‌اند که طبق الزامات AISC، احتمال بروز کماتش خارج از صفحه را کاهش می‌دهد. همچنین وجود ورق‌های بال در دو طرف پانل‌ها (مطابق شکل ۴)) به عنوان سخت‌کننده جانبی عمل کرده و لنگر خمشی ناشی از بارهای خارج از صفحه را جذب می‌کند. از سوی دیگر ساختار جعبه‌ای میراگر باعث می‌شود که مجموعه به صورت یک دیافراگم فولادی صلب رفتار کرده و نیروهای خارج از صفحه را به اعضای مهاربند اصلی منتقل کند و از متمرکز شدن تغییر شکل‌ها در پانل‌ها جلوگیری شود.

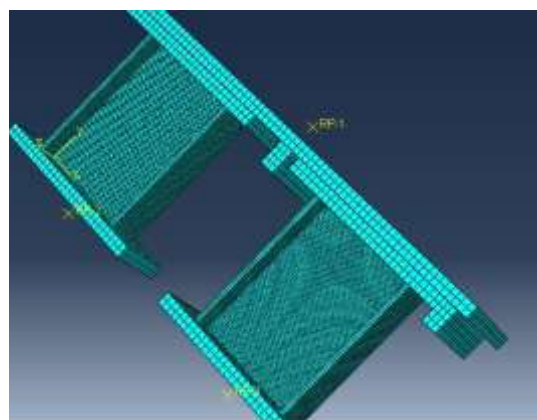
در نتیجه، با توجه به ساختار جعبه‌مانند، وجود سخت‌کننده‌های جانبی، اتصالات صلب و سختی خمشی زیاد اجزای برشی، انتظار می‌رود رفتار خارج از صفحه این سیستم



شکل ۱۱- مدل دوسطحی با دو دسته پانل برشی



شکل ۱۲- فاصله بین لقمه و پانل برشی جهت تأمین سطح دو



شکل ۱۳- مش‌بندی مدل دوسطحی

مدل دوم میراگر چندسطحی است که در آن پانل‌های برشی به بیش از دو دسته (در نمونه این پژوهش سه دسته) تقسیم می‌شوند (شکل ۱۴)). مانند مدل دوسطحی، دسته اول پانل‌ها از محل ورق اتصال به ورق محرک متصل است و از ابتدای بارگذاری با ورق محرک درگیر بوده و مقاومت نشان داده و جذب انرژی می‌کنند.

عمدتاً الاستیک و ناچیز باشد و تأثیر معناداری بر عملکرد لرزه‌ای کلی نگذارد.

در صورت ادامه بارگذاری و فعال شدن و جاری شدن ورق‌های تمامی سطوح، مکانیزم نهایی انهدام میراگر، کمانش موضعی صفحات، تسلیم تدریجی فولاد و شروع گسیختگی برشی در جان پانل‌های برشی است. این گسیختگی پس از رسیدن کرنش پلاستیک به حدود ۱۵٪ رخ می‌دهد و به دلیل تمرکز تنش در لبه‌های جوش شده پانل‌ها آغاز می‌گردد.

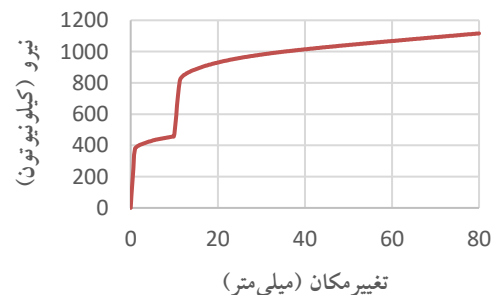
در پایان به منظور ارزیابی عملکرد سیستم‌های پیشنهادی، هر دو مدل دوسطحی و چندسطحی به همراه مدل پایه تک‌سطحی تحت بارگذاری یکنوا و چرخه‌ای قرار گرفتند که در بخش بعد به بررسی نتایج حاصل پرداخته شده است.

۴- تحلیل و تفسیر نتایج

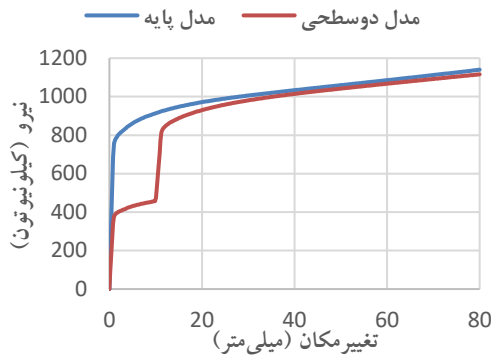
پس از اجرای فرآیند صحت‌سنجی مدل و انجام تحلیل‌های عددی مبتنی بر روش اجزای محدود، در این بخش نتایج به دست آمده در چند قسمت مجزا بررسی شده‌اند.

۴-۱- تحلیل نتایج میراگر دو سطحی

شکل (۱۶) روند تغییر نیرو نسبت به تغییر مکان را برای مدل دوسطحی تحت بارگذاری یکنوا نمایش می‌دهد. شکل (۱۷) نیز این پاسخ را با مدل تک‌سطحی مقایسه می‌کند. مطابق نمودار شکل (۱۶)، با آغاز بارگذاری، عملکرد اولیه مربوط به فعال شدن ورق‌های سطح اول است که سختی ابتدایی سیستم را تعیین می‌کند. با ادامه بارگذاری و ورود به ناحیه غیرالاستیک، جذب انرژی به میزان قابل توجهی افزایش می‌یابد. با رسیدن دررفت به مقدار تعیین شده برای فعال‌سازی سطح دوم (یک سانتی‌متر)، پانل‌های سطح دوم وارد عمل شده و منجر به افزایش سختی کلی سیستم می‌شود. در شکل (۱۷)، این افزایش گام‌به‌گام سختی به وضوح در مقایسه با مدل تک‌سطحی قابل مشاهده است.

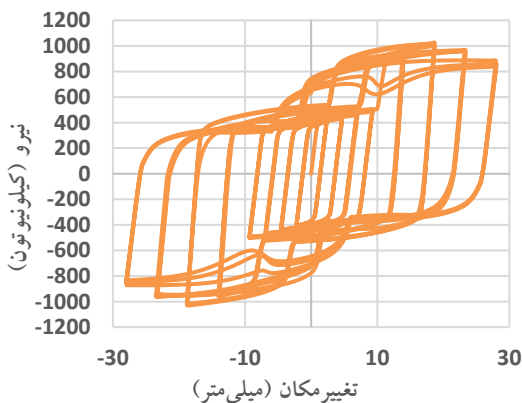


شکل ۱۶- منحنی نیرو-تغییر مکان مدل دوسطحی تحت بارگذاری یکنوا

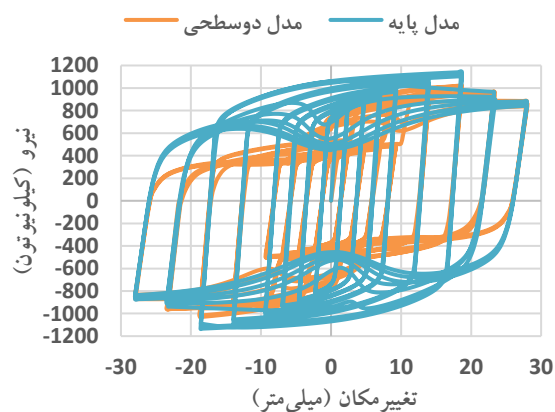


شکل ۱۷- مقایسه پاسخ به بارگذاری یکنوا مدل دوسطحی و تک‌سطحی

شکل (۱۸) منحنی هیستریزس سیستم دوسطحی را در برابر بارگذاری چرخه‌ای نشان می‌دهد و شکل (۱۹) نیز آن را با مدل پایه مقایسه می‌کند. تحلیل این منحنی‌ها بیانگر آن است که در کنار حفظ ظرفیت نهایی، سیستم پیشنهادی با افزایش تقاضا واکنش مناسبی از خود نشان داده و به صورت مرحله‌ای سختی بیش‌تری ارائه داده است. این واکنش تدریجی در کل چرخه‌های رفت و برگشتی به خوبی مشهود است.



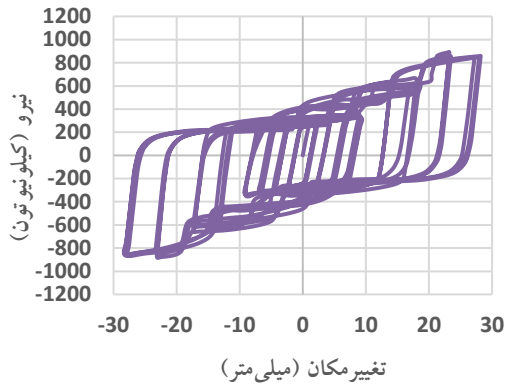
شکل ۱۸- منحنی هیستریزس میراگر برشی دوسطحی تحت بارگذاری چرخه‌ای



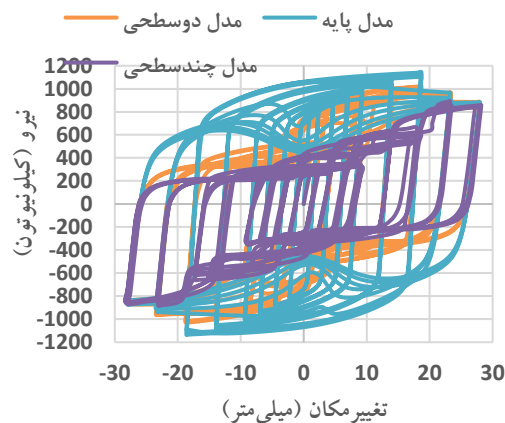
شکل ۱۹- مقایسه پاسخ به بارگذاری چرخه‌ای میراگر دوسطحی و میراگر تک‌سطحی

۴-۲- تحلیل نتایج میراگر چندسطحی

در شکل (۲۰) نمودار نیرو-تغییر مکان مدل چندسطحی (سه سطحی) تحت بارگذاری یکنواخت ارائه شده است. در شکل (۲۱)، این مدل با نمونه‌های تک و دوسطحی مقایسه شده است. با مشاهده منحنی ملاحظه می‌شود که ابتدا فعال‌سازی سطح اول منجر به سختی اولیه سیستم می‌گردد؛ سپس با افزایش تغییر مکان به یک سانتی‌متر، سطح دوم و پس از آن با رسیدن به ۲ سانتی‌متر سطح سوم فعال شده و هر مرحله با افزودن سختی جدید به سیستم همراه بوده است. مقایسه نمودارها نشان می‌دهد که پاسخ مدل چندسطحی دارای انطباق بسیار بهتری با روند بارگذاری و تغییرات تقاضا نسبت به سایر مدل‌ها است.

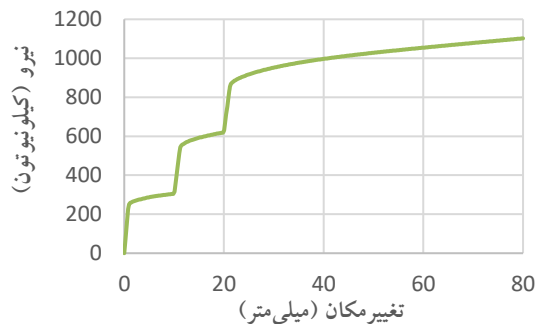


شکل ۲۲- منحنی هیستریزس میراگر چندسطحی

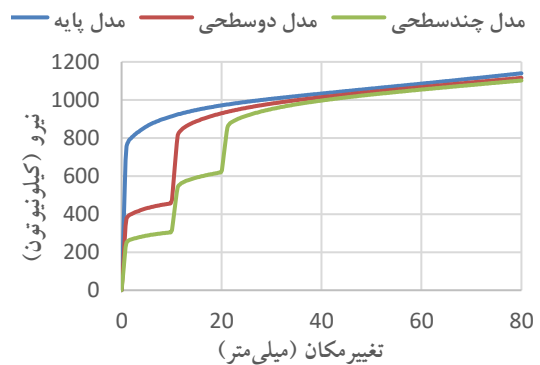


شکل ۲۳- مقایسه منحنی هیستریزس میراگر چندسطحی با میراگر دوسطحی و تک سطحی

جدول (۳) مقایسه بین سختی و جذب انرژی سیستم‌های پیشنهادی و مدل پایه را نشان می‌دهد. مطابق جدول، در مدل تک سطحی تمامی سختی در نظر گرفته شده برای سازه در همان فاز ابتدایی به سازه تزریق شده و متعاقباً این سختی منجر به دریافت نیروی لرزه‌ای بالاتری می‌شود. از طرف دیگر، سازه خیلی زود تمام سختی خود را از دست داده و وارد ناحیه پلاستیک می‌شود. در حالی که در مدل دوسطحی، نیمی از سختی برای فاز دوم ذخیره می‌شود و در مدل چندسطحی این سختی به وضوح به صورت تدریجی به سازه تزریق می‌شود و ظرفیت مناسبی برای تمامی سطوح لرزه‌ای ذخیره می‌گردد. همچنین با مقایسه میزان انرژی دریافتی مشاهده می‌شود که متناسب با شدت لرزه، جذب انرژی در مدل‌های دو و چندسطحی در حال افزایش است و ورود انرژی زلزله در سیستم سازه‌ای به تدریج اتفاق می‌افتد.



شکل ۲۰- منحنی نیرو-تغییر مکان مدل چندسطحی تحت بارگذاری یکنوا

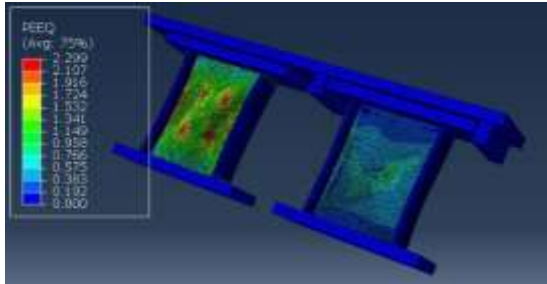


شکل ۲۱- مقایسه پاسخ مدل چندسطحی، دوسطحی و تک سطحی به بارگذاری یکنوا

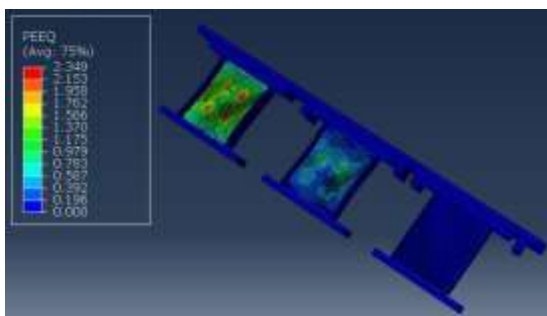
شکل (۲۲) رفتار هیستریزس میراگر چندسطحی پیشنهادی و شکل (۲۳) مقایسه این رفتار با مدل‌های دو و تک سطحی را تحت بارگذاری چرخه‌ای نشان می‌دهد. نتایج هر دو شکل حاکی از آن است که سیستم چندسطحی در عین حفظ ظرفیت مقاومت نهایی، توانسته است با ارائه سختی مرحله‌ای متناسب با شرایط بارگذاری، کارایی لرزه‌ای بسیار مناسبی از خود نشان دهد.



انرژی و تغییرشکلی خود نزدیک شده‌اند، پانل‌های سطح دو و سه هنوز از ظرفیت بالایی برخوردار هستند. از این رو در صورت تداوم یا شدت یافتن زلزله و یا در پس‌لرزه‌ها، این ظرفیت باقی‌مانده کمک شایانی به حفظ پایداری و ادامهٔ استهلاک انرژی لرزهٔ اعمالی خواهد نمود.



شکل ۲۶- کانتور کرنش PEEQ در مدل دوسطحی



شکل ۲۷- کانتور کرنش PEEQ در مدل چندسطحی

۵- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این پژوهش با هدف بهبود عملکرد لرزه‌ای و تأمین قابلیت تعمیرپذیری پس از زلزله، اصلاحاتی در مهاربندهای قطری سستی اعمال شد و نوعی میراگر برشی ساخته‌شده از فولاد کم‌تنش با عملکرد چندسطحی به آن افزوده شد. برای ارزیابی رفتار سیستم پیشنهادی، مدل‌سازی عددی، پس از صحت‌سنجی مدل‌سازی، با استفاده از روش اجزای محدود صورت گرفت.

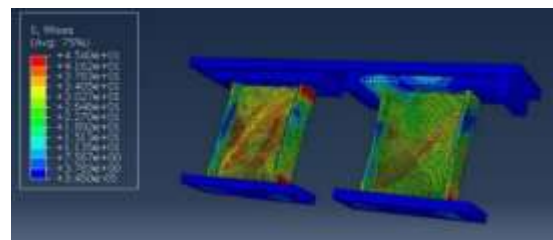
نتایج تحلیل‌ها بر روی مدل‌های المان محدود سیستم‌های پیشنهادی پژوهش، بیانگر آن است که میراگر برشی پیشنهادی به‌خوبی توانسته است برای سیستم عملکرد چندسطحی را فراهم آورد. همچنین در مقایسه با مدل‌های تک‌سطحی مشاهده شد که سیستم پیشنهادی (در قالب مدل‌های دو و چندسطحی) توانسته است سختی مرحله‌ای متناسبی فراهم کرده و در نتیجه پاسخ دینامیکی سازه را به‌شکل هوشمندانه‌ای کنترل نماید. همچنین استفاده از فولاد با تنش تسلیم پایین در جان پانل‌های برشی موجب شد که میزان جذب انرژی سیستم پیشنهادی به نسبت سیستم‌های مشابه با فولاد معمولی ارتقا یابد.

جدول ۳- مقایسهٔ سختی و میزان جذب انرژی مدل‌ها طی تغییر فاز و افزایش تغییر مکان نسبی

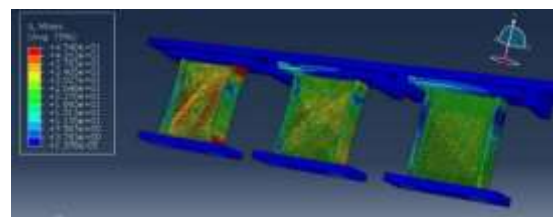
مدل	سطح ۱		سطح ۲		سطح ۳	
	جذب انرژی	سختی	جذب انرژی	سختی	جذب انرژی	سختی
تک‌سطحی	۱۰۰٪	۳۳٪	۶۷٪	پلاستیک	۱۰۰٪	جذب انرژی
دوسطحی	۵۰٪	۱۷٪	۱۰۰٪	پلاستیک	۱۰۰٪	جذب انرژی
چندسطحی	۳۳٪	۱۱٪	۶۷٪	۳۳٪	۱۰۰٪	۶۷٪

۴-۳- بررسی کانتورهای تنش و کرنش

شکل‌های (۲۴) و (۲۵) تصویر توزیع تنش فون‌میسز را در انتهای یکی از چرخه‌های بارگذاری در مدل‌های دو و چندسطحی نشان می‌دهد. تحلیل این تصویر نشان می‌دهد که بیش‌ترین میزان تنش در ناحیهٔ جان پانل‌های برشی رخ داده است و این تنش حداکثری در کل ورق جان به‌خوبی گسترش یافته و جان پانل‌ها به‌عنوان ناحیهٔ اصلی جذب انرژی عمل می‌کند. این ویژگی منجر به افزایش مؤثر مساحت منحنی هیستریزس و بالارفتن ظرفیت جذب انرژی سیستم شده است. در عین حال مشاهده می‌شود که سایر اجزای سیستم، از جمله ورق‌های بال، ورق اتصال و المان متحرک، در ناحیهٔ الاستیک باقی‌مانده‌اند. این تمرکز رفتار غیرخطی در جان پانل‌ها، امکان تعویض آن‌ها پس از وقوع زلزله و در نتیجه، تعمیرپذیری سیستم را فراهم می‌آورد.



شکل ۲۴- توزیع تنش در مدل دوسطحی بر اساس معیار فون‌میسز



شکل ۲۵- توزیع تنش در مدل چندسطحی بر اساس معیار فون‌میسز

شکل‌های (۲۶) و (۲۷) تصویر کانتور کرنش PEEQ در یکی از چرخه‌های بارگذاری انتهایی در مدل‌های دو و چندسطحی را نشان می‌دهد. همان‌طور که در این تصاویر مشخص است، با وجود این که پانل‌های برشی سطح یک به حداکثر ظرفیت جذب

بررسی کانتورهای تنش و کرنش نیز نشان داد که سیستم پیشنهادی با قابلیت عملکرد دو یا چندسطحی، ظرفیت رزرو بسیار مناسبی را در صورت تشدید یافتن و یا در پس لرزه‌ها، به نسبت سایر سیستم‌های لرزه‌ای، برای سازه فراهم می‌آورد. همچنین مشاهده شد با تمرکز تغییر شکل‌های پلاستیک و جذب انرژی در جان پانل‌های برشی، به خوبی قابلیت تعمیرپذیری برای سیستم پیشنهادی تأمین شده است.

نتایج نشان داد میراگر برشی پیشنهادی با افزایش سختی سیستم متناسب با تقاضای لرزه‌ای، جذب انرژی بسیار مناسب و مقاومت نهایی یکسان با مدل پایه در کنار تأمین تعمیرپذیری برای سیستم مهاربندی از طریق متمرکز کردن ناحیه پلاستیک و وظیفه جذب انرژی در پانل‌های برشی، عملکرد لرزه‌ای بسیار مطلوبی داشته و به‌عنوان یک سیستم اصلاح‌شده و ارتقایافته با عملکردی هوشمند می‌تواند جایگزین مناسبی در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها باشد.

در پایان شایان ذکر است که حساسیت به رواداری‌های اجرایی دقیق و تغییر شکل‌های ماندگار در کل سازه از جمله چالش‌هایی است که در استفاده از این نوع میراگرها همچنان وجود دارد. از این رو در مدل‌سازی قاب‌های دوبعدی و سه‌بعدی مجهز به میراگر پیشنهادی و تحلیل رفتار کلی سازه تحت رکوردهای لرزه‌ای و بررسی عملکرد آن از طریق تحلیل‌های غیرخطی، استفاده از یک سیستم مرکزگرا در کنار مهاربند تعمیرپذیر چندسطحی پیشنهادی، مطالعه آزمایشگاهی سیستم پیشنهادی در قالب یک قاب فولادی و... به‌عنوان موضوعاتی جهت پژوهش‌های آتی پیشنهاد می‌شود.

- [15] Lee, C.H., Kim, J., Kim, D.H., Ryu, J., and Ju, Y.K. (2016), "Numerical and Experimental Analysis of Combined Behavior of Shear-Type Friction Damper and Non-Uniform Strip Damper for Multi-Level Seismic Protection", *Engineering Structures*, 114, pp.75-92.
- [16] Shamshiri Dareini, H., and Hashemi, B.H. (2011), "Use of Dual Systems in Tadas Dampers to Improve Seismic Behavior of Buildings in Different Levels", *Procedia Engineering*, 14, pp.2788-2795.
- [17] Kim, D.H., Lee, C.H., and Ju, Y.K. (2017), "Experimental investigation of hybrid buckling-restrained braces", *International Journal of Steel Structures*, 17(1), pp.245-255.
- [18] Hosseini Hashemi, B., and Moaddab, E. (2017), "Experimental study of a hybrid structural damper for multi-seismic levels", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 170(10), pp.722-734.
- [19] He, Z., Zhou, Y., and Chen, Q. (2012), "Advance in research and application of steel shear panel dampers", *Dizhen Gongcheng yu Gongcheng Zhendong (Earthquake Engineering and Engineering Vibration)*, 32(6), pp.124-135.
- [20] Xu, L., Nie, X., and Fan, J. (2016), "Cyclic Behaviour of Low-Yield-Point Steel Shear Panel Dampers", *Engineering Structures*, 126, pp.391-404.
- [21] Li, Z., Shu, G., and Huang, Z. (2019), "Development and Cyclic Testing of an Innovative Shear-Bending Combined Metallic Damper", *Journal of Constructional Steel Research*, 158, pp.28-40.
- [22] Guo, L., Wang, J., Wang, W., and Wang, H. (2021), "Experimental, numerical and analytical study on seismic performance of shear-bending yielding coupling dampers", *Engineering Structures*, 244, p.112724.
- [23] Wu, Z., Zhuang, L., Zhao, Y., Fan, L., Zhang, K., Yang, K., Li, Y., and Wang, W. (2025), "Development and Application of a Novel Restoring Force Model for Metallic Dampers", In *International Conference on Civil Engineering*, pp.377-388.
- [24] Nakashima, M., Akazawa, T., and Tsuji, B. (1995), "Strain-hardening behavior of shear panels made of low-yield steel. II: Model", *Journal of Structural Engineering*, 121(12), pp.1750-1757.
- [25] Jiaojiao, W., Yongjiu, S., and Yuanqing, W. (2015), "Experimental study on the low yield point steel LYP100 under cyclic loading", *Journal of Zhejiang University, Engineering Science*, 49(8), pp.1401-1409.
- [26] Wang, J., Shi, Y., and Wang, Y. (2016), "Constitutive model of low-yield point steel and its application in numerical simulation of buckling-restrained braces", *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28(3), p.04015142.
- [27] Shi, G., Gao, Y., Wang, X., and Zhang, Y. (2018), "Mechanical properties and constitutive models of low yield point steels", *Construction and Building Materials*, 175, pp.570-587.
- [28] Shi, G., Wang, X., Gao, Y., and ZHANG, Y. (2018), "Experimental study on domestic low yield point
- [1] Bertero, V.V. (1994), "Performance of steel building structure during the Northridge earthquake", Report No. UCB/EERC-94/09.
- [2] Popov, E.P., and Kasai, K. (1978), "Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquakes", *Journal of the Structural Division, ASCE*, 104, pp.1409-1427.
- [3] Tsai, K.C., Chen, H.W., Hong, C.P., and Su, Y.F. (1993), "Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers for Seismic-Resistant Construction", *Earthquake Spectra*, 9, pp.505-528.
- [4] Chan, R.W.K., Albermani, F., and Kitipornchai, S. (2013), "Experimental Study of Perforated Yielding Shear Panel Device for Passive Energy Dissipation", *Journal of Constructional Steel Research*, 91, pp.14-25.
- [5] Maleki, S., and Mahjoubi, S. (2013), "Dual-Pipe Damper", *Journal of Constructional Steel Research*, 85, pp.81-91.
- [۶] احمدی، ا.، علیرضایی، م.، و شریفی، م. (۱۴۰۳)، "ارزیابی آزمایشگاهی قاب مهاربندی شده فولادی برای دو سطح عملکرد"، *نشریه علمی پژوهشی مهندسی سازه و ساخت*، شماره ۱۱، ص. ۲۶۰-۲۸۰.
- [7] Symans, M.D., Charney, F.A., Whittaker, A.S., Constantinou, M.C., Kircher, C.A., Johnson, M.W., and McNamara, R.J. (2008), "Energy dissipation systems for seismic applications: current practice and recent developments", *Journal of Structural Engineering*, 134(1), pp.3-21.
- [۸] تیزهوش سردودی، ح.، و معاضد، ا. (۱۴۰۰)، "ارزیابی آزمایشگاهی و عددی میراگر لوله‌ای دوسطحی"، *نشریه علمی پژوهشی مهندسی سازه و ساخت*، شماره ۸، ص. ۷۵-۹۵.
- [9] Zahrai, S.M., and Vosooq, A.K. (2013), "Study of an innovative two-stage control system: Chevron knee bracing and shear panel in series connection", *Structural Engineering and Mechanics*, 47(6), pp.881-898.
- [10] Hosseini Hashemi, B., and Alirezaei, M. (2015), "Experimental investigation of a combined system in steel braced frames", *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 17(3), pp.181-191.
- [11] Cheraghi, A., and Zahrai, S.M., (2019), "Cyclic testing of multilevel pipe in pipe damper", *Journal of Earthquake Engineering*, 23(10), pp.1695-1718.
- [12] Pachideh, G., Kafi, M., and Gholhaki, M. (2020), "Evaluation of cyclic performance of a novel bracing system equipped with a circular energy dissipater", *In Structures*, 28, pp.467-481.
- [13] Ibrahim, Y.E., Marshall, J., and Charney, F.A. (2007), "A visco-plastic device for seismic protection of structures", *Journal of Constructional Steel Research*, 63(11), pp.1515-1528.
- [14] Kim, D.H., Ju, Y.K., Kim, M.H., and Kim, S.D. (2014), "Wind-induced vibration control of tall buildings using hybrid buckling-restrained braces", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 23(7), pp.549-562.



steels under cyclic loading", *Engineering Mechanics*, 35(8), pp.30-38.

[29] Shi, G., Gao, Y., Wang, X., and Zhang, Y. (2019), "Low cycle fatigue properties of low yield point steels", *China Civil. Engineering, Journal*, 52, pp.20-26.

[30] Shi, G., Gao, Y., Wang, X., et al. (2018), "Energy-Based Low Cycle Fatigue Analysis of Low Yield Point Steels", *Journal of Constructional Steel Research*, 150, pp.346-353.

[31] Huang, X., Yuan, Y., Zhao, J., and Li, R. (2022), "Investigation of extremely low cycle fatigue behavior of low yield strength steel LY225 under different stress states", *Construction and Building Materials*, 350, p.128907.

[۳۲] زهرائی، س.م. و چراغی، ع. (۱۴۰۲)، "ارزیابی رفتار میراگر تسلیمی لوله در لوله با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۳، شماره ۲۵، ص. ۱۵-۵.

[۳۳] غفوری‌نژاد، ا.، علیرضایی، م.، میرحسینی، س.م. و ضیغمی احسان، ا. (۱۴۰۳)، "عملکرد لرزه‌ای قاب مهاربندی زانویی با میراگر اصطکاکی و مقایسه آن با سیستم قاب زانویی"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۸، شماره ۴۳، ص. ۹۲-۷۶.

[۳۴] عسگری، ه.، زهرایی، س.م.، وجدیان، م.، و میرحسینی، س.م. (۱۴۰۲)، "بررسی عددی میراگر دوسطحی با ورق روسری در اتصال خمشی تیر به ستون"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۷، شماره ۴۱، ص. ۲۶-۵.

[35] ASCE/SEI 7-22, (2022), Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers.

[36] CEN, (2004), Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules. for Buildings, European Committee for Standardization.

[37] AIJ, (2010), Guidelines for Seismic Performance Evaluation of Buildings, Architectural Institute of Japan.

[۳۸] استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۳)، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، چهارمین ویرایش، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی.

[۳۹] نشریه شماره ۳۶۰، (۱۳۹۲)، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، تجدید نظر اول، سازمان برنامه و بودجه کشور.

[40] Pan, Y., Gao, H., Zeng, H., and Li, Y. (2024), "Laboratory Study on Energy Dissipation Performance of Low-Yield-Point Steel Shear Panel Dampers", *Journal of Constructional Steel Research*, 213, pp.1-15.



http://journaliss.ir

منحنی بار-خیز ورق دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید در لبه‌ها و ارائه یک رابطه کاربردی برای برآورد مقدار خیز ماکزیمم حد الاستیک ورق

سید ابراهیم سادات خلردی^{۱*}

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، مجتمع آموزش عالی تربت جام، تربت جام، ایران
*تربت جام، صندوق پستی ۹۵۷۱۸۴۹۶۴۹، se.sadatkholerdi@tjamcaas.ac.ir

چکیده

ورق‌های نازک در دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید در لبه‌ها (SSSW) در بارهای جانبی کوچک، کمانش کرده و این کمانش منجر به خیز (تغییر شکل خارج از صفحه) در ورق می‌شود. شروع کمانش ورق در بارهای جانبی کوچک باعث می‌شود تا ورق دیوار در ناحیه وسیعی دارای رفتار پس‌کمانشی الاستیک باشد. برای مهندسان سازه و معماری، آگاهی از مقدار خیز ورق در بارهای مختلف، بسیار حائز اهمیت است؛ لذا بررسی تغییرات بار جانبی نسبت به خیز نظیر آن در ناحیه پس از کمانش الاستیک، دارای اهمیت به‌سزایی است. در تحقیقات گذشته، دستگاه معادلات فن‌کارمن برای به‌دست‌آوردن میدان تغییر مکان ورق دیوار در ناحیه پس‌کمانشی الاستیک با استفاده از روش گالرکین حل شده و با استفاده از ظرفیت برشی نهایی، منحنی دوخطی ایده‌آل بار جانبی-تغییر مکان افقی دیوار، تقریب زده شده و یک رابطه برای سختی الاستیک این دیوارها ارائه شده است. در این مقاله با استفاده از نتایج به‌دست‌آمده از حل دستگاه معادلات فن‌کارمن برای دیوارهای مختلف (تغییرات در عرض، ارتفاع، ضخامت ورق دیوار و تغییرات در ستون فرعی کنار دیوار)، خیز ورق دیوار در ناحیه الاستیک محاسبه شده و منحنی نیروی برشی-خیز در این ناحیه رسم شده است. همچنین یک رابطه کاربردی برای برآورد مقدار خیز ماکزیمم حد الاستیک ورق دیوار (خیز ماکزیمم متناظر با اولین نقطه از تسلیم ورق دیوار)، با استفاده از یادگیری ماشین و به‌کارگیری تکنیک رگرسیون خطی، ارائه شده است.

واژگان کلیدی

دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید (SSSW)، پس‌کمانشی الاستیک، خیز ورق، معادلات فن‌کارمن، یادگیری ماشین

Load-Deflection Curve of Semi-Supported Steel Shear Wall, and Presentation of a Practical Relationship for Estimating the Maximum Elastic Deflection of the Plate

S.E. Sadat kholerdi

Abstract

Thin plates in semi-supported steel shear walls (SSSW) buckle under small lateral loads, and this buckling leads to deflection (out-of-plane displacement) in the plate. The onset of buckling at small lateral loads causes the wall plate to exhibit elastic post-buckling behavior over a wide range. For structural and architectural engineers, knowing the amount of plate deflection under different loads is crucial. Therefore, investigating the variation of lateral load with respect to the corresponding deflection in the elastic post-buckling region is of significant importance. In previous research, the von Kármán plate equations have been solved using the Galerkin method to obtain the displacement field of the wall plate in the elastic post-buckling region. Utilizing the ultimate shear capacity, a bilinear idealization of the lateral load-horizontal displacement curve of the wall has been approximated, and a relationship for the elastic stiffness of these walls has been presented. In this paper, using the results obtained from solving the von Kármán equations for different walls (variations in width, height, plate thickness, and changes in the secondary column), the deflection of the wall plate in the elastic region is obtained, and the load-deflection curve in this region is plotted. Furthermore, a practical relationship is presented for estimating the maximum elastic deflection of the wall plate (the maximum deflection corresponding to the first yield point of the wall plate), using machine learning and applying linear regression techniques.

Keywords

Semi-Supported Steel Shear Wall, Elastic Post-Buckling, Plate Deflection, Von-Karman Equation, Machine Learning



دیوارهای برشی فولادی به‌عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در نظر گرفته می‌شوند که از اوایل سال ۱۹۷۰، معرفی و در برخی از ساختمان‌ها استفاده شده‌اند [۱]. در چند دهه اخیر، ویژگی‌های سازه‌ای این سیستم از قبیل سختی، شکل‌پذیری و جذب انرژی مورد بررسی قرار گرفته است [۲-۲۸]. مشکل اصلی در دیوارهای برشی فولادی، تنش‌های بزرگ ناشی از میدان کشش بر ستون‌های متصل به ورق دیوار می‌باشد که این امر باعث می‌شود تا از مقاطع بزرگی برای این ستون‌ها استفاده شود که از نظر اقتصادی به‌صرفه نیست. محققین برای از بین بردن این تنش‌ها، فرض کردند که ورق دیوار فقط به تیرهای طبقات متصل شود [۲۹-۳۰]. در دو دهه قبل، محققین از ایده جداسازی ستون با ورق دیوار استفاده کردند و سیستمی با نام دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید را پیشنهاد دادند که در این سیستم، ورق دیوار متصل به ستون‌های فرعی است و بارهای ثقلی را تحمل نمی‌کند و فقط به گسترش تنش‌های ناشی از میدان کششی در ورق دیوار کمک می‌کنند [۳۱].

در ادامه، جهانپور و همکاران ظرفیت برشی نهایی دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید را با استفاده از یک روش تحلیلی به‌دست آوردند [۳۲-۳۴] و سادات خلردی و جهانپور رفتار این سیستم را از ابتدای بارگذاری تا اولین نقطه از تسلیم ورق دیوار بررسی کردند و منحنی بار-تغییر مکان این سیستم را رسم و یک رابطه کاربردی برای سختی الاستیک این دیوار ارائه نمودند [۳۵-۳۷]. علاوه بر آن، چند مطالعه آزمایشگاهی [۳۸-۴۰]، اجزای محدودی [۴۱-۵۳] و تحلیلی [۵۴-۵۵] برای بررسی رفتار این سیستم صورت گرفته است.

کمانش برشی الاستیک ورق دیوار در درصدهای کوچکی از بار برشی تسلیم دیوار اتفاق می‌افتد و ناحیه پس‌کمانشی الاستیک وسیعی در این سیستم شکل می‌گیرد [۳۶]. در این ناحیه، ورق دیوار دارای رفتار غیرخطی هندسی با مصالح الاستیک خطی است. با استفاده از معادلات ورق فن‌کارمن^۱ و حل آن و همچنین استفاده از معیار فن‌میسز^۲ می‌توان نیروی برشی حد تسلیم ورق دیوار را به‌دست آورد و در نهایت خیز متناظر با نیروی برشی حد تسلیم ورق نیز به‌دست می‌آید. معادلات فن‌کارمن با دو رابطه دیفرانسیل غیرخطی مرتبه چهارم همبسته بیان می‌شوند [۵۶].

روش‌های مختلفی برای حل معادلات فن‌کارمن و رفتار پس‌کمانشی ورق‌ها ارائه شده‌اند که می‌توان به روش اغتشاشات^۳ [۵۷-۶۱]، روش گالرکین^۴ [۶۲-۶۵]، روش انرژی [۶۶] و روش مدل دو نواری [۶۷] اشاره کرد. در مرجع [۲۷]، روش گالرکین به‌صورت یک روش نیمه‌تحلیلی به‌منظور حل معادلات فن‌کارمن برای ورق دیوار سیستم دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید در یک طبقه میانی به‌کار گرفته شده است. این حل منجر به دست‌آوردن مجهولات معادلات فن‌کارمن (تابع خیز و تنش ایری) در سطوح مختلف بارگذاری در ناحیه پس‌کمانش الاستیک ورق دیوار می‌شود که با به‌دست‌آمدن این مجهولات و استفاده از معیار فن‌میسز، تنش برشی متناظر با اولین نقطه از تسلیم ورق به‌دست می‌آید. ورق دیوار به‌عنوان یک صفحه نازک فرض می‌شود که لبه‌های موازی آن دارای شرایط مرزی متفاوت هستند؛ در محل اتصال دیوار به تیرهای طبقات، تکیه‌گاه ساده و در محل اتصال دیوار به ستون‌های فرعی، لبه آزاد سخت‌شده فرض شده است.

با وجود این مطالعات، تاکنون منحنی بار-خیز دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید در لبه‌ها مورد بررسی قرار نگرفته است. برای مهندسان سازه و معماری، آگاهی از مقدار خیز ورق در بارهای مختلف، بسیار حائز اهمیت است. در این مقاله، روش گالرکین برای حل معادلات فن‌کارمن برای ورق دیوار سیستم دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید در یک طبقه میانی به‌کار گرفته شده است که با حل این معادله، مجهولات که شامل تابع خیز و تابع تنش ایری هستند به‌دست می‌آیند. یک تابع سینوسی با یک مجهول به‌عنوان تابع تغییرشکل که شرایط مرزی را ارضا می‌کند، در نظر گرفته می‌شود. سپس، یک روش تحلیلی برای تعیین خیز ورق، توسعه داده می‌شود. نتایج عددی با مدل عددی مقایسه می‌شود. همچنین یک رابطه کاربردی برای برآورد خیز ماکزیمم حد الاستیک ورق دیوار با استفاده از یادگیری ماشین و به‌کارگیری تکنیک رگرسیون خطی، ارائه شده است.

۲- مدل سازه‌ای

شکل (۱) شمای کلی از سیستم دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید و شکل (۲) یک طبقه میانی از دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید را نشان می‌دهد. فرض شده است که تیرهای بالایی و پایینی طبقات به‌صورت کاملاً صلب هستند و اتصال مفصلی بین آن‌ها و ستون‌های اصلی وجود دارد. بنابراین در شکل (۲) انتهای تیرهای طبقات با تکیه‌گاه مفصلی نشان داده شده‌اند. نیروهای جانبی

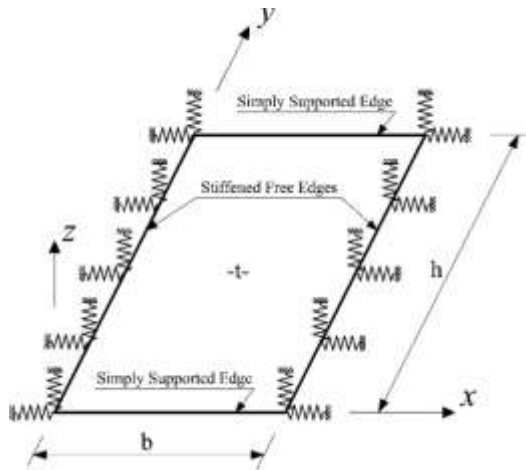
³ Perturbation
⁴ Galerkin

¹ von Karman
² von Mises



طبقات بالاتر، نیروی برشی طبقه (Vs) و لنگر واژگونی (Ms) را ایجاد می‌کنند. عرض، ارتفاع و ضخامت ورق دیوار به ترتیب (b)، (h) و (t) هستند. Ms و Vs به ترتیب تنش‌های برشی (τ_{xy}) و تنش‌های خمشی (σ_y) بر روی لبه‌های بالایی و پایینی ورق دیوار ایجاد می‌کنند که در شکل (۳) نشان داده شده است.

شکل (۴) ورق دیوار را با شرایط مرزی آن نشان می‌دهد. ستون‌های فرعی به صورت فنرهای خطی گسترده در دو جهت عمودی (z و x) فرض شده‌اند. سختی محوری فنرها متناظر با ممان اینرسی ستون‌های فرعی (I_{xx} و I_{zz}) است.



شکل ۴- مدل سازه‌ای ورق دیوار

۳- تعیین خیز ورق (جابجایی خارج از صفحه)

در این بخش، با استفاده از روش تحلیلی، خیز ورق به دست می‌آید. هنگامی که بارهای جانبی بر سیستم دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید در ناحیه پس‌کمانشی اعمال می‌شود، خیز ورق دیوار (جابجایی خارج از صفحه) به وجود می‌آید. خیز ورق در راستای z، $w=w(x, y)$ است که در شکل (۴) نشان داده شده است.

روابط (۱) و (۲)، معادلات فن کارمن را نشان می‌دهند که تابع تغییر مکان خارج از صفحه (w) و تابع تنش ایری (F)، توابع مجهول هستند.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} - \frac{t}{D} \left(\frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - 2 \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right) = 0 \quad (1)$$

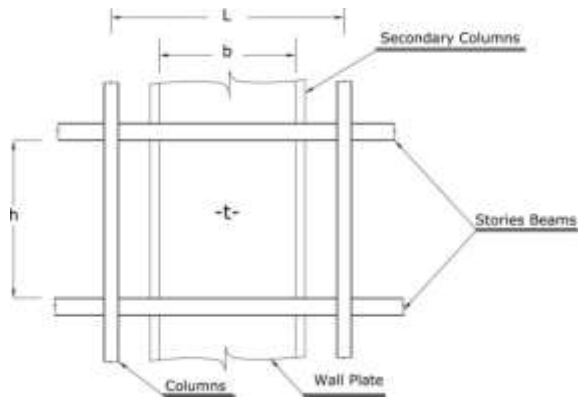
$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = E \left[\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 - \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right] \quad (2)$$

$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$ سختی خمشی، (E) و (ν) به ترتیب مدول الاستیسیته و ضریب پواسون فولاد هستند. بر اساس دستگاه مختصات تعریف شده در شکل (۴)، شرایط مرزی هندسی ورق دیوار به صورت روابط (۳) الی (۵) بیان می‌شود.

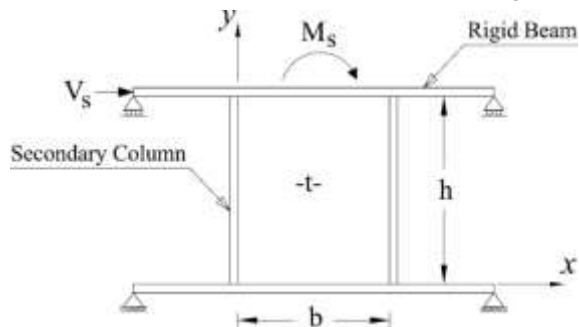
$$y = 0, h \Rightarrow \begin{cases} w = 0 \\ M_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) = 0 \end{cases} \quad (3)$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = 0 \\ V_x - \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} = D \left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2 - \nu) \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} \right] = k_s w(0, y) \end{cases} \quad (4)$$

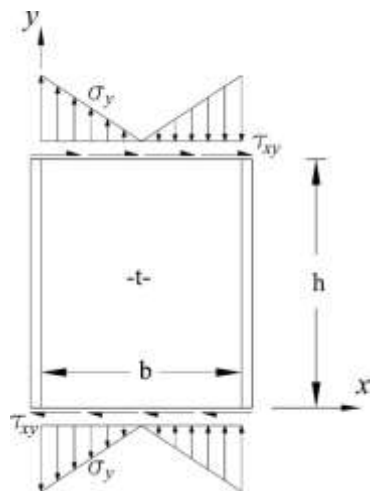
$$x = b \Rightarrow \begin{cases} M_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = 0 \\ V_x - \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} = D \left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2 - \nu) \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} \right] = k_s w(b, y) \end{cases} \quad (5)$$



شکل ۱- شمای کلی دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید در لبه‌ها [۳۲]



شکل ۲- یک طبقه میانی تحت بارهای جانبی



شکل ۳- تنش‌های برشی و خمشی اعمال شده بر لبه‌های ورق دیوار

$$M_{y,in} = M_s + V_s(h - y) \quad (12)$$

$$I_s = \frac{tb^3}{12} + 2 \left[I_{zz} + A_c \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right] \quad (13)$$

در رابطه (12)، $(M_{y,in})$ لنگر خمشی درون صفحه‌ای است که تنش‌های کششی و فشاری در راستای y ایجاد می‌کند. در رابطه (13)، (I_s) ممان اینرسی کل مقطع SSSW، (I_{zz}) ممان اینرسی ستون فرعی حول محور z و (A_c) مساحت مقطع عرضی ستون فرعی است. رابطه (10) برای پیدا کردن حل همگن معادله (2) به کار می‌رود که به صورت رابطه (14) بیان شده است. این حل، تابع تنش ایری (F_h) را قبل از کمانش ورق توصیف می‌کند.

$$F_h = -\tau xy - \frac{M_s + V_s(h - y)}{12 I_s} x^2(2x - 3b) \quad (14)$$

برای پیدا کردن حل خصوصی رابطه (2) که با (F_p) نشان داده می‌شود، رابطه (9) در سمت راست رابطه (2) جای‌گذاری می‌شود.

$$\nabla^4 F_p = \frac{1}{b^2 h^2} A^2 E \pi^4 (P_1^2 - P_2 P_3) \quad (15)$$

در رابطه (15):

$$P_1 = \left[m \sin \frac{\pi x}{b} \cos \left(\frac{m \pi x}{b} - \frac{m \pi \alpha y}{h} \right) + \cos \frac{\pi x}{b} \sin \left(\frac{m \pi x}{b} - \frac{m \pi \alpha y}{h} \right) \right] \cos \frac{\pi y}{h} \quad (16)$$

$$+ \left[m \sin \frac{\pi x}{b} \sin \left(\frac{m \pi x}{b} - \frac{m \pi \alpha y}{h} \right) - \cos \frac{\pi x}{b} \cos \left(\frac{m \pi x}{b} - \frac{m \pi \alpha y}{h} \right) \right] m \alpha \sin \frac{\pi y}{h}$$

$$P_2 = \left[2m \cos \frac{\pi x}{b} \cos \left(\frac{m \pi x}{b} - \frac{m \pi \alpha y}{h} \right) - (1 + m^2) \sin \frac{\pi x}{b} \sin \left(\frac{m \pi x}{b} - \frac{m \pi \alpha y}{h} \right) \right] \sin \frac{\pi y}{h} \quad (17)$$

$$P_3 = \left[2m \alpha \cos \frac{\pi y}{h} \cos \left(\frac{m \pi x}{b} - \frac{m \pi \alpha y}{h} \right) + (1 + m^2 \alpha^2) \sin \frac{\pi y}{h} \sin \left(\frac{m \pi x}{b} - \frac{m \pi \alpha y}{h} \right) \right] \sin \frac{\pi x}{b} \quad (18)$$

سمت راست رابطه (15) برای پیدا کردن شکل کلی حل

خصوصی تابع تنش ایری (F_p) به کار می‌رود.

$$F_p = A^2 E \left\{ \begin{aligned} & f_1 \cos \frac{2\pi x}{b} + f_2 \cos \frac{2\pi y}{h} + f_3 \cos \left(\frac{2\pi x}{b} - \frac{2\pi y}{h} \right) \\ & + f_4 \cos \left(\frac{2\pi x}{b} + \frac{2\pi y}{h} \right) + f_5 \cos \left(\frac{2\pi m x}{b} - \frac{2\pi m \alpha y}{h} \right) + \\ & f_6 \cos \left[\frac{2\pi(1-m)x}{b} + \frac{2\pi m \alpha y}{h} \right] + \\ & f_7 \cos \left[\frac{2\pi m x}{b} - \frac{2\pi(1+\alpha m)y}{h} \right] + \\ & f_8 \cos \left[\frac{2\pi(1+m)x}{b} - \frac{2\pi m \alpha y}{h} \right] + \\ & f_9 \cos \left[\frac{2\pi m x}{b} + \frac{2\pi(1-\alpha m)y}{h} \right] \end{aligned} \right. \quad (19)$$

که ضرایب بی‌بعد و مجهول $(f_1$ تا $f_9)$ با جای‌گذاری رابطه

(19) در رابطه (15) به دست می‌آیند. حاصل آن با روابط (20) الی

(28) بیان می‌شود.

$$f_1 = \frac{m^2 \alpha^2 + 1}{64 r^2} \quad (20)$$

$$f_2 = \frac{r^2 (m^2 + 1)}{64} \quad (21)$$

$$f_3 = -\frac{r^2 m^2}{128} \left(\frac{\alpha - 1}{r^2 + 1} \right)^2 \quad (22)$$

در روابط (4) و (5)، (k_s) سختی فنرهای عمود بر صفحه در شکل (4) است که به صورت زیر بیان می‌شود.

$$k_s = \begin{cases} \frac{48EI_{xx}}{y^3} & ; y < \frac{h}{2} \\ \frac{48EI_{xx}}{(h-y)^3} & ; y \geq \frac{h}{2} \end{cases} \quad (6)$$

در رابطه (6)، (I_{xx}) ممان اینرسی مقطع ستون فرعی حول محور x است. با توجه به روش نیمه‌تحلیلی گالرکین، برای تابع تغییر شکل از توابع سینوسی رابطه (7) استفاده شده است.

$$w(x, y) = A \left[\sin \frac{\pi x}{b} \sin \left(\frac{m \pi x}{b} - \frac{m \pi \alpha y}{h} \right) + \beta \right] \sin \frac{\pi y}{h} \quad (7)$$

که (A) پارامتر مجهول است؛ $(m \geq 3)$ تعداد نیم‌موج‌ها در راستای میدان کشش که برای کمانش متقارن ورق دیوار به صورت اعداد فرد در نظر گرفته شده و (α) مقدار ثابت برای تنظیم زاویه میدان کشش است. می‌توان نشان داد که قبل از تسلیم ورق دیوار، $\beta = \beta(y)$ همچنین، جواب‌های قابل قبولی به دست می‌دهد. همچنین، $\beta = \beta(y)$ برای نشان دادن تغییر مکان خارج از صفحه ستون‌های فرعی استفاده شده است. تابع تغییر شکل پیشنهاد شده، رابطه (3) و قسمت اول روابط (4) و (5) را ارضا می‌کند. با توجه به رابطه (7) و با استفاده از بخش دوم رابطه (4) (یا رابطه (5))، β تعیین می‌شود:

$$\beta(y) = \frac{D \pi^3}{k_s b h^2} [r^2(1 + 3m^2) + 2 - \nu] \sin \frac{m \alpha \pi y}{h} \quad (8)$$

که $(r = h/b)$ نسبت ورق دیوار است. در تحقیق قبلی نشان داده شده است که برای دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید معمول، β مقدار قابل اگماضی نسبت به دیگر پارامترها در رابطه (7) دارد و به همین دلیل از آن صرف‌نظر می‌شود [35 و 36]. به عبارتی دیگر، ستون‌های فرعی، تغییر مکان خارج از صفحه قابل توجهی قبل از اولین نقطه از تسلیم ورق ندارند. سرانجام رابطه (7) اصلاح شده و به صورت رابطه (9) بیان می‌شود. بدین ترتیب می‌توان ورق دیوار را به صورت چهار لبه ساده در نظر گرفت.

$$w(x, y) = A \sin \frac{\pi x}{b} \sin \frac{\pi y}{h} \sin \left(\frac{m \pi x}{b} - \frac{m \pi \alpha y}{h} \right) \quad (9)$$

با توجه به شکل (3)، رابطه (10) شرایط مرزی نیرویی ورق دیوار را بیان می‌کند. در این رابطه، تنش‌های کششی با علامت مثبت در نظر گرفته شده‌اند.

$$y = 0, h \Rightarrow \begin{cases} \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} = -\tau \\ \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} = -\frac{M_{y,in}}{I_s} \left(x - \frac{b}{2} \right) \end{cases} \quad (10)$$

در رابطه (10):

$$\tau = \frac{V_s}{b t} \quad (11)$$



$$G_7 = -4\pi^2 \left\{ \begin{aligned} & f_1 \cos \frac{2\pi x}{b} + f_3 \cos \left(\frac{2\pi x}{b} - \frac{2\pi y}{h} \right) \\ & + f_4 \cos \left(\frac{2\pi x}{b} + \frac{2\pi y}{h} \right) + m^2 f_5 \cos \left(\frac{2m\pi x}{b} - \frac{2m\pi y}{h} \right) \\ & + (1-m)^2 f_6 \cos \left[\frac{2\pi(1-m)x}{b} + \frac{2m\pi y}{h} \right] \\ & + m^2 f_7 \cos \left[\frac{2m\pi x}{b} - \frac{2\pi(1+m)y}{h} \right] \\ & + (1+m)^2 f_8 \cos \left[\frac{2\pi(1+m)x}{b} - \frac{2m\pi y}{h} \right] \\ & + m^2 f_9 \cos \left[\frac{2m\pi x}{b} + \frac{2\pi(1-m)y}{h} \right] \end{aligned} \right\} \quad (38)$$

$$G_8 = \left\{ \begin{aligned} & m\pi \sin \frac{\pi x}{b} \cos \left(\frac{m\pi x}{b} - \frac{m\pi y}{h} \right) \\ & + \cos \frac{\pi x}{b} \sin \left(\frac{m\pi x}{b} - \frac{m\pi y}{h} \right) \end{aligned} \right\} \cos \frac{\pi y}{h} \quad (39)$$

$$+ m\alpha \left\{ \begin{aligned} & m \sin \frac{\pi x}{b} \sin \left[\frac{m\pi x}{b} - \frac{m\pi y}{h} \right] \\ & - \cos \frac{\pi x}{b} \cos \left[\frac{m\pi x}{b} - \frac{m\pi y}{h} \right] \end{aligned} \right\} \sin \frac{\pi y}{h}$$

$$G_9 = \frac{V_s x(x-b)}{2EI_s} - \frac{\tau}{E} \quad (40)$$

$$G_{10} = 4\pi^2 \left\{ \begin{aligned} & f_3 \cos \left(\frac{2\pi x}{b} - \frac{2\pi y}{h} \right) - f_4 \cos \left(\frac{2\pi x}{b} + \frac{2\pi y}{h} \right) \\ & + m^2 \alpha f_5 \cos \left(\frac{2m\pi x}{b} - \frac{2m\pi y}{h} \right) \\ & - m\alpha(1-m)f_6 \cos \left[\frac{2\pi(1-m)x}{b} + \frac{2m\pi y}{h} \right] \\ & + m(1+m)f_7 \cos \left[\frac{2m\pi x}{b} - \frac{2\pi(1+m)y}{h} \right] \\ & + m\alpha(1+m)f_8 \cos \left[\frac{2\pi(1+m)x}{b} - \frac{2m\pi y}{h} \right] \\ & - m(1-m)f_9 \cos \left[\frac{2m\pi x}{b} + \frac{2\pi(1-m)y}{h} \right] \end{aligned} \right\} \quad (41)$$

سرانجام، رابطه (۳۰)، تبدیل به یک معادله مرتبه سوم نسبت به پارامتر مجهول A می‌شود (معادله (۴۲)):

$$(S_1 + S_2 + S_3)A + (S_4 + S_5 + S_6)A^3 = 0 \quad (42)$$

در معادله (۴۲):

$$S_1 = \frac{\pi^2}{12(1-v^2)} \left(\frac{t}{h} \right)^2 \int_0^h \int_0^b (G_1 + G_2) \bar{w} dx dy \quad (43)$$

$$S_2 = \int_0^h \int_0^b G_5 G_6 \bar{w} dx dy \quad (44)$$

$$S_3 = 2r^2 \int_0^h \int_0^b G_8 G_9 \bar{w} dx dy \quad (45)$$

$$S_4 = \frac{4\pi^2}{b^2} \int_0^h \int_0^b G_3 G_4 \bar{w} dx dy \quad (46)$$

$$S_5 = \frac{1}{b^2} \int_0^h \int_0^b G_5 G_7 \bar{w} dx dy \quad (47)$$

$$S_6 = \frac{2r}{b^2} \int_0^h \int_0^b G_8 G_{10} \bar{w} dx dy \quad (48)$$

حل غیربندیی رابطه (۴۲) دو ریشه یکسان با علامت‌های مختلف (رابطه (۴۹)) ارائه می‌دهد که مقدار مثبت آن در رابطه (۹) به‌کار گرفته می‌شود. سپس، خیز خارج از صفحه ورق و تابع تنش ایری در هر نقطه به‌دست می‌آید.

$$A = \pm \sqrt{\frac{S_1 + S_2 + S_3}{S_4 + S_5 + S_6}} \quad (49)$$

$$f_4 = -\frac{r^2 m^2 (\alpha + 1)^2}{128 (r^2 + 1)} \quad (23)$$

$$f_5 = \frac{r^2 (1 + \alpha^2)}{64 m^2 (r^2 + \alpha^2)^2} \quad (24)$$

$$f_6 = -\frac{r^2}{128} \left[\frac{m-1}{(m-1)^2 r^2 + m^2 \alpha^2} \right]^2 \quad (25)$$

$$f_7 = -\frac{r^2}{128} \left[\frac{m\alpha + 1}{m^2 r^2 + (m\alpha + 1)^2} \right]^2 \quad (26)$$

$$f_8 = -\frac{r^2}{128} \left[\frac{m+1}{(m+1)^2 r^2 + m^2 \alpha^2} \right]^2 \quad (27)$$

$$f_9 = -\frac{r^2}{128} \left[\frac{m\alpha - 1}{m^2 r^2 + (m\alpha - 1)^2} \right]^2 \quad (28)$$

در نهایت، تابع تنش ایری (F) به‌دست می‌آید:

$$F = F_h + F_p \quad (29)$$

روش گالرکین برای رابطه (۱) به‌کار برده می‌شود تا ضریب مجهول A به‌دست آید:

$$\frac{\pi^2 E t}{h^2} \int_0^h \int_0^b \left\{ A \left[\frac{\pi^2}{12(1-v^2)} \left(\frac{t}{h} \right)^2 (G_1 + G_2) + G_5 G_6 + 2r^2 G_8 G_9 \right] + \frac{A^3}{b^2} (4\pi^2 G_3 G_4 + G_5 G_7 + 2r G_8 G_{10}) \right\} \bar{w} dx dy = 0 \quad (30)$$

در رابطه (۳۰):

$$\bar{w} = \sin \frac{\pi x}{b} \sin \frac{\pi y}{h} \sin \left(\frac{m\pi x}{b} - \frac{m\pi y}{h} \right) \quad (31)$$

$$G_1 = 4m\alpha \left\{ \begin{aligned} & [1 + r^2 + m^2(r^2 + \alpha^2)] \sin \frac{\pi x}{b} \cos \left(\frac{m\pi x}{b} - \frac{m\pi y}{h} \right) \\ & + 2r^2 m \cos \frac{\pi x}{b} \sin \left(\frac{m\pi x}{b} - \frac{m\pi y}{h} \right) \end{aligned} \right\} \cos \frac{\pi y}{h} \quad (32)$$

$$G_2 = \left\{ \begin{aligned} & -4r^2 m [1 + r^2 + m^2(r^2 + \alpha^2)] \\ & \cos \frac{\pi x}{b} \cos \left(\frac{m\pi x}{b} - \frac{m\pi y}{h} \right) \\ & + \left[r^4 (1 + 6m^2 + m^4) + 2r^2 (1 + m^2) (1 + m^2 \alpha^2) \right] \\ & + (1 + 6m^2 \alpha^2 + m^4 \alpha^4) \end{aligned} \right\} \sin \frac{\pi x}{b} \sin \left(\frac{m\pi x}{b} - \frac{m\pi y}{h} \right) \quad (33)$$

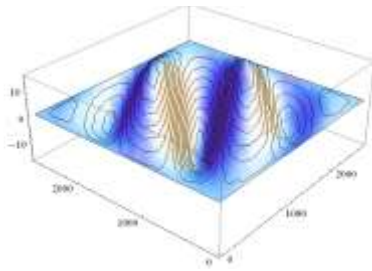
$$G_3 = \left\{ \begin{aligned} & 2m \cos \frac{\pi x}{b} \cos \left(\frac{m\pi x}{b} - \frac{m\pi y}{h} \right) \\ & - (1 + m^2) \sin \frac{\pi x}{b} \sin \left(\frac{m\pi x}{b} - \frac{m\pi y}{h} \right) \end{aligned} \right\} \sin \frac{\pi y}{h} \quad (34)$$

$$G_4 = f_2 \cos \frac{2\pi y}{h} + f_3 \cos \left(\frac{2\pi x}{b} - \frac{2\pi y}{h} \right) + f_4 \cos \left(\frac{2\pi x}{b} + \frac{2\pi y}{h} \right) + m^2 \alpha^2 f_5 \cos \left(\frac{2m\pi x}{b} - \frac{2m\pi y}{h} \right) + m^2 \alpha^2 f_6 \cos \left[\frac{2(1-m)\pi x}{b} + \frac{2m\pi y}{h} \right] + f_7 \cos \left[\frac{2m\pi x}{b} - \frac{2(1+m)\pi y}{h} \right] + m^2 \alpha^2 f_8 \cos \left[\frac{2(1+m)\pi x}{b} - \frac{2m\pi y}{h} \right] + (1-2m\alpha)^2 f_9 \cos \left[\frac{2m\pi x}{b} + \frac{2(1-m)\pi y}{h} \right] \quad (35)$$

$$G_5 = 2m\alpha \cos \frac{\pi y}{h} \sin \frac{\pi x}{b} \cos \left(\frac{m\pi x}{b} - \frac{m\pi y}{h} \right) + (1 + m^2 \alpha^2) \sin \frac{\pi x}{b} \sin \frac{\pi y}{h} \sin \left(\frac{m\pi x}{b} - \frac{m\pi y}{h} \right) \quad (36)$$

$$G_6 = \frac{b-2x}{2EI_s} [M_s + V_s(h-y)] \quad (37)$$





شکل ۶- شکل تغییر یافته ورق دیوار طبق رابطه (۹) و روش تحلیلی

جدول (۱) مقایسه بین نتایج روش تحلیلی و اجزای محدود را نشان می‌دهد. این نتایج شامل بار برشی حد تسلیم و خیز مرکز ورق دیوار (خیز ماکزیمم حد الاستیک) زمانی که سیستم تحت بار برشی حادی تسلیم است را نشان می‌دهد. مقایسه‌های انجام شده، بیانگر سازگاری مناسب بین دو روش است.

۶- مثال‌ها

روش حل ارائه شده برای چندین مثال با خواص هندسی مختلف طبق جدول (۲) به کار گرفته شده است. همه مدل‌ها دارای مصالح با مدول یانگ ۲۰۰ گیگاپاسکال، ضریب پواسون ۰/۳ و تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال هستند. مقاطع ستون‌های فرعی به صورت مقاطع ناودانی دابل (ZUNP) در نظر گرفته شده‌اند. ستون‌های فرعی استفاده شده دارای کوچک‌ترین مقطع برای دیوار هستند، طوری که کمانش خارج از صفحه برای SSSW تا وقتی که به ظرفیت برشی نهایی خود برسد، اتفاق نمی‌افتد [۳۴]. در این مدل‌ها سعی شده است تا تأثیر تغییرات ضخامت، عرض و ارتفاع ورق دیوار و تغییرات ستون فرعی کنار دیوار بر خیز ورق دیوار (جابه‌جایی خارج از صفحه) و نیروی برشی متناظر با آن در ناحیه پس‌کمانشی الاستیک مورد بررسی قرار گیرد. با توجه به نتایج ارائه شده در جدول (۲) می‌توان گفت:

۱- با افزایش ضخامت ورق (برای مثال، مدل‌های ۱ الی ۴)، به دلیل جلوگیری از کمانش ستون‌های فرعی، مقاطع آن‌ها نیز تغییر می‌کند و بر اساس آن با افزایش ضخامت ورق، مقدار نیروی برشی متناظر با اولین نقطه از تسلیم ورق، افزایش پیدا می‌کند و خیز ماکزیمم متناظر با آن کاهش می‌یابد.

۲- با افزایش مقطع ستون‌های فرعی (برای مثال، مدل‌های ۲۵ الی ۲۹)، نیروی برشی و همچنین خیز ماکزیمم متناظر آن نیز افزایش پیدا می‌کند.

۳- با افزایش عرض ورق دیوار (برای مثال مدل‌های ۵۵ الی ۶۰)، نیروی برشی و همچنین خیز ماکزیمم متناظر آن نیز افزایش پیدا می‌کند.

۴- با افزایش ارتفاع ورق دیوار (برای مثال، مدل‌های ۱۵، ۹۳ و ۱۱۷)، نیروی برشی کاهش ولی خیز ماکزیمم متناظر آن افزایش می‌یابد. شکل (۷) نمودار بار برشی-خیز را در ناحیه پس‌کمانشی الاستیک نشان می‌دهد.

۴- بار برشی در اولین نقطه از تسلیم ورق

از آنجا که روش تحلیلی ارائه شده برای ناحیه پس‌کمانشی الاستیک کاربردی است، بار جانبی تا تسلیم شدن اولین نقطه از ورق، قابل افزایش است. بنابراین نیروی برشی حد تسلیم (V_{fy}) که معادلات (۱) و (۲) را ارضا می‌کند، به دست می‌آید. از معیار فون میسز (رابطه (۵۰)) برای تعیین مقدار تنش در نقاط مختلف ورق دیوار استفاده می‌شود.

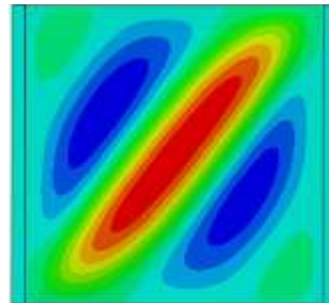
$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2} \quad (50)$$

که در آن (σ_e) شدت تنش معادل، (σ_x)، (σ_y) و (τ_{xy}) تنش‌های درون‌صفحه‌ای هستند. برای پیدا کردن مختصات نقاط بحرانی که تسلیم از آنجا شروع می‌شود، معادلات (۵۱) بایستی به‌طور هم‌زمان حل شوند.

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_e}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial \sigma_e}{\partial y} = 0 \end{cases} \quad (51)$$

۵- مقایسه روش تحلیلی و اجزای محدود

در مدل‌های اجزای محدود (FE) که برای صحت‌سنجی روش تحلیلی در نظر گرفته شده‌اند، تحلیل غیرخطی هندسی با کنترل تغییر مکان در نرم‌افزار ABAQUS به کار گرفته شده است. برای ورق و ستون‌های فرعی از المان چهار گرهی Shell با ابعاد مش ۵۰ در ۵۰ استفاده شده است. از آنجا که ورق در بالا و پایین دیوار به تیرهای صلب متصل است شرایط تکیه‌گاه ساده برای این لبه‌ها در نظر گرفته شده است. علاوه بر آن، لبه‌های بالا و پایین برای حرکت افقی به ترتیب آزاد و مقید هستند. لبه‌های چپ و راست ورق دیوار به صورت لبه‌های آزاد سخت شده در نظر گرفته شده‌اند. شکل (۵)، شکل تغییر یافته ورق دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید با عرض ۲۷۰۰ میلی‌متر، ارتفاع ۲۷۰۰ میلی‌متر، ضخامت ۵ میلی‌متر و ستون فرعی 2UNP120 را در اولین نقطه از تسلیم ورق و شکل (۶)، شکل تغییر یافته ورق دیوار طبق رابطه (۹) و روش تحلیلی نشان می‌دهد.



شکل ۵- شکل تغییر یافته ورق دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید با عرض ۲۷۰۰ میلی‌متر، ارتفاع ۲۷۰۰ میلی‌متر، ضخامت ۵ میلی‌متر و ستون فرعی 2UNP120 در اولین نقطه از تسلیم ورق



۷- ارائه یک رابطه کاربردی برای برآورد مقدار خیز

ماکزیم حد الاستیک با استفاده از یادگیری ماشین

همان‌طور که در بخش‌های قبلی بیان شد، در این مقاله با استفاده از نتایج به‌دست‌آمده از حل دستگاه معادلات فن‌کارمن برای دیوارهای مختلف که در این دیوارها پارامترهای هندسی عرض، ارتفاع، ضخامت ورق و ستون فرعی کنار دیوار متغیر هستند، خیز ورق دیوار در ناحیه الاستیک به‌دست آمده و منحنی بار برشی-خیز در این ناحیه رسم شده است. با استفاده از یادگیری ماشین^۱ و به‌کارگیری تکنیک رگرسیون خطی برای ۱۲۶ مدل ارائه‌شده طبق جدول (۲)، رابطه (۵۲) برای برآورد مقدار خیز ماکزیم حد الاستیک ورق دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید پیشنهاد می‌شود.

$$w_{me} = 0.0041b + 0.0041h - 0.5422t + 0.0044unp - 2.6627 \quad (52)$$

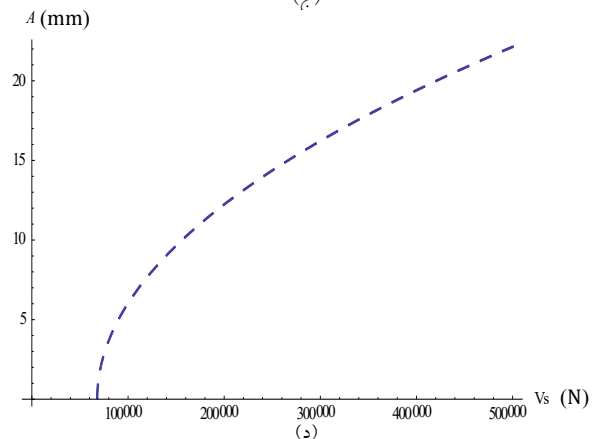
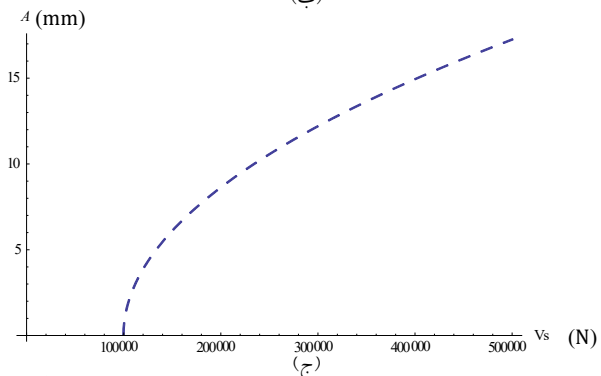
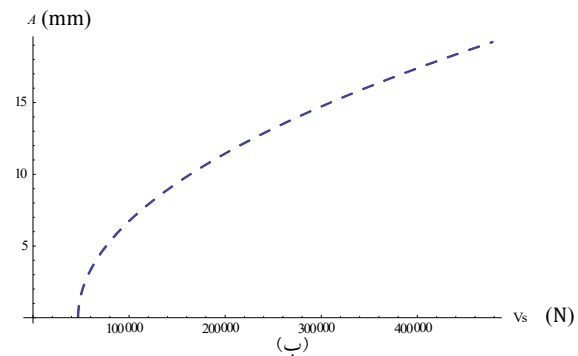
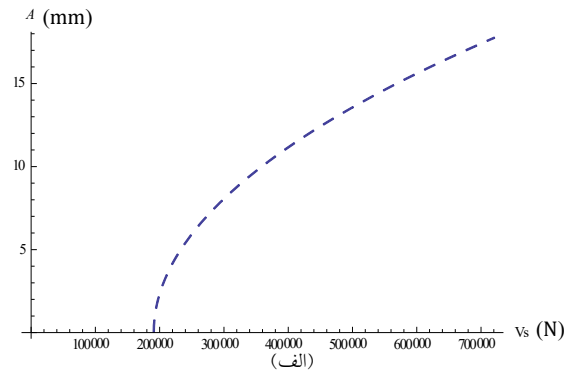
که در آن (b)، (h) و (t) به‌ترتیب عرض، ارتفاع و ضخامت دیوار بر حسب میلی‌متر و (unp) شماره ستون فرعی کنار دیوار و (w_{me}) خیز ماکزیم حد الاستیک بر حسب میلی‌متر است.

برای مقایسه دقیق عملکرد الگوریتم رگرسیون خطی، از سه معیار ارزیابی کلیدی استفاده شد که هر یک جنبه متفاوتی از دقت پیش‌بینی را می‌سنجد:

۱- ضریب تعیین (R²): این معیار نشان می‌دهد که مدل تا چه اندازه توانسته تغییرات متغیر وابسته را توضیح دهد. مقدار R² بین صفر و یک قرار می‌گیرد که مقدار یک نشان‌دهنده بهترین حالت است. به‌عبارت دیگر، R² نسبتی از واریانس در متغیر وابسته است که توسط متغیرهای مستقل قابل پیش‌بینی است.

۲- خطای جذر میانگین مربعات (RMSE): این معیار یکی از پرکاربردترین معیارهای ارزیابی در مسائل پیش‌بینی است که با محاسبه جذر میانگین مجذور تفاضل بین مقادیر پیش‌بینی‌شده و مقادیر واقعی به‌دست می‌آید و مقدار کم‌تر آن نشان‌دهنده دقت بالاتر مدل است. به‌دلیل به توان ۲ رساندن خطاها در محاسبه این معیار، RMSE به خطاهای بزرگ حساسیت بیش‌تری نشان می‌دهد و به آن‌ها وزن بیش‌تری می‌دهد.

۳- میانگین قدر مطلق خطا (MAE): این معیار میانگین قدرمطلق تفاضل بین مقادیر پیش‌بینی‌شده و مقادیر واقعی را محاسبه می‌کند و مقادیر کم‌تر آن نشان‌دهنده عملکرد بهتر مدل است. از آنجاکه در محاسبه این معیار از قدرمطلق استفاده می‌شود و خطاها به توان نمی‌رسند، MAE برخلاف RMSE به تمام خطاها



شکل ۷- نمودار بار برشی-خیز در ناحیه پس‌کمانشی الاستیک دیوار با عرض ۲۷۰۰ میلی‌متر، ارتفاع ۲۷۰۰ میلی‌متر، ضخامت ۵ میلی‌متر و ستون فرعی 2UNP120، (ب) دیوار با عرض ۳۰۰۰ میلی‌متر، ارتفاع ۲۷۰۰ میلی‌متر، ضخامت ۳ میلی‌متر و ستون فرعی 2UNP120، (ج) دیوار با عرض ۲۴۰۰ میلی‌متر، ارتفاع ۲۷۰۰ میلی‌متر، ضخامت ۴ میلی‌متر و ستون فرعی 2UNP120، (د) دیوار با عرض ۲۷۰۰ میلی‌متر، ارتفاع ۳۷۰۰ میلی‌متر، ضخامت ۴ میلی‌متر و ستون فرعی 2UNP100

¹ Machine Learning

² Root Mean Square Error

³ Mean Absolute Error

(چه بزرگ و چه کوچک) وزن یکسانی می‌دهد و نسبت به داده‌های پرت حساسیت کم‌تری دارد.

استفاده هم‌زمان از این سه معیار امکان ارزیابی جامع‌تر عملکرد مدل‌ها را فراهم می‌کند. درحالی‌که R^2 دیدگاه کلی از توانایی مدل در توضیح تغییرات متغیر وابسته را ارائه می‌دهد، RMSE و MAE به‌ترتیب دقت پیش‌بینی‌ها را با تأکید بر خطاهای بزرگ و بدون در نظر گرفتن بزرگی خطاها ارزیابی می‌کنند.

در الگوریتم‌های یادگیری ماشین، مجموعه داده‌ها به دو بخش آموزش و آزمون تقسیم می‌شود. این تقسیم‌بندی امکان ارزیابی دقیق عملکرد مدل را فراهم می‌کند. بخش آموزش که شامل ۸۰ درصد داده‌های تصادفی انتخاب شده است، برای یادگیری و تنظیم پارامترهای مدل استفاده می‌شود. ۲۰ درصد باقی‌مانده به‌عنوان داده‌های آزمون، معیار سنجش کارایی و راستی‌آزمایی مدل را

تشکیل می‌دهند. رگرسیون خطی، با وجود سادگی ساختار، نتایج قابل‌قبولی ارائه کرد. این الگوریتم کلاسیک با ضریب تعیین $0/9678$ برای داده‌های آموزش و $0/9560$ برای داده‌های آزمون، عملکرد خوبی نشان داد. مقادیر RMSE و MAE برای داده‌های آموزش به‌ترتیب $0/6576$ و $0/5041$ ، و برای داده‌های آزمون $0/4660$ و $0/3898$ محاسبه شد.

در جدول (۲) مقایسه بین مقادیر خیز ماکزیمم حد الاستیک به‌دست‌آمده از رابطه (۵۲) با مقادیر تحلیلی برای ۱۲۶ مدل ارائه شده است. مقایسه نشان می‌دهد که سازگاری بسیار مناسبی بین مقادیر تحلیلی و مقادیر به‌دست‌آمده از رابطه (۵۲) برقرار است و می‌توان از این رابطه برای برآورد خیز ماکزیمم حد الاستیک دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید استفاده نمود.

جدول ۱- مقایسه بین نتایج روش تحلیلی و اجزای محدود

عرض دیوار (میلی‌متر)	ارتفاع دیوار (میلی‌متر)	ضخامت ورق دیوار (میلی‌متر)	ستون فرعی کنار دیوار (دوبل‌ناودانی)	نیروی برشی حد تسلیم ورق (کیلونیوتن)			خیز ماکزیمم حد الاستیک ورق (میلی‌متر)		
				روش تحلیلی	مدل اجزای محدود	اختلاف (%)	روش تحلیلی	مدل اجزای محدود	اختلاف (%)
۱۸۰۰	۲۷۰۰	۲	۸۰	۱۷۶	۱۶۳	۷/۹	۱۵/۰۳	۱۵/۷	۴/۳
۱۸۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۰۰	۲۶۶	۲۴۱	۱۰/۴	۱۴/۶۶	۱۶/۱	۸/۹
۱۸۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۰۰	۳۶۸	۳۴۵	۶/۷	۱۴/۲۶	۱۶/۳	۱۲/۵
۱۸۰۰	۲۷۰۰	۵	۱۲۰	۵۰۰	۴۶۱	۸/۴	۱۳/۹	۱۶/۴	۱۵/۲
۲۱۰۰	۲۷۰۰	۲	۸۰	۲۰۰	۱۷۴	۱۴/۹	۱۶/۴۶	۱۵/۹	۳/۵
۲۱۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۰۰	۳۰۲	۲۷۰	۱۱/۸	۱۶/۱۶	۱۶/۴	۱/۵
۲۱۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۰۰	۴۰۵	۳۶۷	۱۰/۴	۱۵/۶۴	۱۶/۵	۵/۲
۲۱۰۰	۲۷۰۰	۵	۱۲۰	۵۶۰	۵۳۰	۵/۷	۱۵/۱۷	۱۶/۸	۹/۷
۲۴۰۰	۲۷۰۰	۲	۸۰	۲۲۶	۲۱۰	۷/۶	۱۷/۶۶	۱۶/۲	۹
۲۴۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۰۰	۳۵۰	۳۱۸	۱۰	۱۷/۳۶	۱۶/۵	۵/۲
۲۴۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۰۰	۴۶۲	۴۴۰	۵	۱۶/۹	۱۷/۵	۳/۴
۲۴۰۰	۲۷۰۰	۵	۱۲۰	۶۲۸	۶۰۵	۳/۸	۱۶/۴۸	۱۷/۹	۷/۹

جدول ۲- نتایج به‌دست‌آمده از روش تحلیلی و مقایسه آن با رابطه (۵۲) برای مدل‌های مختلف

شماره مدل	عرض دیوار (میلی‌متر)	ارتفاع دیوار (میلی‌متر)	ضخامت ورق دیوار (میلی‌متر)	ستون فرعی کنار دیوار (دوبل‌ناودانی)	نیروی برشی حد تسلیم ورق (کیلونیوتن)	رابطه (۵۲) تحلیلی	خیز ماکزیمم حد الاستیک ورق (میلی‌متر)	اختلاف (%)
۱	۱۸۰۰	۲۷۰۰	۲	۸۰	۱۷۶	۱۵/۰۳	۱۵/۰۵	۰/۱۷
۲	۱۸۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۰۰	۲۶۶	۱۴/۶۶	۱۴/۶۰	-۰/۴۱
۳	۱۸۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۰۰	۳۶۸	۱۴/۲۶	۱۴/۰۶	-۱/۴۳
۴	۱۸۰۰	۲۷۰۰	۵	۱۲۰	۵۰۰	۱۳/۹	۱۳/۶۰	-۲/۱۷



۵	۲۱۰۰	۲۷۰۰	۲	۸۰	۲۰۰	۱۶/۴۶	۱۶/۲۸	-۱/۰۸
۶	۲۱۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۰۰	۳۰۲	۱۶/۱۶	۱۵/۸۳	-۲/۰۸
۷	۲۱۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۰۰	۴۰۵	۱۵/۶۴	۱۵/۲۹	-۲/۳۰
۸	۲۱۰۰	۲۷۰۰	۵	۱۲۰	۵۶۰	۱۵/۱۷	۱۴/۸۳	-۲/۲۶
۹	۲۴۰۰	۲۷۰۰	۲	۸۰	۲۲۶	۱۷/۶۶	۱۷/۵۱	-۰/۸۳
۱۰	۲۴۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۰۰	۳۵۰	۱۷/۳۶	۱۷/۰۶	-۱/۷۵
۱۱	۲۴۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۰۰	۴۶۲	۱۶/۹	۱۶/۵۲	-۲/۳۱
۱۲	۲۴۰۰	۲۷۰۰	۵	۱۲۰	۶۲۸	۱۶/۴۸	۱۶/۰۶	-۲/۵۹
۱۳	۲۷۰۰	۲۷۰۰	۲	۸۰	۲۷۲	۱۸/۸۸	۱۸/۷۴	-۰/۷۲
۱۴	۲۷۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۰۰	۴۰۸	۱۸/۶	۱۸/۲۹	-۱/۶۹
۱۵	۲۷۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۰۰	۵۳۰	۱۸	۱۷/۷۵	-۱/۴۲
۱۶	۲۷۰۰	۲۷۰۰	۵	۱۲۰	۷۲۰	۱۷/۷۴	۱۷/۲۹	-۲/۵۸
۱۷	۳۰۰۰	۲۷۰۰	۲	۸۰	۳۱۲	۱۹/۶۹	۱۹/۹۷	۱/۴۳
۱۸	۳۰۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۰۰	۴۶۶	۱۹/۴۲	۱۹/۵۲	۰/۵۲
۱۹	۳۰۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۰۰	۵۹۰	۱۸/۶	۱۸/۹۸	۱/۹۹
۲۰	۳۰۰۰	۲۷۰۰	۵	۱۲۰	۷۹۵	۱۸/۳۱	۱۸/۵۲	۱/۱۶
۲۱	۳۳۰۰	۲۷۰۰	۲	۸۰	۳۵۶	۲۰/۳۶	۲۱/۲۰	۳/۹۸
۲۲	۳۳۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۰۰	۵۳۱	۲۰/۱۱	۲۰/۷۵	۳/۰۹
۲۳	۳۳۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۰۰	۶۳۰	۱۸/۶	۲۰/۲۱	۷/۹۶
۲۴	۳۳۰۰	۲۷۰۰	۵	۱۲۰	۸۵۸	۱۸/۴۶	۱۹/۷۵	۶/۵۵
۲۵	۱۸۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۲۰	۲۸۴	۱۴/۹	۱۴/۶۹	-۱/۴۴
۲۶	۱۸۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۴۰	۲۹۰	۱۵/۰۹	۱۴/۷۸	-۲/۱۲
۲۷	۱۸۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۶۰	۲۹۵	۱۵/۲۵	۱۴/۸۶	-۲/۵۹
۲۸	۱۸۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۸۰	۲۹۹	۱۵/۳۷	۱۴/۹۵	-۲/۷۹
۲۹	۱۸۰۰	۲۷۰۰	۳	۲۰۰	۳۰۲	۱۵/۴۶	۱۵/۰۴	-۲/۷۹
۳۰	۲۱۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۲۰	۴۲۹	۱۵/۹۴	۱۵/۳۸	-۳/۶۶
۳۱	۲۱۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۴۰	۴۳۸	۱۶/۱۵	۱۵/۴۶	-۴/۴۳
۳۲	۲۱۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۶۰	۴۴۶	۱۶/۳۴	۱۵/۵۵	-۵/۰۶
۳۳	۲۱۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۸۰	۴۵۲	۱۶/۴۸	۱۵/۶۴	-۵/۳
۳۴	۲۱۰۰	۲۷۰۰	۴	۲۰۰	۴۵۸	۱۶/۲۲	۱۵/۷۳	-۳/۱۲
۳۵	۲۴۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۲۰	۳۶۵	۱۷/۶۱	۱۷/۱۵	-۲/۶۹
۳۶	۲۴۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۴۰	۳۷۷	۱۷/۹۴	۱۷/۲۴	-۴/۰۸
۳۷	۲۴۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۶۰	۳۸۲	۱۸/۰۷	۱۷/۳۲	-۴/۳۰
۳۸	۲۴۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۸۰	۳۸۶	۱۸/۱۸	۱۷/۴۱	-۴/۴۱
۳۹	۲۴۰۰	۲۷۰۰	۳	۲۰۰	۳۹۱	۱۸/۲۹	۱۷/۵۰	-۴/۵۱
۴۰	۲۷۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۲۰	۴۳۰	۱۸/۴۵	۱۸/۳۸	-۰/۳۹

۴۱	۲۷۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۴۰	۴۵۳	۱۸/۶۶	۱۸/۴۷	۱-/۰۵
۴۲	۲۷۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۶۰	۴۶۸	۱۸/۷۱	۱۸/۵۵	-۰/۸۴
۴۳	۲۷۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۸۰	۴۸۰	۱۸/۷۲	۱۸/۶۴	-۰/۴۱
۴۴	۲۷۰۰	۲۷۰۰	۳	۲۰۰	۴۹۰	۱۸/۶۵	۱۸/۷۳	۰/۴۳
۴۵	۳۰۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۲۰	۴۷۸	۱۹/۴۶	۱۹/۶۱	۰/۷۶
۴۶	۳۰۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۴۰	۴۹۴	۱۹/۸۱	۱۹/۷۰	-۰/۵۸
۴۷	۳۰۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۶۰	۴۹۶	۱۹/۸۶	۱۹/۷۸	-۰/۳۸
۴۸	۳۰۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۸۰	۵۰۰	۱۹/۹۴	۱۹/۸۷	-۰/۳۴
۴۹	۳۰۰۰	۲۷۰۰	۳	۲۰۰	۵۰۵	۲۰/۰۵	۱۹/۹۶	-۰/۴۵
۵۰	۳۳۰۰	۲۷۰۰	۲	۱۲۰	۳۷۱	۲۰/۵۴	۲۱/۳۸	۳/۹۳
۵۱	۳۳۰۰	۲۷۰۰	۲	۱۴۰	۳۷۳	۲۰/۶	۲۱/۴۷	۴/۰۵
۵۲	۳۳۰۰	۲۷۰۰	۲	۱۶۰	۳۷۸	۲۰/۷۴	۲۱/۵۶	۳/۷۹
۵۳	۳۳۰۰	۲۷۰۰	۲	۱۸۰	۳۸۲	۲۰/۸۶	۲۱/۶۴	۳/۶۳
۵۴	۳۳۰۰	۲۷۰۰	۲	۲۰۰	۳۸۶	۲۰/۹۷	۲۱/۷۳	۳/۵۱
۵۵	۱۸۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۲۰	۳۹۷	۱۴/۲۵	۱۴/۱۵	-۰/۷۳
۵۶	۲۱۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۲۰	۴۴۲	۱۵/۸	۱۵/۳۸	-۲/۷۵
۵۷	۲۴۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۲۰	۵۰۰	۱۷/۰۴	۱۶/۶۱	-۲/۶۱
۵۸	۲۷۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۲۰	۵۶۸	۱۸/۰۱	۱۷/۸۴	-۰/۹۷
۵۹	۳۰۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۲۰	۶۴۷	۱۸/۸۸	۱۹/۰۷	۰/۹۸
۶۰	۳۳۰۰	۲۷۰۰	۴	۱۲۰	۷۳۳	۱۹/۵۷	۲۰/۳۰	۳/۵۸
۶۱	۱۸۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۲۰	۲۹۱	۱۴/۷۸	۱۴/۶۹	-۰/۶۲
۶۲	۲۱۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۲۰	۳۲۸	۱۶/۲۵	۱۵/۹۲	-۲/۰۸
۶۳	۲۴۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۲۰	۳۷۵	۱۷/۴۶	۱۷/۱۵	-۱/۸۲
۶۴	۲۷۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۲۰	۴۳۰	۱۸/۴۶	۱۸/۳۸	-۰/۴۴
۶۵	۳۰۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۲۰	۴۹۲	۱۹/۲۸	۱۹/۶۱	۱/۶۸
۶۶	۳۳۰۰	۲۷۰۰	۳	۱۲۰	۵۶۰	۱۹/۹۵	۲۰/۸۴	۴/۲۶
۶۷	۱۸۰۰	۲۷۰۰	۲	۱۴۰	۲۰۴	۱۵/۳۳	۱۵/۳۲	-۰/۰۷
۶۸	۲۱۰۰	۲۷۰۰	۲	۱۴۰	۲۳۴	۱۶/۷۹	۱۶/۵۵	-۱/۴۶
۶۹	۲۴۰۰	۲۷۰۰	۲	۱۴۰	۲۷۰	۱۷/۹۸	۱۷/۷۸	-۱/۱۳
۷۰	۲۷۰۰	۲۷۰۰	۲	۱۴۰	۳۰۹	۱۸/۸۶	۱۹/۰۱	۰/۷۸
۷۱	۳۰۰۰	۲۷۰۰	۲	۱۴۰	۳۵۵	۱۹/۶۵	۲۰/۲۴	۲/۹۱
۷۲	۳۳۰۰	۲۷۰۰	۲	۱۴۰	۴۰۵	۲۰/۲۷	۲۱/۴۷	۵/۵۸
۷۳	۱۸۰۰	۲۷۰۰	۵	۱۶۰	۵۶۳	۱۳/۷۸	۱۳/۷۸	۰
۷۴	۲۱۰۰	۲۷۰۰	۵	۱۶۰	۶۱۸	۱۵/۳۸	۱۵/۰۱	۲/۴۶
۷۵	۲۴۰۰	۲۷۰۰	۵	۱۶۰	۶۹۲	۱۶/۶۶	۱۶/۲۴	-۲/۵۸
۷۶	۲۷۰۰	۲۷۰۰	۵	۱۶۰	۷۹۵	۱۷/۹۱	۱۷/۴۷	-۲/۵۲

۷۷	۳۰۰۰	۲۷۰۰	۵	۱۶۰	۸۸۳	۱۸/۵۲	۱۸/۷۰	۰/۹۶
۷۸	۳۳۰۰	۲۷۰۰	۵	۱۶۰	۹۹۷	۱۹/۲۲	۱۹/۹۳	۳/۵۶
۷۹	۱۸۰۰	۳۲۰۰	۲	۸۰	۲۰۰	۱۶/۸۷	۱۷/۱۰	۱/۳۷
۸۰	۱۸۰۰	۳۲۰۰	۳	۱۰۰	۲۹۲	۱۶/۱۳	۱۶/۶۵	۳/۱۳
۸۱	۱۸۰۰	۳۲۰۰	۴	۱۰۰	۳۹۲	۱۵/۵۶	۱۶/۱۱	۳/۴۱
۸۲	۱۸۰۰	۳۲۰۰	۵	۱۲۰	۵۰۶	۱۴/۳۴	۱۵/۶۵	۸/۴۰
۸۳	۲۱۰۰	۳۲۰۰	۲	۸۰	۲۲۰	۱۸/۷۷	۱۸/۳۳	۲/۳۷
۸۴	۲۱۰۰	۳۲۰۰	۳	۱۰۰	۳۱۸	۱۸/۰۴	۱۷/۸۸	-۰/۸۹
۸۵	۲۱۰۰	۳۲۰۰	۴	۱۰۰	۴۲۳	۱۷/۵۷	۱۷/۳۴	-۱/۳۴
۸۶	۲۱۰۰	۳۲۰۰	۵	۱۲۰	۵۴۰	۱۶/۴۴	۱۶/۸۸	۲/۶۳
۸۷	۲۴۰۰	۳۲۰۰	۲	۸۰	۲۴۶	۲۰/۳۷	۱۹/۵۶	-۴/۱۲
۸۸	۲۴۰۰	۳۲۰۰	۳	۱۰۰	۳۵۳	۱۹/۶۳	۱۹/۱۱	-۱/۷۲
۸۹	۲۴۰۰	۳۲۰۰	۴	۱۰۰	۴۶۵	۱۹/۲۰	۱۸/۵۷	-۳/۴۰
۹۰	۲۴۰۰	۳۲۰۰	۵	۱۲۰	۵۸۹	۱۸/۱۲	۱۸/۱۱	-۰/۰۳
۹۱	۲۷۰۰	۳۲۰۰	۲	۸۰	۲۷۷	۲۱/۷۱	۲۰/۷۹	-۴/۴۰
۹۲	۲۷۰۰	۳۲۰۰	۳	۱۰۰	۳۹۵	۲۰/۹۵	۲۰/۳	-۳
۹۳	۲۷۰۰	۳۲۰۰	۴	۱۰۰	۵۱۸	۲۰/۵۷	۱۹/۸۰	-۳/۹۰
۹۴	۲۷۰۰	۳۲۰۰	۵	۱۲۰	۶۵۱	۱۹/۵۱	۱۹/۳۴	-۰/۸۶
۹۵	۳۰۰۰	۳۲۰۰	۲	۸۰	۳۱۷	۲۳/۰۲	۲۲/۰۲	-۴/۵۲
۹۶	۳۰۰۰	۳۲۰۰	۳	۱۰۰	۴۴۴	۲۲/۰۸	۲۱/۵۷	-۲/۳۶
۹۷	۳۰۰۰	۳۲۰۰	۴	۱۰۰	۵۸۰	۲۱/۴	۲۱/۰۳	-۳/۳۸
۹۸	۳۰۰۰	۳۲۰۰	۵	۱۲۰	۷۲۵	۲۰/۶۸	۲۰/۵۷	-۰/۵۱
۹۹	۳۳۰۰	۳۲۰۰	۲	۸۰	۳۵۸	۲۴/۰۲	۲۳/۲۵	-۳/۲۹
۱۰۰	۳۳۰۰	۳۲۰۰	۳	۱۰۰	۴۹۹	۲۳/۰۵	۲۲/۸۰	-۱/۰۹
۱۰۱	۳۳۰۰	۳۲۰۰	۴	۱۰۰	۶۴۹	۲۲/۷۱	۲۲/۲۶	-۲/۰۳
۱۰۲	۳۳۰۰	۳۲۰۰	۵	۱۲۰	۸۱۰	۲۱/۶۸	۲۱/۸۰	۰/۵۷
۱۰۳	۱۸۰۰	۳۷۰۰	۲	۸۰	۲۱۶	۱۷/۷۲	۱۹/۱۵	۷/۴۹
۱۰۴	۱۸۰۰	۳۷۰۰	۳	۱۰۰	۳۱۴	۱۶/۹۸	۱۸/۷۰	۹/۲۰
۱۰۵	۱۸۰۰	۳۷۰۰	۴	۱۰۰	۴۶۵	۱۷/۵۵	۱۸/۱۶	۳/۳۵
۱۰۶	۱۸۰۰	۳۷۰۰	۵	۱۲۰	۵۴۶	۱۵/۴۱	۱۷/۷۰	۱۲/۹۶
۱۰۷	۲۱۰۰	۳۷۰۰	۲	۸۰	۲۳۲	۲۰/۰۵	۲۰/۳۸	۱/۶۴
۱۰۸	۲۱۰۰	۳۷۰۰	۳	۱۰۰	۳۳۴	۱۹/۳	۱۹/۹۳	۳/۱۶
۱۰۹	۲۱۰۰	۳۷۰۰	۴	۱۰۰	۴۴۱	۱۸/۸۳	۱۹/۳۹	۲/۸۸
۱۱۰	۲۱۰۰	۳۷۰۰	۵	۱۲۰	۵۵۸	۱۷/۶۷	۱۸/۹۳	۶/۶۸
۱۱۱	۲۴۰۰	۳۷۰۰	۲	۸۰	۲۵۲	۲۱/۹۸	۲۱/۶۱	۱/۶۹
۱۱۲	۲۴۰۰	۳۷۰۰	۳	۱۰۰	۳۶۰	۲۱/۲۱	۲۱/۱۶	-۰/۲۳

۱۱۳	۲۴۰۰	۳۷۰۰	۴	۱۰۰	۴۷۳	۲۰/۸۳	۲۰/۶۲	-۱/۰۳
۱۱۴	۲۴۰۰	۳۷۰۰	۵	۱۲۰	۵۹۵	۱۹/۷۳	۲۰/۱۶	-۲/۱۵
۱۱۵	۲۷۰۰	۳۷۰۰	۲	۸۰	۲۷۷	۲۳/۶۳	۲۲/۸۴	-۳/۴۴
۱۱۶	۲۷۰۰	۳۷۰۰	۳	۱۰۰	۳۹۵	۲۲/۸۹	۲۲/۳۹	-۲/۲۳
۱۱۷	۲۷۰۰	۳۷۰۰	۴	۱۰۰	۵۱۵	۲۲/۵۲	۲۱/۸۵	-۳/۰۷
۱۱۸	۲۷۰۰	۳۷۰۰	۵	۱۲۰	۶۴۴	۲۱/۴۵	۲۱/۳۹	-۰/۲۶
۱۱۹	۳۰۰۰	۳۷۰۰	۲	۸۰	۳۰۷	۲۵/۰۷	۲۴/۰۷	-۴/۱۳
۱۲۰	۳۰۰۰	۳۷۰۰	۳	۱۰۰	۴۳۶	۲۴/۳۱	۲۳/۶۲	-۲/۹۲
۱۲۱	۳۰۰۰	۳۷۰۰	۴	۱۰۰	۵۶۶	۲۳/۹۶	۲۳/۰۸	-۳/۸۲
۱۲۲	۳۰۰۰	۳۷۰۰	۵	۱۲۰	۷۰۴	۲۲/۹	۲۲/۶۲	-۱/۲۲
۱۲۳	۳۳۰۰	۳۷۰۰	۲	۸۰	۳۴۶	۲۶/۵۲	۲۵/۳۰	-۴/۸۰
۱۲۴	۳۳۰۰	۳۷۰۰	۳	۱۰۰	۴۸۲	۲۵/۵۲	۲۴/۸۵	-۲/۶۹
۱۲۵	۳۳۰۰	۳۷۰۰	۴	۱۰۰	۶۲۴	۲۵/۲	۲۴/۳۱	-۳/۶۷
۱۲۶	۳۳۰۰	۳۷۰۰	۵	۱۲۰	۷۷۴	۲۴/۱۵	۲۳/۸۵	-۱/۲۴

۸- نتیجه گیری

در تحقیقات گذشته، دستگاه معادلات فن کارمن برای به دست آوردن میدان تغییر مکان ورق دیوار برشی فولادی نیمه مفید در لبه ها در ناحیه پس کمانشی الاستیک با استفاده از روش گالرکین حل شده و با استفاده از ظرفیت برشی نهایی، منحنی دو خطی ایده آل بار جانبی-تغییر مکان افقی دیوار، تقریب زده شده است. در این مقاله با استفاده از نتایج به دست آمده از حل دستگاه معادلات فوق برای دیوارهای مختلف (تغییرات در عرض، ارتفاع، ضخامت ورق دیوار و تغییرات ستون فرعی کنار دیوار)، خیز ورق دیوار (جابه جایی خارج از صفحه) و نیروی برشی در ناحیه پس کمانشی الاستیک مورد بررسی قرار گرفته و منحنی نیروی برشی-خیز نیز رسم شده است. همچنین یک رابطه کاربردی بسیار مفید برای برآورد مقدار خیز ماکزیمم حد الاستیک با استفاده از یادگیری ماشین و به کارگیری تکنیک رگرسیون خطی، ارائه شده است.

- [15] Qiu, J., Zhao, Q., Yu, C., and Wang, Z. (2022), "Lateral behavior of trapezoidally corrugated wall plates in steel plate shear walls, Part 2: Shear strength and post-peak behavior", *Thin-Walled Structures*, 174, p.109103.
- [16] Qiu, J., Zhao, Q., Wang, Z., and Yu, C. (2022), "Lateral behavior of trapezoidally corrugated wall plates in steel plate shear walls, Part 1: Elastic buckling", *Thin-Walled Structures*, 174, p.109104.
- [17] Roberts, T.M. (1995), "Seismic resistance of steel plate shear walls", *Engineering Structures*, 17(5), pp.344-351.
- [18] Sabouri-Ghomi, S., and Mamazizi, S. (2015), "Experimental investigation on stiffened steel plate shear walls with two rectangular openings", *Thin-Walled Structures*, 86, pp.56-66.
- [19] Sabouri-Ghomi, S., Ventura, C.E., and Kharrazi, M.H. (2005), "Shear analysis and design of ductile steel plate walls", *Journal of Structural Engineering*, 131(6), pp.878-889.
- [20] Sabouri-Ghomi, S., and Sajjadi, S.R.A. (2012), "Experimental and theoretical studies of steel shear walls with and without stiffeners", *Journal of Constructional Steel Research*, 75, pp.152-159.
- [21] Tong, J., Wu, R., and Wang, L. (2023), "Experimental and numerical investigations on seismic behavior of stiffened corrugated steel plate shear walls", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 52(12), pp.3551-3574.
- [22] Tong, J.Z., Wang, L.Q., Wu, R.M., Hou, J., Li, Q.H., and Xu, S.L. (2024), "Cyclic test and analysis of UHTCC-enhanced buckling-restrained steel plate shear walls", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 53(13), pp.4006-4031.
- [23] Topkaya, C., and Atasoy, M. (2009), "Lateral stiffness of steel plate shear wall systems. Thin-walled structures", 47(8-9), pp.827-835.
- [24] Wang, M., Yang, W., Shi, Y., and Xu, J. (2015), "Seismic behaviors of steel plate shear wall structures with construction details and materials", *Journal of Constructional Steel Research*, 107, pp.194-210.
- [25] Wu, R.M., Yu, C.Q., Wang, L.Q., and Tong, J.Z. (2025), "Shear elastic buckling of corrugated steel plate shear walls with stiffeners considering torsional rigidity", *Thin-Walled Structures*, 206, p.112646.
- [26] Wu, R.M., Wang, L.Q., Tong, J.Z., Tong, G.S., and Gao, W. (2024), "Elastic buckling formulas of multi-stiffened corrugated steel plate shear walls", *Engineering Structures*, 300, p.117218.
- [27] Wang, M., Shi, Y., Xu, J., Yang, W., and Li, Y. (2015), "Experimental and numerical study of unstiffened steel plate shear wall structures", *Journal of Constructional Steel Research*, 112, pp.373-386.
- [28] Zirakian, T., and Zhang, J. (2015), "Structural performance of unstiffened low yield point steel plate shear walls", *Journal of Constructional steel research*, 112, pp.40-53.
- [29] Driver, R.G., Kulak, G.L., Kennedy, D.L., and Elwi, A.E. (1998), "Cyclic test of four-story steel plate shear walls", *Thin-Walled Structures*, 34(1), pp.78-90.
- [1] Astaneh-Asl, A. (2001), "Seismic behavior and design of steel shear walls", Moraga, CA: Structural Steel Educational Council.
- [2] Astaneh-Asl, A., and Zhao, Q. (2001), "Cyclic tests of steel shear walls", Research Project. Berkeley: Department of Civil and Environmental Engineering, University of California.
- [3] Azandariani, A.G., Gholhaki, M., and Azandariani, M.G. (2022), "Assessment of damage index and seismic performance of steel plate shear wall (SPSW) system", *Journal of Constructional Steel Research*, 191, p.107157.
- [4] Alinia, M.M., and Shirazi, R.S. (2009), "On the design of stiffeners in steel plate shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, 65(10-11), pp.2069-2077.
- [5] Caccese, V., Elgaaly, M., and Chen, R. (1993), "Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load", *Journal of Structural Engineering*, 119(2), pp.573-587.
- [6] Chen, S.J., and Jhang, C. (2006), "Cyclic behavior of low yield point steel shear walls", *Thin-walled Structures*, 44(7), pp.730-738.
- [7] Chen, S.J., and Jhang, C. (2011), "Experimental study of low-yield-point steel plate shear wall under in-plane load", *Journal of Constructional Steel Research*, 67(6), pp.977-985.
- [8] Dou, C., Xie, C., Wang, Y., and Yang, N. (2023), "Cyclic loading test and lateral resistant behavior of flat-corrugated steel plate shear walls", *Journal of Building Engineering*, 66, p.105831.
- [9] Emami, F., Mofid, M., and Vafai, A. (2013), "Experimental study on cyclic behavior of trapezoidally corrugated steel shear walls", *Engineering Structures*, 48, pp.750-762.
- [10] Emami, F., and Mofid, M. (2014), "On the hysteretic behavior of trapezoidally corrugated steel shear walls", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 23(2), pp.94-104.
- [11] Jiang, Z.Q., Yan, T., Zhang, A.L., Su, L., and Shen, C.J. (2022), "Experimental research on special steel frame with stiffened double steel plate shear wall", *Journal of Constructional Steel Research*, 189, p.107067.
- [12] Liu, X., Zhang, W., Yu, C., Li, Y., Jiang, Z., and Yu, S. (2022), "Experimental study on cold-formed steel shear walls with different corrugated steel sheathings", *Journal of Constructional Steel Research*, 199, p.107639.
- [13] Lubell, A.S., Prion, H.G., Ventura, C.E., and Rezai, M. (2000), "Unstiffened steel plate shear wall performance under cyclic loading", *Journal of Structural Engineering*, 126(4), pp.453-460.
- [14] Machaly, E.B., Safar, S.S., and Amer, M.A. (2014), "Numerical investigation on ultimate shear strength of steel plate shear walls" *Thin-Walled Structures*, 84, pp.78-90.



- [42] Broujerdian, V., Pahnabi, R., and Ghamari, A. (2023), "Semi-supported steel plate shear wall with oblique sides. *Scientia Iranica*, 30(3), pp.891-901.
- [43] Cao, Y., Asadi, M.H., Alyousef, R., Baharom, S., Alaskar, A., Alabduljabbar, H., Mohamed, A.M., and Assilzadeh, H. (2023), "Investigation of semi-supported steel plate shear walls with different infill plates under cyclic loading" *Mechanics Based Design of Structures and Machines*, 51(2), pp.740-763.
- [44] Hou, J., Wang, L.Q., Tong, J.Z., Tong, G.S., and Jiang, J.L. (2023), "Easy-to-use formulas for predicting ultimate shear resistance and tension field distribution of semi-supported steel plate shear walls", *Thin-Walled Structures*, 185, p.110597.
- [45] سادات خلردی، س.ا.، جهانپور، ع.، برخوردار، م.ع. و فرخزاد، م. (۱۳۹۶)، "تأثیر فولاد نرم و تغییرات ضخامت ورق و بررسی ضخامت و جهت قرارگیری الیاف در شکل‌پذیری و مقاومت نهایی دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید تقویت‌شده با الیاف پلیمری شیشه (GFRP)"، سازه و فولاد، ۱۱ (۲۱)، ص. ۲۹-۴۲.
- [46] سادات خلردی، س.ا. و برخوردار، م.ع. (۱۳۹۳)، "تأثیر فولاد نرم و تغییرات ضخامت ورق در رفتار پس‌کمانشی و مقاومت نهایی دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید"، سازه و فولاد، ۸ (۱۵)، ص. ۲۹-۳۸.
- [47] Momeni, S., Siahpolo, N., and Jahanpour, A.R. (2024), "Numerical study on semi-supported steel composite shear wall at the edges under near and far-fault loading", *Sharif Journal of Civil Engineering*, 40(1), pp.99-112.
- [48] Momeni, S., Siahpolo, N., and Jahanpour, A. (2024), "Feasibility study of using concrete veneer in semi-supported steel shear wall at the edges", *Modares Civil Engineering Journal*, 24(3), pp.85-102.
- [49] Nayel, I.H., Ghamari, A., and Broujerdian, V. (2022), "On the behavior of an innovative four-layer semi-supported steel plate shear wall", *Case Studies in Construction Materials*, 17, p.01427.
- [50] Sadat Kholerdi, S.E., Nazarimofrad, E., Farrokhzad, M., and Topal, U. (2018), "Evaluation of the seismic behavior of semi-supported steel shear walls with different ratio and shape of openings", *Australian Journal of Structural Engineering*, 19(2), pp.118-130.
- [51] Zeynali, S., and Moharrami, H. (2024), "Nonlinear dynamic behavior of semi-supported steel shear walls", *Journal of Earthquake and Tsunami*, 18(02), p.2350037.
- [52] Ghamari, A., Akbarpour, A., and Ghanbari, A. (2019), "Improving behavior of semi-supported steel plate shear walls", *Journal of Central South University*, 26(10), pp.2891-2905.
- [53] Hou, J., Wang, L.Q., Tong, J.Z., Xu, S.L., and Tong, G.S. (2023), "Shear resistance design of semi-supported buckling-restrained steel plate shear walls: analytical and numerical investigation", *Journal of Building Engineering*, 78, p.107582.
- [54] Kontoni, D.P.N., Ghamari, A., Omid, M.S.P., and Ilia, G. (2023), "Improving the behavior of semi-supported wall", *Journal of Structural Engineering*, 124(2), pp.112-120.
- [30] Xue, M. (1994), "Interaction of steel plate shear panels with surrounding frame members. Proc. *Struct. Stability Res*", Council Annual. Technical. Session, Bethlehem, pp.339-354.
- [۳۱] محرمی، ح.، حبیب‌نژاد، ا.، مزروعی، ع. و علیزاده، ح. (۱۳۸۴)، "دیوارهای برشی فولادی نیمه‌نگهداری‌شده در لبه‌ها"، گزارش تحقیقاتی شماره ۱-۶۷۹، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.
- [32] Jahanpour, A., Moharrami, H., and Aghakoochak, A. (2011), "Evaluation of ultimate capacity of semi-supported steel shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, 67(6), pp.1022-1030.
- [33] Jahanpour, A., and Moharrami, H. (2015), "Evaluation of behavior of the secondary columns in semi-supported steel shear walls", *Thin-Walled Structures*, 93, pp.94-101.
- [۳۴] محرمی، ح. و جهانپور، ع. (۱۳۹۵)، "تحلیل و طراحی حدی دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید"، تهران: انتشارات دانشگاه تربیت مدرس.
- [35] Sadat Kholerdi, S.E., and Jahanpour, A. (2020), "Bilinear Load-Displacement Curve of Semi-supported Steel Shear Walls", *International Journal of Steel Structures*, 20(2), pp.504-524.
- [۳۶] سادات خلردی، س.ا. و جهانپور، ع. (۱۳۸۴)، "سختی الاستیک دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید"، مهندسی عمران مدرس، ۱۹ (۲)، ص. ۸۵-۹۹.
- [۳۷] سادات خلردی، س.ا. و جهانپور، ع. (۱۳۹۹)، "رابطه کاربردی برای سختی الاستیک دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید در لبه‌ها"، دوازدهمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز، ایران.
- [38] Jahanpour, A., Jönsson, J., and Moharrami, H. (2012), "Seismic behavior of semi-supported steel shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, 74, pp.118-133.
- [39] Shekastehband, B., Azaraxsh, A.A., Showkati, H., and Pavir, A. (2017), "Behavior of semi-supported steel shear walls: Experimental and numerical simulations", *Engineering Structures*, 135, pp.161-176.
- [40] Shekastehband, B., Azaraxsh, A.A., and Showkati, H. (2018), "Experimental seismic study on shear walls with fully-connected and beam-only-connected web plates", *Journal of Constructional Steel Research*, 141, pp.204-215.
- [41] Bahmaei, J., and Siahpolo, N. (2021), "Studding the Behavior of Semi-supported Steel Shear Wall against Monotonic and Cyclic Loads", *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 53(4), pp.1545-1558.

- steel plate shear walls using diagonal stiffeners", *ce/papers*, 6(3-4), pp.919-924.
- [55] Nayel, I.H., Broujerdian, V., and Ghamari, A. (2022), "Investigating the behavior of semi-supported steel plate shear walls compounded of two flat and two corrugated plates: a numerical and parametrical study", *International Journal of Civil Engineering*, 20(10), pp.1197-1210.
- [56] Chajes, A. (1974), "Principles of structural stability theory", (No Title).
- [57] Sun, G., Kennedy, D., and Williams, F.W. (2000), "A post-buckling analysis for isotropic prismatic plate assemblies under axial compression", *International Journal of Mechanical Sciences*, 42(9), pp.1783-1803.
- [58] Byklum, E., and Amdahl, J. (2002), "A simplified method for elastic large deflection analysis of plates and stiffened panels due to local buckling", *Thin-Walled Structures*, 40(11), pp.925-953.
- [59] Wang, H., Ou, M., and Wang, T. (1991), "Post-buckling behaviour of orthotropic rectangular plates", *Computers and Structures*, 41(1), pp.1-5.
- [60] Hui-shen, S. (1989), "Postbuckling behaviour of rectangular plates under combined loading", *Thin-Walled Structures*, 8(3), pp.203-216.
- [61] Cole, J.D., and Bell, G.I. (1970), "Perturbation methods in applied mathematics", (No Title).
- [62] Paik, J.K., and Lee, M.S. (2005), "A semi-analytical method for the elastic-plastic large deflection analysis of stiffened panels under combined biaxial compression/tension, biaxial in-plane bending, edge shear, and lateral pressure loads", *Thin-Walled Structures*, 43(3), pp.375-410.
- [63] Dai, H., Yue, X., and Atluri, S. (2014), "Solutions of the von Kármán plate equations by a Galerkin method, without inverting the tangent stiffness matrix", *Journal of Mechanics of Materials and Structures*, 9(2), pp.195-226.
- [64] Yukio, U., Rashed, S.M., and Paik, J.K. (1987), "An incremental Galerkin method for plates and stiffened plates", *Computers and Structures*, 27(1), pp.147-156.
- [65] Ferreira, P.S., and Virtuoso, F.B. (2014), "Semi-analytical models for the post-buckling analysis and ultimate strength prediction of isotropic and orthotropic plates under uniaxial compression with the unloaded edges free from stresses", *Thin-Walled Structures*, 82, pp.82-94.
- [66] Stamatelos, D.G., Labeas, G.N., and Tserpes, K.I. (2011), "Analytical calculation of local buckling and post-buckling behavior of isotropic and orthotropic stiffened panels", *Thin-Walled Structures*, 49(3), pp.422-430.
- [67] Bakker, M.C.M., Rosmanit, M., and Hofmeyer, H. (2007), "Elastic post-buckling analysis of compressed plates using a two-strip model", *Thin-Walled Structures*, 45(5), pp.502-516.



ارزیابی کاربرد میراگر غلطکی بیضوی در قاب خمشی فولادی ویژه

حدیث وکیلی صادقی^۱، نادر فنائی^{۲*}، مجید لطیفی^۳

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

۲- دانشیار گروه سازه، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

۳- مدیر عامل، شرکت فولاد ماشین، نكاء

*تهران، صندوق پستی ۴۴۱۶-۱۵۸۷۵، fanaie@kntu.ac.ir

چکیده

این پژوهش به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی مجهز به میراگر غلطکی بیضوی، می‌پردازد. ویژگی برجسته این میراگر، قابلیت دوگانه آن در تحمل بارهای ثقلی دائمی و استهلاک انرژی لرزه‌ای به‌طور هم‌زمان است که آن را به یک جداگر لرزه‌ای کارآمد تبدیل می‌کند. این میراگر با تلفیق هوشمندانه مکانیزم غلطکی برای کاهش اصطکاک و رفتار تسلیم میراگرهای بیضوی برای اتلاف انرژی، عملکرد سازه را بهبود می‌بخشد. به‌منظور بررسی میزان تأثیر این میراگر، این میراگر به پای ستون‌های مدل‌های دوبعدی قاب‌های دو، چهار و شش طبقه در نرم‌افزار SAP2000 افزوده شد و پارامترهای لرزه‌ای مورد تحلیل تاریخچه زمانی سه رکورد زلزله لوما پریتا، نورث‌ریج و رودبار قرار گرفت. نتایج نشان‌دهنده بهبود چشمگیر عملکرد سازه‌ها بود؛ اضافه کردن میراگر موجب افزایش زمان تناوب طبیعی سازه شد که به دنبال آن، کاهش قابل توجهی در پارامترهای کلیدی مانند برش پایه، حداکثر شتاب بام و نسبت دررفت طبقه اول مشاهده شد. ضریب برش پایه در قاب‌های دو، چهار و شش طبقه به ترتیب به کم‌تر از ۰/۳، ۰/۲ و ۰/۱۱ و نسبت دررفت طبقه اول در قاب‌های دو، چهار و شش طبقه به ترتیب به کم‌تر از ۱، ۰/۳ و ۰/۲ درصد کاهش یافت. این یافته‌ها، کارایی بالای میراگر غلطکی بیضوی را به‌عنوان یک راهکار مؤثر برای جداسازی لرزه‌ای و ارتقای ایمنی سازه‌ها تأیید می‌نماید.

واژگان کلیدی

میراگر غلطکی بیضوی، قاب خمشی فولادی ویژه، جداساز لرزه‌ای، میراگر تسلیمی، تحلیل تاریخچه زمانی

Evaluation of the Application of Elliptical Roller Damper in Special Steel Moment Frame

H. Vakili Sadeghi, N. Fanaie, M. Latifi

Abstract

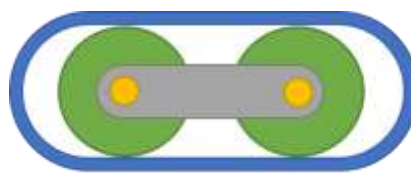
This research evaluates the seismic performance of steel moment frames equipped with the elliptical roller damper. The prominent feature of this damper is its dual capability of simultaneously carrying permanent gravity loads and dissipating seismic energy, making it an efficient seismic isolator. This device enhances structural performance by intelligently integrating a roller mechanism to reduce friction with the yielding behavior of elliptical dampers for effective energy dissipation. To assess its effectiveness, the damper was implemented at the column bases of 2D models of 2, 4, and 6-story frames in the SAP2000 software subjected to three earthquake records (Loma Prieta, Northridge and Rudbar), and their seismic parameters were analyzed. The results indicated a significant improvement in the structures' performance; the addition of the damper increased the natural period of the structure, which in turn resulted in a considerable reduction in key parameters such as base shear, peak roof acceleration, and first-story drift. Notably, the reduction in base shear and drift approached a constant, lower value in taller frames. The base shear coefficient in the two, four, and six-story frames was reduced to less than 0.4, 0.2, and 0.11, respectively, and the first story drift ratio in the two, four, and six-story frames was reduced to less than 1, 0.3, and 0.2 percent, respectively. These findings confirm the high efficiency of the elliptical roller damper as an effective solution for seismic isolation and enhancing structural safety.

Keywords

Elliptical Roller Damper, Special Steel Moment Frame, Seismic Base Isolator, Yielding Damper, Time-History Analysis

۱- مقدمه

میراگر غلطکی بیضوی که توسط **ویکیلی صادقی** و **همکاران** معرفی شده و در شکل (۱) نشان داده شده است، از طریق اضافه کردن چندین غلطک با میراگر بیضوی معمولی به دست می‌آید. این غلطک‌ها به‌عنوان تحمل‌کننده بارهای ثقلی و لرزه‌ای قائم عمل می‌کنند؛ به این معنی که این میراگر نه تنها نیروهای دینامیکی ناشی از زلزله را مستهلک می‌کند، بلکه در تحمل بار ثقلی دائمی سازه نیز مشارکت دارد. این ویژگی، میراگرهای غلطکی بیضوی را به گزینه‌ای جذاب برای استفاده به‌عنوان جداگر لرزه‌ای تبدیل می‌نماید [۱].



شکل ۱- میراگر غلطکی بیضوی

میراگر غلطکی بیضوی به‌گونه‌ای طراحی شده است که امکان تعویض آن پس از زلزله وجود داشته باشد. این میراگرها با استفاده از اتصالات پیچ و مهره به سازه متصل شده‌اند، که این امر فرآیند جداسازی و تعویض آن‌ها را نسبتاً ساده می‌کند. با این حال، در هنگام تعویض، استفاده از جک‌های موضعی ضروری است. این جک‌ها برای پشتیبانی موقت بار سازه در طول فرآیند جداسازی و نصب مجدد میراگر به کار می‌روند. این روش باعث می‌شود که سازه اصلی در طول عملیات تعویض، پایدار و ایمن باقی بماند. از منظر هزینه، استفاده از فولاد متداول و جزئیات ساخت ساده، هزینه اولیه این سیستم را رقابتی می‌سازد. همچنین، با توجه به تمرکز آسیب در المان قابل تعویض، هزینه‌های مربوط به تعمیر و نگهداری پس از زلزله به‌طور قابل توجهی کاهش می‌یابد. این دستگاه از مزایای مکانیزم غلطکی که اصطکاک را کاهش می‌دهد و رفتار تسلیمی که از مشخصه‌های میراگرهای بیضوی است و اتلاف انرژی مؤثری را فراهم می‌کند، بهره می‌برد. این عملکرد ترکیبی می‌تواند عملکرد جداگرهای لرزه‌ای را به‌طور قابل توجهی بهبود بخشد و هم‌زمان مزایای زیست‌محیطی و اقتصادی نیز ارائه دهد.

مکانیزم اتلاف انرژی در میراگر بیضوی بر پایه تغییر شکل‌های پلاستیک در المان‌های منحنی آن استوار است. ویژگی

منحصربه‌فرد این طراحی آن است که با اعمال بار، ناحیه تسلیم به‌جای تمرکز در یک نقطه ثابت، در امتداد مسیر منحنی حرکت کرده و جابه‌جا می‌شود. این جابه‌جایی پیوسته ناحیه پلاستیک، از تمرکز کرنش جلوگیری کرده و منجر به توزیع یکنواخت اتلاف انرژی و در نتیجه افزایش ظرفیت هیستریتیک سیستم می‌شود. مطالعات مربوط به کاربرد جداسازها در قاب‌ها قدمتی طولانی دارد که در ادامه به چندین پژوهش از این دست پرداخته می‌شود. **لین^۱ و شنتون^۲** در تحقیق خود در سال ۱۹۹۲ عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی مهاربندی همگرا و خمشی ویژه با پایه ثابت و با جداساز لرزه‌ای را بررسی کردند. سپس، تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی برای ۵۴ رکورد حرکت زمین انجام دادند. نتایج نشان داد قاب‌های مهاربندی شده که از جداساز لرزه‌ای استفاده می‌کنند، حتی اگر برای تحمل ۵۰٪ نیروی زلزله طراحی شده باشند، عملکردی مشابه یا بهتر از قاب‌های معمولی با پایه ثابت دارند. برای قاب‌های خمشی نیز، قاب‌های جداشده از پایه در سطوح مختلف طراحی، عملکرد بهتری از خود نشان دادند [۲].

هو^۳ به بررسی مزایای استفاده از سیستم‌های جداساز، به‌ویژه نوع تکیه‌گاه لاستیکی سربی، با انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی دینامیکی غیرخطی با رکوردهای نزدیک گسل پرداخت. نتایج تحلیل‌ها نشان داد که استفاده از این جداسازها به‌طور چشمگیری برش پایه و تغییر مکان نسبی طبقات را کاهش می‌دهد و در نتیجه عملکرد لرزه‌ای سازه را به‌خصوص در برابر زلزله‌های قدرتمند نزدیک گسل به‌طور قابل توجهی بهبود می‌بخشد [۳].

شکوری و همکاران، نیز ثابت کردند که در ساختمان‌های دارای جداساز لرزه‌ای، قاب‌های با شکل‌پذیری معمولی عملکرد ضعیف‌تری داشته و جابه‌جایی نسبی بسیار بیش‌تری (تا ۸۰٪) نسبت به قاب‌های ویژه از خود نشان می‌دهند که اهمیت انتخاب صحیح این جزئیات، طراحی را برای ایمنی لرزه‌ای سازه برجسته می‌سازد [۴].

پاناگیوتو^۴ و همکاران، در مقاله خود عملکرد لرزه‌ای و تاب‌آوری دو طرح مختلف برای یک ساختمان فولادی شش طبقه در نزدیکی یک گسل را مقایسه کردند: (۱) پایه ثابت که فقط حداقل الزامات آیین‌نامه را برآورده می‌کند و (۲) با جداساز لرزه‌ای از نوع پاندول اصطکاکی سه‌گانه [۵].

محققان با استفاده از شبیه‌سازی‌های کامپیوتری، نه تنها نیروها و جابه‌جایی‌های سازه‌ای را بررسی کرده‌اند، بلکه با استفاده از یک

¹ Lin

² Shenton

³ Hu

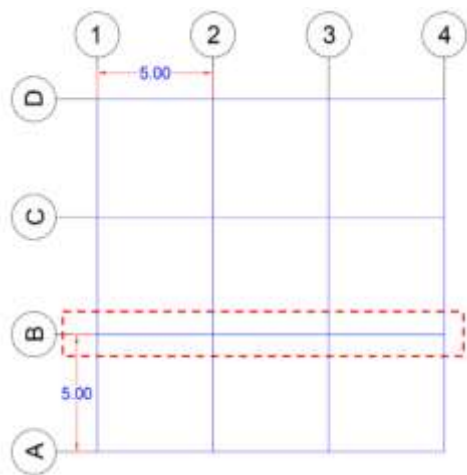
⁴ Panagiotou

گایکوآد^۴ و همکاران (۲۰۲۳)، نیز با اضافه کردن میراگر L شکل به جداساز با هسته سربی، این سیستم هیبریدی را در یک ساختمان پنج طبقه به کار بردند و تحلیل های غیرخطی با استفاده از نرم افزار SAP2000 انجام دادند. نتایج نشان داد که استفاده از این سیستم می تواند باعث کاهش پاسخ های سازه ای به زلزله شود، از جمله کاهش میزان برش پایه و انحراف طبقات که در نتیجه آن، خسارت به سازه کاهش می یابد [۹].

در پژوهش گذشته ارائه شده توسط نگارندگان این مقاله، امکان استفاده از میراگر غلطکی بیضوی به عنوان جداساز لرزه ای تأیید شد اما کاربرد آن در قاب خمشی تاکنون بررسی نشده است.

۲- طراحی قاب ها

ابتدا قاب B از پلان متقارن شکل (۲) از یک ساختمان اداری واقع در تهران با خاک II انتخاب شد. سپس به صورت قاب خمشی فولادی ویژه دو، چهار و شش طبقه بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران و استاندارد ۲۸۰۰ طراحی و در نرم افزار SAP2000 مدل سازی شد [۱۰ و ۱۱]. بار زنده با توجه به جدول ۱-۵-۱ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران ۲۵۰ کیلوگرم بر متر مربع، بار بام ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار مرده بر حسب محاسبات انجام شده ۵۷۰ کیلوگرم بر متر مربع تعیین شد [۱۲]. ترکیب بارهای طراحی نیز بر اساس بند ۲-۳-۶ مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برای طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت انتخاب شد.



شکل ۲- پلان سازه

مقاطع حاصل از طراحی برای تیرها شامل تیورق های L شکل با بال های 150×15mm، 200×20mm و 250×25mm و

پلتفرم تخصصی، خسارت های مالی و زمان بازیابی عملکردی (مدت زمان لازم برای قابل استفاده شدن مجدد ساختمان) را نیز محاسبه کرده اند. نتایج به وضوح نشان می دهد که طرح با جداساز لرزه ای عملکرد لرزه ای را به طور چشمگیری بهبود بخشیده و زمان بازیابی عملکردی را به شدت کاهش می دهد. این مطالعه همچنین محدودیت های روش های تحلیلی حداقلی آیین نامه را برای ساختمان های با پایه ثابت در مناطق پرخطر آشکار می سازد.

کاربرد میراگرهای L شکل در قاب ها تاکنون با اضافه کردن آن ها به مهاربند های همگرا یا به جداساز های هسته سربی بود که در ادامه به تعدادی از آن ها اشاره می شود اما استفاده از میراگر بیضوی به تنهایی یا همراه غلطک به عنوان جداساز لرزه ای، موضوعی بدیع بوده که در این پژوهش به بررسی آن پرداخته می شود.

در تحقیق عبادی و همکاران، رفتار دو قاب فولادی چهار و هشت طبقه با سیستم قاب خمشی تحت چهار زلزله مختلف در دو حالت با و بدون میراگر مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت. عملکرد لرزه ای قاب ها با توجه به تغییر مکان نسبی بین طبقاتی، برش پایه قاب و برش طبقات بررسی شد. نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نشان داد که قاب هشت طبقه بدون میراگر L شکل نتوانست عملکرد سازه را در سطح ایمنی حفظ نماید، در حالی که در تمام حالت های استفاده از میراگر، عملکرد سازه در چنین سطحی باقی ماند و کاهش برش و تغییر مکان نسبی بین طبقات مشاهده شد [۶].

مانچالوار^۱ و باکر^۲ (۲۰۲۰)، به بررسی تحلیلی و مقایسه جداساز هسته سربی و جداساز مجهز به میراگر L شکل پرداختند. با اتصال آن ها به ساختمان پنج طبقه و اعمال چهار رکورد زلزله، تحلیل تاریخچه زمانی انجام دادند و نتیجه گرفتند مقادیر پاسخ به طور قابل توجهی کاهش یافته است [۷].

در پژوهش وامشیشیلا^۳ و مانچالوار (۲۰۲۱)، کاربرد جداساز لرزه ای همراه با میراگر L شکل در یک ساختمان پنج طبقه تحت بارهای لرزه ای و انفجار، مورد تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی قرار گرفت. نتایج نشان داد که وجود جداساز و میراگر L شکل باعث کاهش برش پایه، شتاب طبقه آخر و تغییر شکل های سازه می شود [۸].

⁴ Gaikwad

¹ Manchalwar

² Bakre

³ Vamshisheela

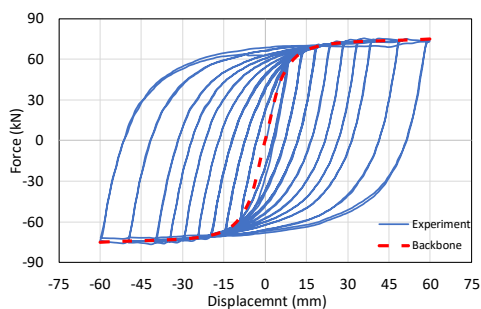


جدول ۴- مشخصات رکوردهای زلزله

نام رکورد	بزرگا (Mw)	بیشینه شتاب زمین	فاصله کانون (km)	سازوکار کانونی
رودبار	7.4	~0.65 g	~12.5	امتدادلغز
نورثریج	6.7	~0.35 g	~10	معکوس
لوما پریتا	6.9	~0.4 g	~4	معکوس

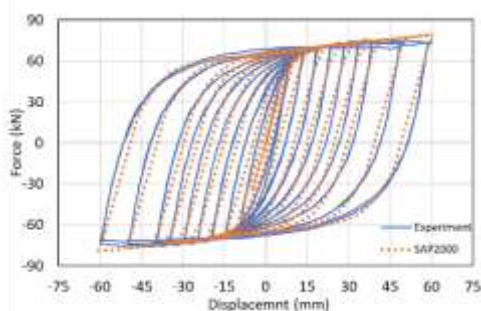
۴- اضافه کردن میراگر

در مرحله بعد، منحنی پوش میراگر از هیستریزس حاصل از آزمایش که در شکل (۳) با خط چین قرمز نشان داده شده است، به عنوان لینک از نوع پلاستیک چندخطی در نرم افزار تعریف شد. سختی اولیه برابر ۶ کیلونیوتن بر میلی متر و نیروی تسلیم برابر ۵۰ کیلونیوتن تعریف شد [۱۳].



شکل ۳- منحنی پوش استخراج شده از نمودار هیستریزس آزمایشگاهی

به منظور صحت سنجی نتایج حاصل از نرم افزار، ابتدا لینک به تنهایی در نرم افزار، مدل و تغییر مکانی مطابق آزمایش به آن اعمال شد و هیستریزس حاصل با هیستریزس آزمایشگاهی مطابق شکل (۴) مقایسه و مطابقت قابل قبولی مشاهده شد.



شکل ۴- مقایسه منحنی هیستریزس حاصل از تحلیل نرم افزار با منحنی آزمایشگاهی

جانهای 270×7 mm، 300×8 mm و 350×9 mm است. همچنین مقاطع حاصل از طراحی برای ستون‌ها، مقاطع قوطی 250×250×20، 300×300×25 و 350×350×30 میلی متر هستند. پس از طراحی، هر یک از سه قاب تحت تحلیل مودال قرار گرفتند که نتایج آن در جدول‌های (۱) الی (۳) قابل مشاهده است.

جدول ۱- نتایج حاصل از تحلیل مودال قاب دو طبقه

شماره مد	زمان تناوب (S)	درصد مشارکت
۱	۰/۴۸	۸۷
۲	۰/۱۴	۱۳

جدول ۲- نتایج حاصل از تحلیل مودال قاب چهار طبقه

شماره مد	زمان تناوب (S)	درصد مشارکت
۱	۰/۷۷	۷۶
۲	۰/۲۶	۱۶
۳	۰/۱۴	۴/۴
۴	۰/۰۹	۳/۵

جدول ۳- نتایج حاصل از تحلیل مودال قاب شش طبقه

شماره مد	زمان تناوب (S)	درصد مشارکت
۱	۰/۹۷	۷۱
۲	۰/۳۶	۱۵
۳	۰/۱۹	۶/۷
۴	۰/۱۳	۲/۶
۵	۰/۰۹	۱/۹
۶	۰/۰۷	۰

۳- تحلیل تاریخیچه زمانی

پس از طراحی هر یک از سیستم‌ها، سه رکورد زلزله لوما پریتا، نورثریج^۱ و رودبار که بر خاک نوع II رخ دادند، مطابق جدول (۴) انتخاب شد. رکوردهای مقیاس نشده و واقعی به قاب‌ها اعمال شد. سپس برش پایه، تغییر مکان نسبی طبقات و شتاب بام هر قاب تعیین شدند.

² Northridge

¹ Loma Prieta

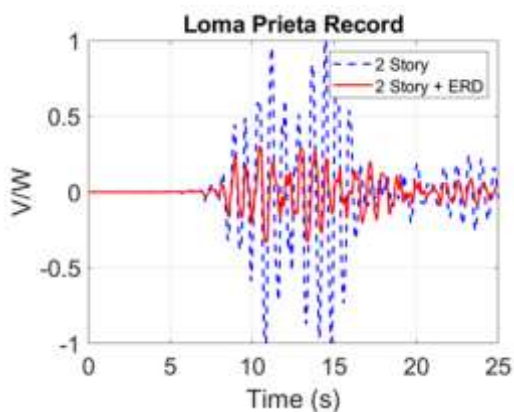
جدول ۷- نتایج حاصل از تحلیل مودال قاب شش طبقه مجهز به

میراگر		
شماره مد	زمان تناوب (S)	درصد مشارکت
۱	۱/۳۳	۹۲
۲	۰/۴۸	۷
۳	۰/۲۵	۰/۸
۴	۰/۱۵	۰/۱
۵	۰/۱۰	۰
۶	۰/۰۷	۰/۰۱

۴-۲- برش پایه

اضافه شدن میراگر، دوره تناوب سیستم را افزایش داده و شتاب طیفی مناظر پیروید جدید سازه با حضور میراگر، کوچکتر از شتاب طیفی مناظر قاب خمشی بدون میراگر می شود؛ لذا از آنجا که برش پایه با شتاب، رابطه مستقیم دارد، برش پایه کم می شود. همچنین بلافاصله پس از رسیدن نیروی جانبی به نیروی تسلیم میراگر، لینکها جاری شده و برش پایه روی یک مقدار، محدود می ماند؛ این رفتار دلیل دوم افت برش پایه است.

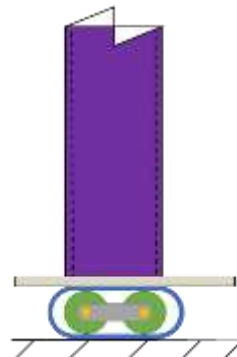
در شکل (۶)، اثر اضافه کردن میراگر بر روی برش پایه V سازه دو طبقه تحت اثر سه رکورد زلزله نمایش داده شده است. وزن لرزه ای این سازه $W=943.8$ کیلونیوتن محاسبه شده است. همانطور که در شکل (۶) مشاهده می شود، اضافه کردن میراگر موجب کاهش ضریب برش پایه V/W سازه به کمتر از 0.4 می شود. مقادیر حداکثر ضریب برش پایه پیش از اضافه کردن میراگر، به ترتیب برای رکوردهای لوما پریتا، نورث ریج و رودبار برابر با 1.0 ، 0.58 و 0.53 بوده است. به طور میانگین کاهش 37 درصدی در برش پایه وجود دارد.



(الف)

شکل ۶- مقایسه ضریب برش پایه در حالت بدون میراگر و با میراگر قاب دو طبقه تحت اثر رکوردهای الف) لوما پریتا

این میراگر به زیر ستونهای طبقه همکف قابها اضافه شد. دو لینک گپ^۱ و هوک^۲ نیز برای کنترل جابه جایی میراگر (که با توجه به آزمایش از بازه -60 تا $+60$ میلی متر تجاوز نکند) موازی با لینک میراگر اضافه شد. جزئیات قرارگیری میراگر زیر ستونها در شکل (۵) نشان داده شده است.



شکل ۵- جزئیات قرارگیری میراگر زیر ستونها

در آخر سه رکورد زلزله مذکور به قابها اعمال شد و پارامترهای مورد بحث، مقایسه شدند که در ادامه به هر یک پرداخته می شود.

۴-۱- زمان تناوب و مشارکت مدی

جدولهای (۵) الی (۷)، نتایج حاصل از تحلیل مودال که شامل زمان تناوب و درصد مشارکت هر مد است را نشان می دهد. همانطور که در جدولها آمده است، اضافه کردن میراگر باعث افزایش در زمان تناوب سازه می شود. همچنین درصد مشارکت مد اول با اضافه شدن میراگر به پای سازه افزایش می یابد. مقدار افزایش مشارکت مد اول برای قابهای دو، چهار و شش طبقه به ترتیب 11 ، 18 و 21 درصد است.

جدول ۵- نتایج حاصل از تحلیل مودال قاب دو طبقه مجهز به میراگر

شماره مد	زمان تناوب (S)	درصد مشارکت
۱	۰/۷۲	۹۸
۲	۰/۱۹	۲

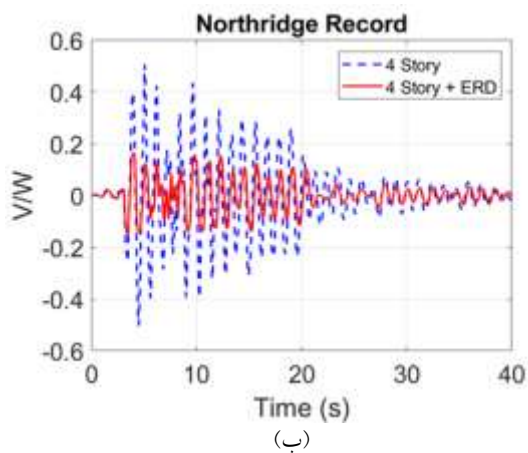
جدول ۶- نتایج حاصل از تحلیل مودال قاب چهار طبقه مجهز به

میراگر		
شماره مد	زمان تناوب (S)	درصد مشارکت
۱	۱/۰۷	۹۴
۲	۰/۳۵	۵/۵
۳	۰/۱۶	۰/۴
۴	۰/۱۰	۰/۶

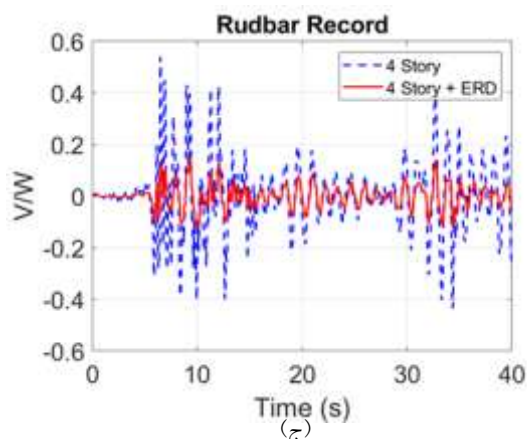
¹ Gap

² Hook





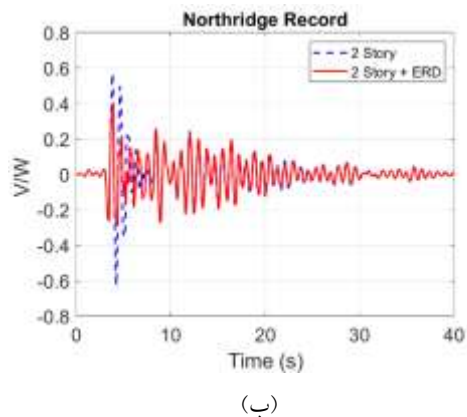
(ب)



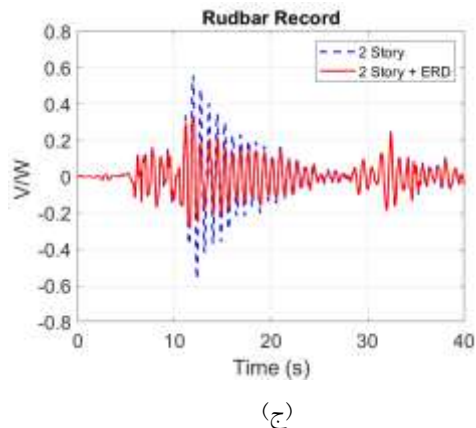
(ج)

ادامه شکل ۷- مقایسه ضریب برش پایه در حالت بدون میراگر و با میراگر قاب ۴ طبقه تحت اثر رکوردهای (ب) نورتریج و (ج) رودبار در شکل (۸) اثر اضافه کردن میراگر بر روی برش پایه ۷ سازه شش طبقه تحت سه رکورد زلزله قابل مشاهده است. وزن لرزه‌ای این سازه $W=2914$ کیلونیوتن محاسبه شده است. همان‌طور که در شکل (۸) دیده می‌شود، اضافه کردن میراگر موجب کاهش ضریب برش پایه V/W به کمتر از $0/1$ می‌شود. مقادیر حداکثر ضریب برش پایه پیش از اضافه کردن میراگر برای رکوردهای لوما پریتا، نورتریج و رودبار به ترتیب $0/39$ ، $0/24$ و $0/21$ بود. به‌طور میانگین کاهش 62 درصدی در برش پایه وجود دارد.

افزایش چشمگیر کارایی میراگر با افزایش ارتفاع سازه (از 37% کاهش برش پایه در قاب دو طبقه به 62% در قاب شش طبقه)، یک یافته کلیدی است که تفسیر آن در مکانیزم عملکرد دوگانه سیستم نهفته است. این پدیده که با توجه به قانون بازده نزولی در افزایش زمان تناوب، خلاف انتظار به نظر می‌رسد، عمدتاً ناشی از تفاوت در میزان فعال‌سازی مکانیزم استهلاک انرژی هیسترتیک است. در سازه کوتاه‌تر و صلب‌تر، جابجایی‌های کوچک پایه تنها قادر به فعال‌سازی جزئی میراگر هستند. در مقابل، در سازه بلندتر و انعطاف‌پذیرتر، جابجایی‌های بزرگ لرزه‌ای

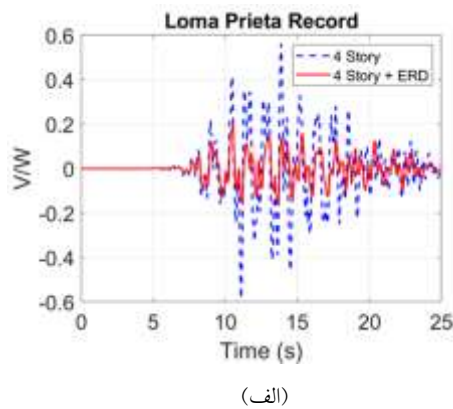


(ب)



(ج)

ادامه شکل ۶- مقایسه ضریب برش پایه در حالت بدون میراگر و با میراگر قاب ۲ طبقه تحت اثر رکوردهای (ب) نورتریج و (ج) رودبار در شکل (۷) اثر اضافه کردن میراگر بر روی برش پایه ۷ سازه چهار طبقه تحت اثر سه رکورد زلزله قابل مشاهده است. وزن لرزه‌ای این سازه $W=1941.4$ کیلونیوتن محاسبه شده است. همان‌طور که در شکل (۷) دیده می‌شود، اضافه کردن میراگر موجب کاهش ضریب برش پایه V/W به کمتر از $0/2$ می‌شود. مقادیر حداکثر ضریب برش پایه پیش از اضافه کردن میراگر برای رکوردهای لوما پریتا، نورتریج و رودبار به ترتیب $0/59$ ، $0/50$ و $0/53$ بود. به‌طور میانگین کاهش 62 درصدی در برش پایه وجود دارد.

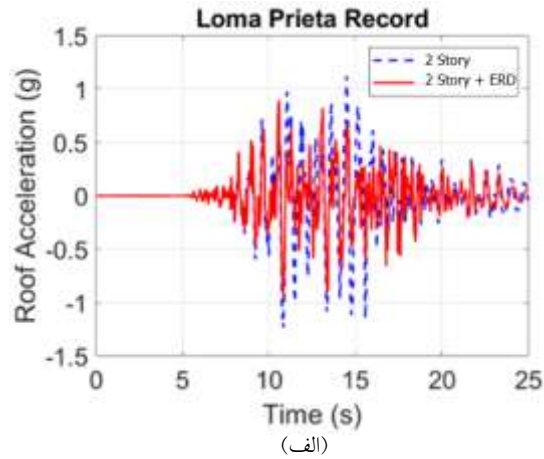


(الف)

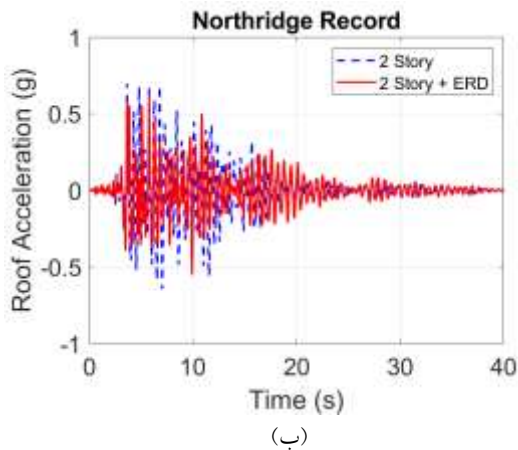
شکل ۷- مقایسه ضریب برش پایه در حالت بدون میراگر و با میراگر قاب چهار طبقه تحت اثر رکوردهای (الف) لوما پریتا

۴-۳- شتاب بام

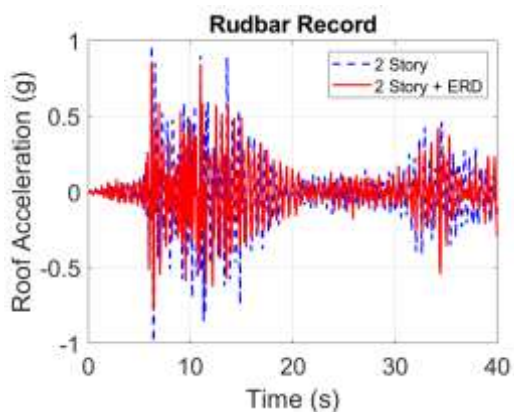
شکل (۹) تأثیر اضافه کردن میراگر بر شتاب بام در قاب دو طبقه را تحت اثر سه رکورد زلزله نشان می‌دهد. همان‌طور که مشخص است، اضافه کردن میراگرها موجب کاهش ناچیزی در مقادیر حداکثر شتاب بام شده است.



(الف)



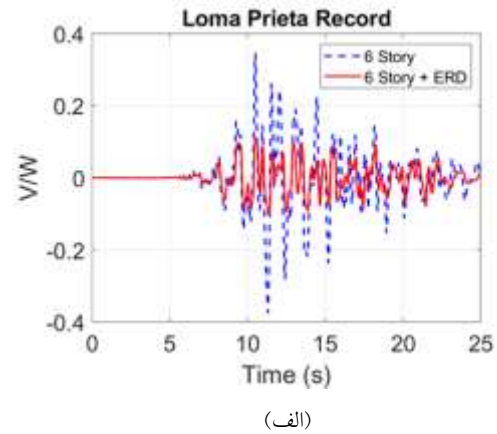
(ب)



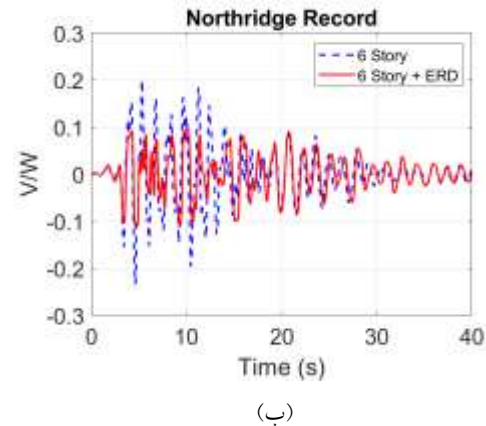
(ج)

شکل ۹- مقایسه شتاب بام در حالت بدون میراگر و با میراگر قاب دو طبقه تحت اثر رکوردهای (الف) لوما پریتا، (ب) نورتریج و (ج) رودبار

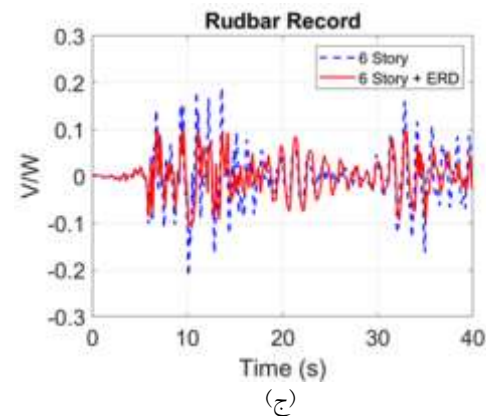
منجر به فعال‌سازی کامل میراگر، طی شدن چرخه‌های هیستریزیس وسیع و در نتیجه، استهلاک حجم عظیمی از انرژی ورودی می‌شود. بنابراین، عملکرد برتر در سازه بلندتر، نتیجه یک هم‌افزایی مطلوب است که در آن انعطاف‌پذیری ذاتی سازه به محرکی قدرتمند برای استخراج تمام پتانسیل میرایی دستگاه تبدیل می‌شود و اثر آن بر مکانیزم ساده افزایش زمان تناوب غلبه می‌کند.



(الف)



(ب)

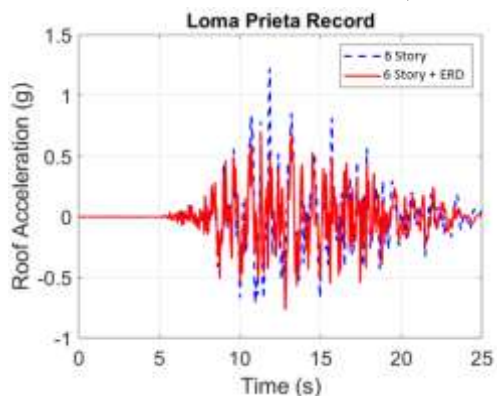


(ج)

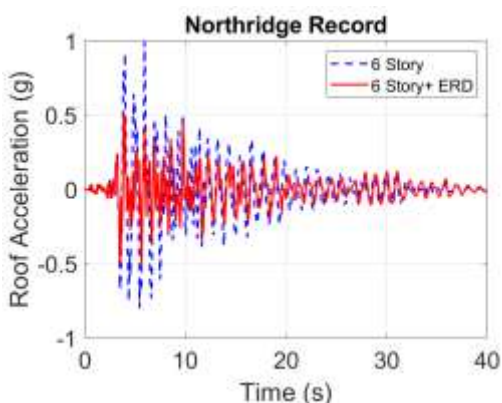
شکل ۸- مقایسه ضریب برش پایه در حالت بدون میراگر و با میراگر قاب شش طبقه تحت اثر رکوردهای (الف) لوما پریتا، (ب) نورتریج و (ج) رودبار



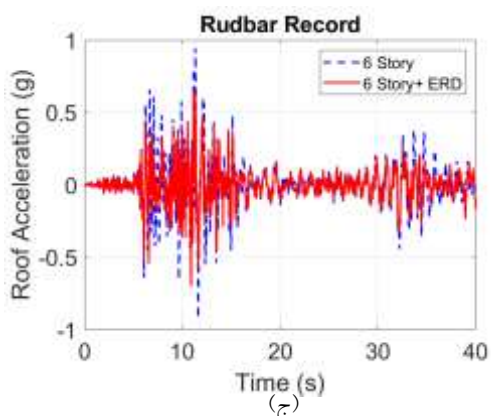
شکل (۱۱) تأثیر اضافه کردن میراگر بر شتاب بام در قاب شش طبقه را نشان می‌دهد. اضافه کردن میراگر اثر کمی بر کاهش حداکثر شتاب بام قاب ۶ طبقه دارد.



(الف)



(ب)



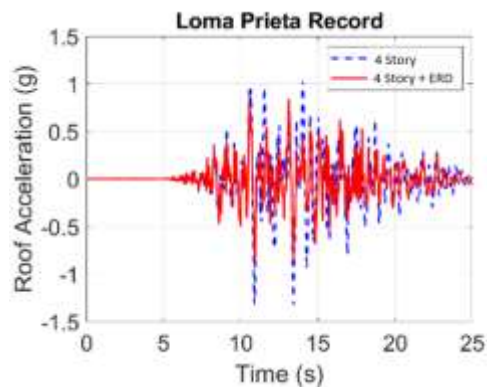
(ج)

شکل ۱۱- مقایسه شتاب بام در حالت بدون میراگر و با میراگر قاب شش طبقه تحت اثر رکوردهای (الف) لوما پریتا، (ب) نورتریج و (ج) رودبار

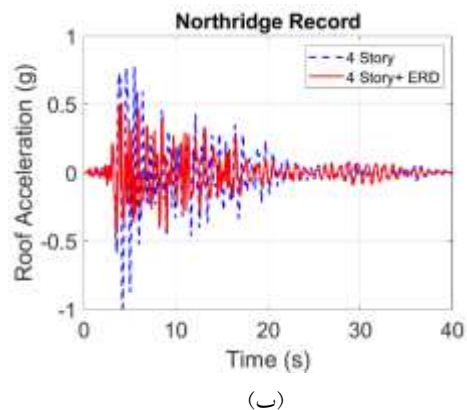
۴-۴- نسبت دریافت طبقه اول

شکل (۱۲) تأثیر نصب میراگرهای غلطکی بیضوی بر تغییر مکان نسبی طبقه اول قاب دو طبقه را نشان می‌دهد. اضافه کردن میراگرها نسبت دریافت طبقه اول را کاهش می‌دهد. این کاهش، ناشی از توانایی میراگرهای غلطکی بیضوی در اتلاف انرژی لرزه‌ای و

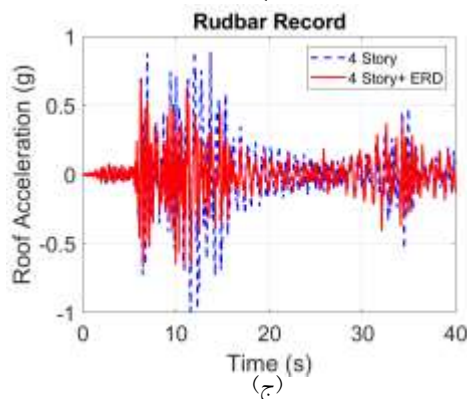
دلیل اینکه میراگر غلطکی بیضوی نقش مهمی در کاهش شتاب بام ایفا نمی‌کند، این است که ابزارهای اتلاف انرژی عمدتاً بر مد اول ارتعاش تأثیر می‌گذارند و تأثیر کمی بر مدهای بالاتر دارند که مؤثر روی شتاب بام هستند. شکل (۱۰) تأثیر اضافه کردن میراگر بر شتاب بام در قاب چهار طبقه را نشان می‌دهد. در این قاب نیز همانند قاب دو طبقه، اضافه کردن میراگرها کاهش ناچیزی در مقادیر حداکثر شتاب بام داشته است.



(الف)



(ب)

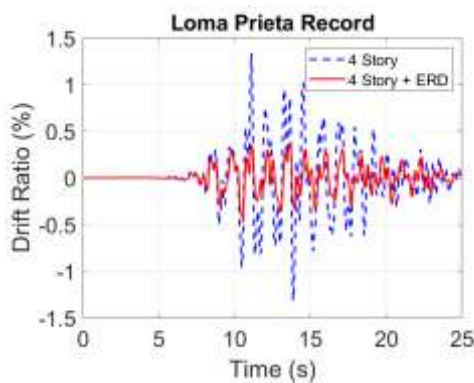


(ج)

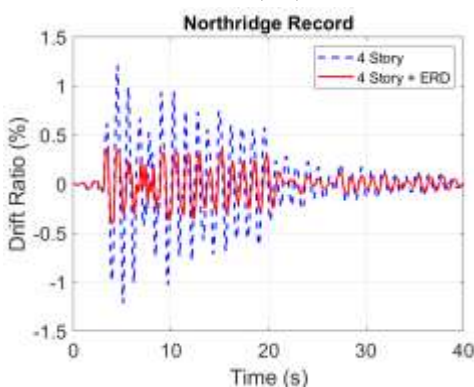
شکل ۱۰- مقایسه شتاب بام در حالت بدون میراگر و با میراگر قاب چهار طبقه تحت اثر رکوردهای (الف) لوما پریتا، (ب) نورتریج و (ج) رودبار

مطابق با بند ۳-۵-۲ استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم)، برای ساختمان‌های تا پنج طبقه، نسبت دررفت مجاز برابر با ۲/۵ درصد و برای سایر ساختمان‌ها ۲ درصد است. همان‌طور که نتایج نشان می‌دهند، قاب دو طبقه در حالت بدون میراگر تحت هر سه رکورد زلزله، نسبت دررفت ۲/۳٪، ۲/۵٪ و ۲/۶٪ را تجربه کرده است که به‌طور میانگین از حد مجاز ۲/۵٪ آیین‌نامه فراتر می‌روند. این موضوع به معنای عدم تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی برای این سازه است. در مقابل، پس از نصب میراگرها، حداکثر نسبت دررفت در این قاب به ۱٪ کاهش یافت که کاملاً در محدوده مجاز قرار گرفته و عملکرد سازه را قابل قبول می‌سازد.

شکل (۱۳) تأثیر نصب میراگرهای غلطکی بیضوی بر نسبت دررفت طبقه اول قاب چهار طبقه را نشان می‌دهد. اضافه کردن میراگرها نسبت دررفت طبقه اول را کاهش می‌دهد. پس از اضافه کردن میراگرها، حداکثر نسبت دررفت طبقه اول ۰/۳ درصد است. مقادیر حداکثر تغییرمکان نسبی طبقه اول پیش از اضافه کردن میراگر برای رکوردهای لوما پریتا، نورثریج و رودبار به ترتیب ۱/۳، ۱/۲۵ و ۰/۶ درصد بود.

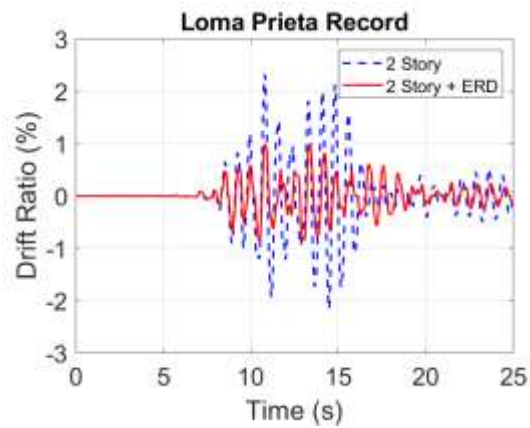


(الف)

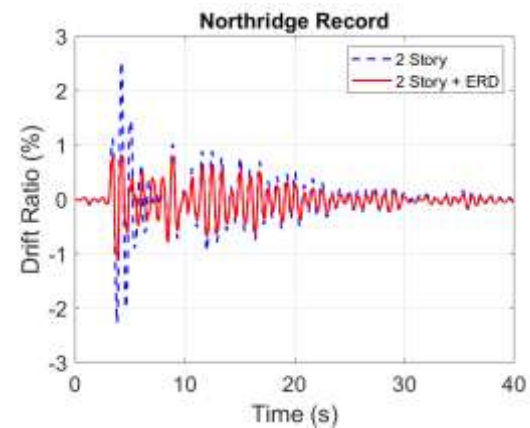


(ب)

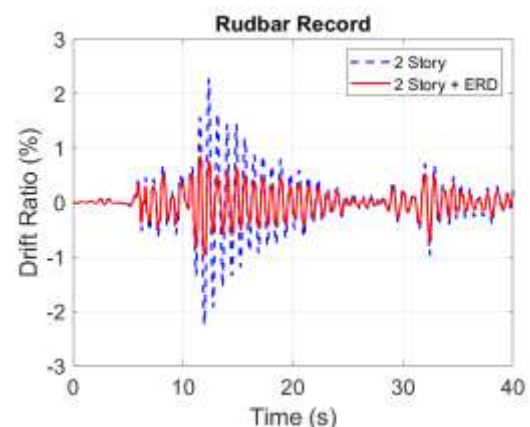
افزایش زمان تناوب سازه است. پس از اضافه کردن میراگرها، حداکثر نسبت دررفت طبقه اول ۱ درصد است. مقادیر حداکثر نسبت دررفت طبقه اول پیش از اضافه کردن میراگر برای رکوردهای لوما پریتا، نورثریج و رودبار به ترتیب ۲/۵، ۲/۶ و ۲/۳ درصد بود.



(الف)



(ب)

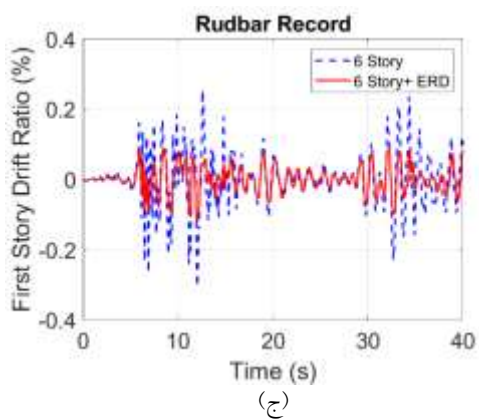


(ج)

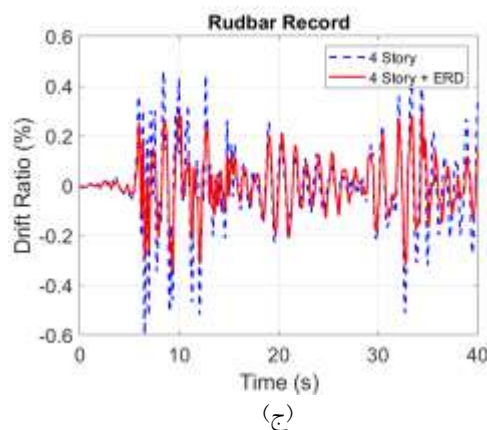
شکل ۱۳- مقایسه نسبت دررفت طبقه اول در حالت بدون میراگر و با میراگر قاب دو طبقه تحت اثر رکوردهای (الف) لوما پریتا، (ب) نورثریج و (ج) رودبار

شکل ۱۲- مقایسه نسبت دررفت طبقه اول در حالت بدون میراگر و با میراگر قاب دو طبقه تحت اثر رکوردهای (الف) لوما پریتا، (ب) نورثریج و (ج) رودبار





شکل ۱۳- مقایسه نسبت دررفت طبقه اول در حالت بدون میراگر و با میراگر قاب شش طبقه تحت اثر رکوردهای (الف) لوما پریتا، (ب) نورتریج و (ج) رودبار



ادامه شکل ۱۳- مقایسه نسبت دررفت طبقه اول در حالت بدون میراگر و با میراگر قاب چهار طبقه تحت اثر رکوردهای (ج) رودبار

شکل (۱۴) تأثیر نصب میراگرهای غلطکی بیضوی بر تغییر مکان نسبی طبقه اول قاب شش طبقه را نشان می‌دهد. اضافه کردن میراگرها نسبت دررفت طبقه اول را کاهش می‌دهد. پس از اضافه کردن میراگرها، حداکثر نسبت دررفت طبقه اول ۰/۱۵ درصد است. مقادیر حداکثر نسبت دررفت طبقه اول پیش از اضافه کردن میراگر برای رکوردهای لوما پریتا، نورتریج و رودبار به ترتیب ۰/۹، ۰/۵ و ۰/۳ درصد بود.

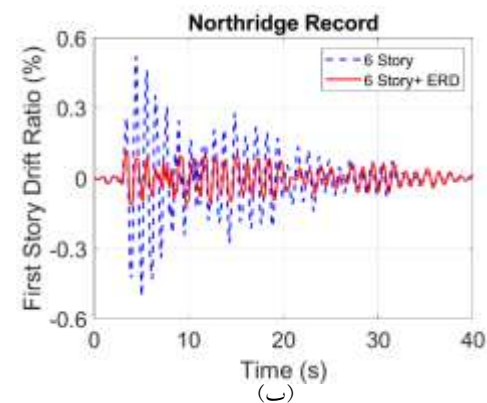
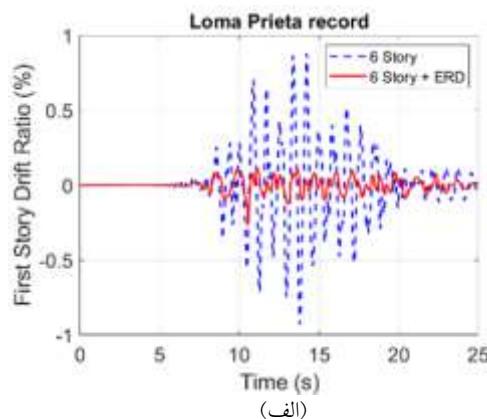
مطابق با بند ۳-۵-۲ استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم)، برای ساختمان‌های تا پنج طبقه، نسبت دررفت مجاز برابر با ۲/۵ درصد و برای سایر ساختمان‌ها ۲ درصد است. در قاب‌های دو، چهار و شش طبقه، اگرچه دررفت‌ها در حالت اولیه نیز از حد مجاز آیین‌نامه کم‌تر بودند، اما استفاده از میراگرها مقادیر حداکثر دررفت را به ترتیب به ۰/۵، ۰/۳ و ۰/۲٪ کاهش داده است که نشان‌دهنده بهبود چشمگیر در عملکرد لرزه‌ای و کاهش خسارات غیرسازه‌ای مورد انتظار است.

۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله به بررسی اثر اضافه کردن میراگر غلطکی بیضوی به قاب خمشی فولادی ویژه پرداخته شد. این میراگر به پای ستون‌های قاب‌های دو، چهار و شش طبقه دوبعدی در نرم‌افزار SAP2000 اضافه شد و پارامترهای لرزه‌ای قاب با تحلیل تاریخیچه زمانی سه رکورد زلزله بررسی شد. نتایج مهم این تحقیق به شرح زیر است:

۱- افزودن میراگر، سختی جانبی سیستم را کاهش داده و آن را انعطاف‌پذیرتر می‌کند. این امر منجر به افزایش زمان تناوب و دور شدن آن از فرکانس‌های غالب زلزله می‌شود که اولین گام در کاهش نیروی ورودی به سازه است.

۲- کاهش شدید برش پایه از ۳۷٪ کاهش برش پایه در قاب دو طبقه به ۶۲٪ در قاب شش طبقه (کاهش ضریب برش پایه به ترتیب به کم‌تر از ۰/۴، ۰/۲ و ۰/۱ در قاب‌های دو، چهار و شش طبقه) ناشی از اتلاف انرژی مؤثر در المان‌های بیضوی است. این المان‌ها بخش قابل‌توجهی از انرژی ورودی زلزله را قبل از



انتقال به قاب اصلی، از طریق تغییرشکل‌های پلاستیک مستهلک می‌کنند.

۳- کاهش قابل توجه نسبت دریافت در طبقه اول (به ترتیب به کم‌تر از ۰/۵، ۰/۳ و ۰/۱۵ درصد در قاب های دو، چهار و شش طبقه)، مؤید این است که میراگر توانسته است تغییرشکل‌ها را در تراز پایه متمرکز کند. عملکرد روان غلطک‌ها این امکان را فراهم می‌سازد که المان‌های بیضوی بدون قید و با حداقل اصطکاک تغییرشکل داده و از انتقال تغییر مکان به طبقات بالاتر جلوگیری نمایند.

۴- کاهش ناچیز شتاب بام نشان می‌دهد که اثر میراگر بیش‌تر بر کنترل جابه‌جایی‌ها و نیروها (که به آسیب سازه‌ای مرتبط هستند) متمرکز است تا بر پاسخ شتاب در درجات آزادی بالاتر.

۵- با در نظر گرفتن تمام متغیرهای بررسی شده، افزودن میراگر غلطکی بیضوی به قاب خمشی، رفتار آن را بهبود بخشیده و هرچه تعداد طبقات افزایش یابد، رفتار بهتری از خود نشان می‌دهد.

شایان ذکر است که در این پژوهش، تمرکز بر اثبات کارایی اولیه میراگر بیضوی از طریق مقایسه آن با یک قاب مبنای فاقد میراگر بوده است؛ لذا، ارزیابی عملکرد و مزیت نسبی آن در مقایسه با سایر میراگرهای متداول، به عنوان یک گام تحقیقاتی مهم، برای مطالعات آتی پیشنهاد می‌شود.

علاوه بر این، پیشنهاد می‌شود در تحقیقات آتی، تأثیر الگوهای مختلف توزیع میراگرها در ارتفاع سازه مورد مطالعه قرار گیرد تا بهینه‌ترین آرایش از منظر عملکرد لرزه‌ای و ملاحظات اقتصادی شناسایی شود. همچنین، برای تحقیقات آتی پیشنهاد می‌شود یک مدل عددی با جزئیات بیش‌تر از اتصال میراگر به فونداسیون توسعه داده شود تا اثرات پیچیده تماس، پدیده گپ و هوک و تأثیر تغییر نیروی محوری بر سختی مؤثر اتصال به‌طور دقیق‌تری بررسی شود. چنین تحقیقی می‌تواند به بهینه‌سازی طراحی جزئیات اتصال کمک شایانی نماید.

- [۱] وکیلی صادقی، ح.، فنائی، ن.، و لطیفی، م. (۱۴۰۳)، "مطالعه عددی پارامترهای مؤثر بر رفتار میراگر غلطکی بیضوی به منظور استفاده در جداساز لرزه‌ای"، مجله سازه و فولاد، شماره ۴۵، دوره ۱۸، ص. ۶۷-۸۰.
- [2] Lin, A.N., and Shenton III, H.W. (1992), "Seismic performance of fixed-base and base-isolated steel frames", *Journal of Engineering Mechanics*, 118(5), pp.921-941.
- [3] Hu, J.W. (2014), "Response of seismically isolated steel frame buildings with sustainable lead-rubber bearing (LRB) isolator devices subjected to near-fault (NF) ground motions", *Sustainability*, 7(1), pp.111-137.
- [4] Shakouri, A., Amiri, G.G., and Salehi, M. (2021), "Effects of ductility and connection design on seismic responses of base-isolated steel moment-resisting frames", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 143, p.106647.
- [5] Panagiotou, M., Shepherd, S., Mokha, A., Hudson, M., Acero, G., Karns, J., Canney, N., Briceno, C., Garcia, V., and Gilani, A. (2023), "Seismic performance and resilience comparison of a fixed-base versus base-isolated design of a six-story steel frame building at a near-Fault site in Los Angeles", In *World Conference on Seismic Isolation*, pp.572-586.
- [6] Ebadi Jamkhaneh, M., Ebrahimi, A.H., and Shokri Amiri, M. (2019), "Experimental and numerical investigation of steel moment resisting frame with U-shaped metallic yielding damper", *International Journal of Steel Structures*, 19(3), pp.806-818.
- [7] Manchalwar, A., and Bakre, S.V. (2020), "Seismic performance of structure with isolated foundation using u-shape steel damper as an isolator", *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 57(2), pp.170-177.
- [8] Vamshisheela, S., and Manchalwar, A. (2021), "Isolating system using U Shaped steel damper", In *E3S Web of Conferences*, 309, p.01136.
- [9] Gaikwad, S., Satarkar, P.R., and Manchalwar, A. (2023), "Seismic analysis of five-storied building using U-shaped hybrid isolator and lead rubber bearing isolator", In *International Conference on Interdisciplinary Approaches in Civil Engineering for Sustainable Development*, pp.477-485.
- [۱۰] مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، (ویرایش ۱۴۰۱)، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان.
- [۱۱] استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۴)، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (ویرایش چهارم)، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی.
- [۱۲] مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۸)، بارهای وارد بر ساختمان، دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان.
- [13] Vakili Sadeghi, H., Fanaie, N., and Latifi, M. (2025), "Experimental and numerical study of an elliptical

بهبود عملکرد اتصالات فولادی تیر به ستون جعبه‌ای با استفاده از میراگر شکاف‌دار

بابک دیزنگیان^{۱*}، راضیه دادگر^۲

۱- استادیار، دانشکده مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ولایت، ایرانشهر

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران-سازه، دانشکده مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ولایت، ایرانشهر

*سیستان و بلوچستان، صندوق پستی ۹۹۱۱۱۳۱۳۱۱، b.dizangian@velayat.ac.ir

چکیده

با توجه به ضرورت کاهش خسارات ناشی از زلزله در سازه‌های فولادی، بهره‌گیری از میراگرهای غیرفعال، به‌ویژه میراگرهای شکاف‌دار، به‌عنوان رویکردی کارآمد در استهلاک انرژی لرزه‌ای مورد توجه قرار گرفته است. پژوهش حاضر با هدف ارتقای عملکرد اتصالات جوشی تیر به ستون جعبه‌ای، به بررسی تأثیر به‌کارگیری میراگرهای شکاف‌دار اشکل پرداخته است. بدین منظور، ۱۱ مدل اتصال شامل نمونه‌های فاقد میراگر و مجهز به میراگر، با استفاده از روش اجزای محدود در نرم‌افزار آباکوس و تحت بارگذاری چرخه‌ای تحلیل شدند. یافته‌ها نشان داد تمرکز تغییرشکل‌های غیرالاستیک در ناحیه میراگر، موجب کاهش قابل‌ملاحظه تنش و کرنش پلاستیک در اعضای اصلی سازه و جلوگیری از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر می‌شود. بررسی مشخصه‌های هندسی میراگر حاکی از آن است که شکل شکاف و طول میراگر، نقش کلیدی در رفتار اتصال دارند؛ به‌طوری‌که مدل دارای شکاف‌های لوزی بیش‌ترین ظرفیت خمشی و سختی اولیه را ارائه داد. همچنین، افزایش طول میراگر ضمن بهبود عملکرد خمشی، سبب انتقال تنش‌های بیش‌تر به ستون و در نتیجه افزایش احتمال آسیب‌پذیری آن شد. در مجموع، میراگرهای شکاف‌دار اشکل می‌توانند به‌عنوان گزینه‌ای مؤثر، اقتصادی و قابل‌تعویض برای بهبود عملکرد اتصالات سازه‌های فولادی معرفی شوند.

واژگان کلیدی

اتصالات جوشی تیر به ستون جعبه‌ای، سازه‌های فولادی، میراگر شکاف‌دار، روش اجزای محدود، آباکوس

Improvement of Steel Beam-to-Box Column Connections Performance Using Slit Damper

B. Dizangian, R. Dadgar

Abstract

Given the necessity of reducing earthquake-induced damages in steel structures, the use of passive dampers, particularly slit dampers, has been recognized as an effective approach for seismic energy dissipation. The present study aims to enhance the performance of welded beam-to-box column connections by investigating the effect of employing I-shaped slit dampers. For this purpose, 11 connection models, including both bare and damper-equipped specimens, were analyzed under cyclic loading using the finite element method in ABAQUS software. The results indicated that concentrating inelastic deformations in the damper region significantly reduced stress and plastic strain in the main structural components and prevented the formation of plastic hinges in the beam. Examination of the damper's geometric characteristics revealed that slit shape and damper length play a crucial role in connection behavior; in particular, the diamond-shaped slit model exhibited the highest flexural capacity and initial stiffness. Moreover, increasing the damper length improved flexural performance but transferred higher stresses to the column, thereby raising its vulnerability. Overall, I-shaped slit dampers can be introduced as an effective, economical, and replaceable option for improving the performance of steel structure connections.

Keywords

Welded Beam-to-Box Column Connections, Steel Structures, Slit Damper, Finite Element Method, ABAQUS

۱- مقدمه

زلزله مخرب نورثریج^۱ در سال ۱۹۹۴ آسیب‌پذیری قابل‌توجهی را در اتصالات خمشی جوشی تیر به ستون آشکار ساخت. شکست‌های ترد مشاهده‌شده در این اتصالات موجب کاهش ظرفیت باربری، افزایش تغییرشکل‌های غیرالاستیک و در برخی موارد فروریزش موضعی یا کلی سازه شد. در پی این رخدادها، آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های طراحی مورد بازنگری قرار گرفت و رویکردهای نوینی با هدف ارتقای شکل‌پذیری و افزایش ظرفیت جذب انرژی در ناحیه اتصال معرفی شد [۱].

انگلهارت^۲ و سابول^۳ (۱۹۹۸)، تقویت اتصالات با ورق‌های پوششی را به‌عنوان روشی برای بهبود عملکرد چرخه‌ای پیشنهاد کردند [۲]. همچنین، انگلهارت و همکاران (۱۹۹۸)، اتصال با مقطع کاهش‌یافته تیر^۴ (RBS) را ارائه کردند تا ناحیه تسلیم به فاصله‌ای دورتر از وجه ستون منتقل شده و عملکرد لرزه‌ای اتصال بهبود یابد [۳]. در ادامه، میرقادی و همکاران (۲۰۱۰)، اتصال تیر با جان موج‌دار^۵ (AW-RBS) را معرفی کردند که علاوه بر ارائه عملکرد لرزه‌ای رضایت‌بخش، موجب کاهش تمرکز تنش در اتصالات RBS معمولی می‌شود [۴].

در ادامه توسعه سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله، ستون‌های جعبه‌ای فولادی جوش‌شده با مقاطع مستطیلی یا مربعی به دلیل مقاومت خمشی دومحوره بالا، به‌طور گسترده در سازه‌های بلندمرتبه و ساختمان‌های واقع در مناطق با خطر لرزه‌ای زیاد به‌کار گرفته شده‌اند. با این حال، مطالعات تجربی درباره رفتار اتصالات تیر به این نوع ستون‌ها همچنان محدود است. در این اتصالات ضعف در انتقال لنگر و تمرکز کرنش در نواحی جوش می‌تواند منجر به شکست ترد شود [۵]. به‌منظور کاهش این آسیب‌پذیری، چو^۶ و وو^۷ (۲۰۰۷)، اتصال جدیدی با ورق‌های بال کاهش‌یافته معرفی کردند که با کاهش نیاز به جوشکاری مستقیم در نواحی بحرانی و جلوگیری از کمانش موضعی تیر، عملکرد لرزه‌ای مناسبی ارائه می‌دهد [۶].

با وجود تلاش‌های صورت‌گرفته برای ارتقای عملکرد لرزه‌ای اتصالات، کنترل محل تمرکز تغییرشکل‌های غیرالاستیک همچنان یکی از چالش‌های اصلی در طراحی سازه‌ها محسوب می‌شود. هدف اصلی تمامی راهکارهای ارائه‌شده، کاهش کرنش در ناحیه

بحرانی جوش و هدایت تغییرشکل‌های پلاستیک به مناطقی دورتر از وجه ستون است؛ مناطقی که معمولاً شامل بخش‌هایی کنترل‌شده از تیر یا اجزای ثانویه مانند ورق‌های بال کاهش‌یافته می‌شوند. با این حال، در بسیاری از طرح‌ها نظیر اتصالات با مقطع کاهش‌یافته یا انواع تقویت‌شده، تمرکز تغییرشکل‌ها به تیر منتقل می‌شود که می‌تواند منجر به آسیب‌هایی نظیر کمانش موضعی، تغییرشکل‌های ماندگار یا تخریب اجزایی مانند دال‌های کف شود. این آسیب‌ها نه تنها عملکرد لرزه‌ای سازه را کاهش می‌دهند، بلکه هزینه و پیچیدگی تعمیرات پس از زلزله را نیز افزایش می‌دهند [۷].

در سالیان اخیر، استفاده از سیستم‌های اتلاف انرژی غیرفعال به‌عنوان راهکاری مکمل یا جایگزین در بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها مورد توجه قرار گرفته است. این سیستم‌ها با افزودن تجهیزات میراگر به سازه، بخشی از انرژی زلزله را مستهلک کرده و پاسخ لرزه‌ای سازه را کاهش می‌دهند. در میان انواع سیستم‌های اتلاف انرژی، میراگرهای شکاف‌دار به دلیل عملکرد مناسب، حلقه‌های هیستریزیس^۸ پایدار و ظرفیت جذب انرژی بالا، به‌عنوان یکی از گزینه‌های مؤثر شناخته می‌شوند [۸].

با توجه به کاربرد گسترده ستون‌های جعبه‌ای در قاب‌های خمشی و چالش‌هایی نظیر خطر شکست ترد در اتصال تیر به این ستون‌ها، بهره‌گیری از سامانه‌های اتلاف انرژی می‌تواند رویکردی مؤثر برای ارتقای عملکرد این اتصالات باشد.

نواوری‌های پژوهش حاضر شامل استفاده از میراگرهای شکاف‌دار^۹ در اتصالات خمشی جوشی تیر به ستون جعبه‌ای، بررسی تأثیر ویژگی‌های هندسی میراگر مانند شکل شکاف‌ها و طول میراگر و ارزیابی عملکرد سیستم پیشنهادی از طریق مقایسه با دو نوع متداول از اتصالات خمشی جوشی فاقد میراگر است که تاکنون در اتصالات به ستون‌های جعبه‌ای به این شکل بررسی نشده بود. در مقایسه با مطالعات پیشین که عمدتاً بر اتصالات تیر به ستون‌های H شکل تمرکز داشته‌اند، پژوهش حاضر نشان می‌دهد که تعبیه میراگرهای شکاف‌دار در ناحیه اتصال تیر به ستون‌های جعبه‌ای، می‌تواند با کاهش تمرکز کرنش عملکرد این نوع اتصال را ارتقا دهد. جهت بررسی عملکرد این نوع سیستم میراگر در اتصال یادشده، از مدل‌سازی اجزای محدود^{۱۰} در محیط نرم‌افزار آباکوس^{۱۱} استفاده شد.

⁷ Wu

⁸ Hysteresis

⁹ I-Shaped Slit Damper

¹⁰ Finite Element Method

¹¹ Abaqus

¹ Northridge

² Engelhardt

³ Sabol

⁴ Reduced Beam Section

⁵ Accordion-Web RBS

⁶ Chou



۲- مشخصات مدل‌ها و روش تحلیل

۲-۱- مبانی و عملکرد لرزه‌ای میراگر شکاف‌دار

در هنگام وقوع زمین‌لرزه، بخش عمده‌ای از انرژی ورودی سازه با ایجاد تخریب‌های موضعی و مفاصل پلاستیک در اعضای باربر جانبی مستهلک می‌شود. در صورت عدم کنترل این فرآیند، تمرکز تغییرشکل‌های غیرالاستیک می‌تواند به افت ظرفیت اجزای اصلی و حتی فروریزش سازه منجر شود. برای کنترل این پدیده، سامانه‌های اتلاف انرژی غیرفعال به‌کار می‌روند که با افزایش میرایی مؤثر و در برخی موارد ارتقای سختی، جابه‌جایی نسبی طبقات را کاهش داده و تغییرشکل‌های پلاستیک را به اعضای ثانویه قابل تعویض هدایت می‌کنند.

یکی از مکانیزم‌های مؤثر در استهلاک انرژی زلزله، استفاده از تغییرشکل غیرالاستیک فلزات است که مبانی عملکرد میراگرهای جاری‌شونده فلزی محسوب می‌شود. این میراگرها به دلیل سادگی ساخت، هزینه پایین، قابلیت جایگزینی و پایداری حلقه‌های هیستریزس گزینه‌ای کارآمد هستند [۸]. **روستا و همکاران** (۲۰۲۳)، با مقایسه عملکرد چرخه‌ای انواع میراگرهای جاری‌شونده فلزی، نشان دادند که میراگرهای شکاف‌دار بیش‌ترین ظرفیت خمشی و پایداری‌ترین میرایی مؤثر را ارائه می‌دهند [۹].

در این میراگرها، تمرکز تنش در اطراف شکاف‌ها موجب تسلیم کنترل‌شده فلز و استهلاک انرژی در ناحیه‌ای محدود می‌شود. عملکرد موفق میراگرهای شکاف‌دار در کاهش ارتعاشات و کنترل آسیب‌های سازه‌ای در مطالعه **اوه^۱ و همکاران** (۲۰۰۹)، به‌خوبی نشان داده شد. نتایج این پژوهش بیانگر تمرکز تغییرشکل‌های غیرالاستیک در ناحیه میراگر و بهبود رفتار چرخه‌ای اتصال همراه با ظرفیت بالای جذب انرژی بود. همچنین طراحی مناسب میراگرها می‌تواند از بروز رفتار غیرالاستیک در تیر و ستون جلوگیری کند [۱۰]. در همین راستا، **اکبری‌لو و همکاران** (۲۰۱۸)، اتصال مجهز به میراگر شکاف‌دار با مقطع

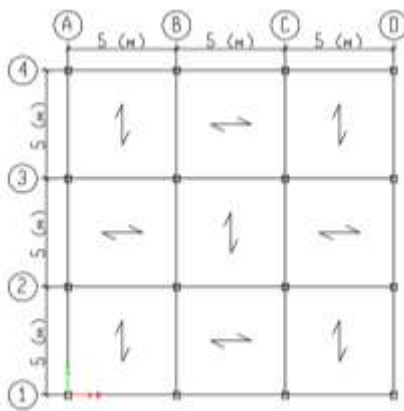
اشکل ارائه کردند که عملکرد خمشی آن نسبت به نمونه‌های رایج بهبود یافته است [۱۱]. در میراگرهای شکاف‌دار، مشخصه‌های هندسی نقش تعیین‌کننده‌ای در رفتار لرزه‌ای میراگر ایفا می‌کنند؛ به‌گونه‌ای که در صورت رعایت محدودیت‌های مشخص هندسی، این میراگرها قادر خواهند بود به عملکرد مطلوب، به‌ویژه شکل‌پذیری مناسب و سختی کافی دست یابند [۱۲ و ۱۳].

در سال‌های اخیر، تلاش‌های متعددی برای ارتقای عملکرد این میراگرها صورت گرفته و گونه‌های متنوعی برای سازه‌های

فولادی معرفی شده‌اند. **پارک^۲** و **اوه** (۲۰۲۰)، اتصال مجهز به میراگر افقی T شکل را توسعه دادند که نتایج آزمایش‌های چرخه‌ای، تمرکز کامل تغییرشکل‌ها در میراگر و بهبود رفتار چرخه‌ای اتصال را نشان داد [۱۴]. **کمال و همکاران** نیز (۲۰۲۳)، گزارش کردند که میراگر شکاف‌دار جانبی می‌تواند استحکام و شکل‌پذیری اتصال را نسبت به مدل افقی T شکل افزایش دهد [۱۵]. بر این اساس، در پژوهش حاضر از میراگرهای شکاف‌دار اشکل برای ایجاد اتصال غیرمستقیم تیر به ستون جعبه‌ای استفاده شده است تا محل تسلیم به ناحیه‌ای کنترل‌شده منتقل و نیازهای کرنشی در اعضای اصلی سازه محدود شود.

۲-۲- مشخصات اتصالات

به‌منظور مدل‌سازی اتصالات، ابتدا یک قاب خمشی فولادی ویژه مطابق با الزامات AISC 360-22، AISC 341-22 و استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) طراحی شد [۱۶-۱۸]. در این سازه تیرها با مقطع اشکل و ستون‌ها با مقطع جعبه‌ای، هر دو از ورق‌های فولادی ساخته شدند. در فرآیند طراحی، کلیه ضوابط قاب‌های خمشی ویژه شامل کنترل فشردگی لرزه‌ای مقاطع، ستون قوی-تیر ضعیف، مقاومت چشمه اتصال، تأمین ورق‌های پیوستگی و مهارهای جانبی-پیچشی رعایت شد. نمای پلان طبقات این سازه در شکل (۱) ارائه شده است.



شکل ۱- پلان طبقات در سازه طراحی شده

پس از طراحی قاب، یک اتصال تیر به ستون گوشه از طبقه دوم به‌عنوان مدل مرجع انتخاب شد. موقعیت مدل مرجع در نمای جانبی قاب و جزئیات مقاطع تیر و ستون در اتصال مورد نظر در شکل‌های (۲-الف) و (۲-ب) نمایش داده شده است. تمامی مدل‌های این پژوهش شامل نمونه‌های مجهز به میراگر شکاف‌دار و نمونه‌های مرسوم فاقد میراگر، بر اساس این مدل مرجع توسعه یافته‌اند تا شرایط یکسان تیر و ستون در تمامی مدل‌ها حفظ شود.

² Park

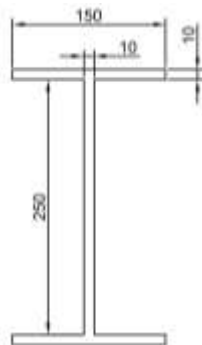
¹ Oh



جدول ۱- مشخصات کلی مدل‌های مورد بررسی

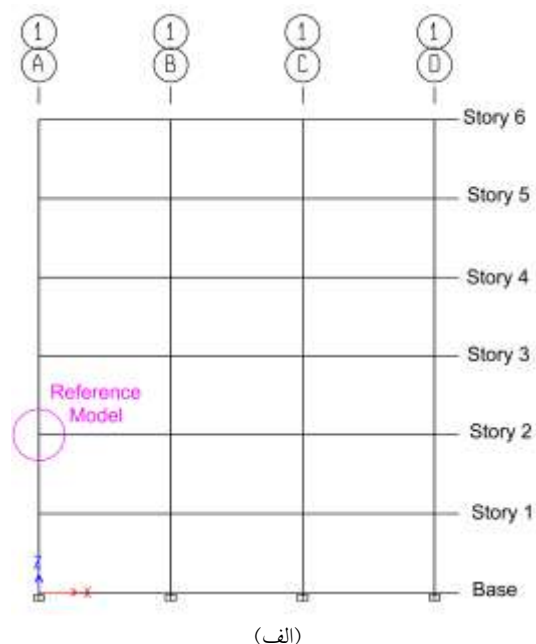
نام مدل	موقعیت شکاف‌ها	شکل شکاف‌ها	طول میراگر (cm)
WUF-W	-	-	-
RBS	-	-	-
ISD-W	جان	مستطیل افقی	۴۰
ISD-F	بال	مستطیل افقی	۴۰
ISD-W-VRect	جان	مستطیل عمودی	۴۰
ISD-W-Elps	جان	بیضی عمودی	۴۰
ISD-W-Cir	جان	دایره‌ای	۴۰
ISD-W-Dmnd	جان	لوزی	۴۰
ISD-W-L25	جان	مستطیل افقی	۲۵
ISD-W-L55	جان	مستطیل افقی	۵۵
ISD-W-L70	جان	مستطیل افقی	۷۰

در تمامی مدل‌ها، علاوه بر مقاطع تیر و ستون، ورق‌های پیوستگی (با ضخامت ۱۵ میلی‌متر) نیز یکسان در نظر گرفته شدند و تمام اجزا با اتصالات جوشی مدل‌سازی شدند. لازم به ذکر است که در تمامی مدل‌های دارای میراگر، مقطع عرضی میراگر مطابق شکل (۳) ثابت و یکسان در نظر گرفته شد. در این شکل مقادیر بر حسب میلی‌متر ارائه شده‌اند.

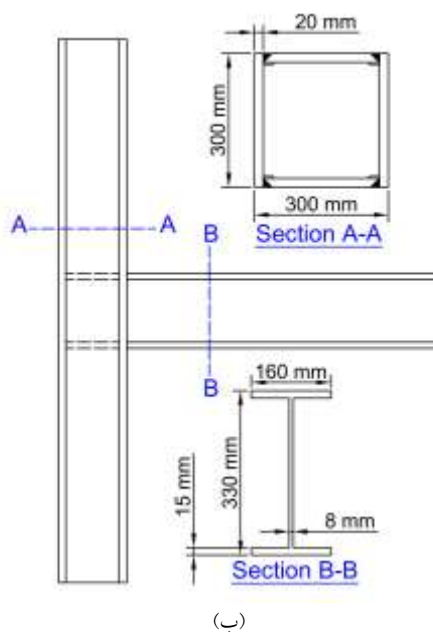


شکل ۳- مقطع عرضی میراگرهای اشکل

مدل‌ها در دو گروه اصلی طراحی شدند. گروه نخست شامل دو مدل فاقد میراگر است که به ترتیب بیانگر اتصالات خمشی تقویت‌نشده جوشی^۱ (WUF-W) و تیر با مقطع کاهش‌یافته (RBS) بوده و به منظور مقایسه عملکرد اتصالات متداول با اتصالات مجهز به میراگر در تحلیل‌ها لحاظ شدند. جزئیات هندسی این مدل‌ها در شکل (۴) ارائه شده و مقادیر بر حسب میلی‌متر هستند.



(الف)

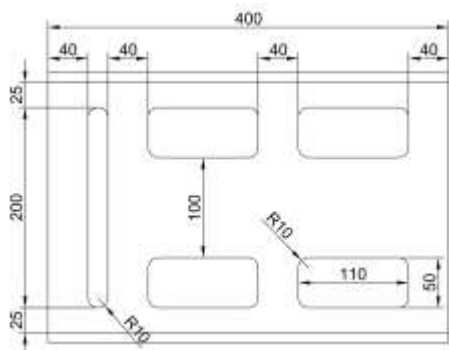


شکل ۲- جزئیات مدل مرجع، الف) موقعیت اتصال در نمای جانبی قاب، ب) ابعاد مقاطع تیر و ستون در اتصال

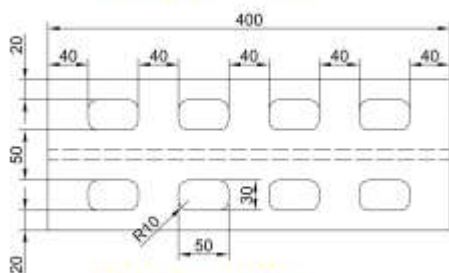
به منظور ارزیابی اثر میراگرهای شکاف‌دار بر عملکرد خمشی و لرزه‌ای اتصالات جوشی تیر به ستون‌های جعبه‌ای، مجموعه‌ای شامل ۱۱ مدل عددی توسعه یافت. مشخصات کلی این مدل‌ها در جدول (۱) ارائه شده است.

^۱ Welded Unreinforced Flange-Welded web

بعدي پژوهش ارائه خواهند شد، حاكي از عملکرد بهتر موقعيت شكاف در جان مقطع مي‌راگر است؛ بنا بر اين اين پيكربندي به عنوان پايه طراحی مراحل بعد انتخاب شد.



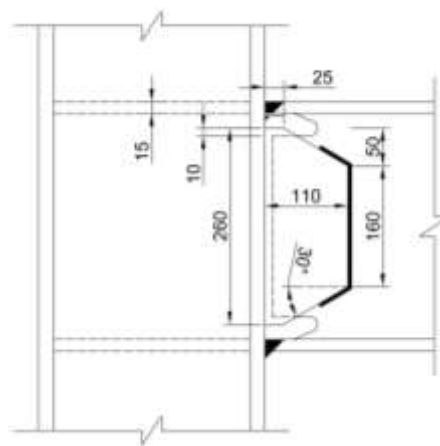
Model Name : ISD-W



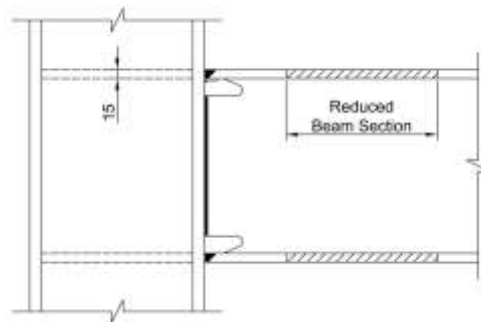
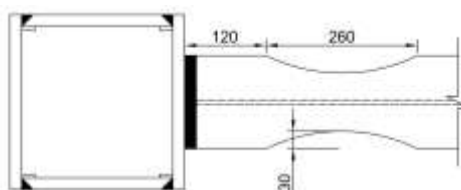
Model Name : ISD-F

شکل ۵- جزئیات هندسی می‌راگر در مدل‌های با موقعیت متفاوت شكاف‌ها

در گام دوم، چهار مدل با اشکال مختلف شكاف شامل مستطیلی عمودی، دایره‌ای، بیضوی و لوزی به منظور بررسی اثر شکل شكاف بر عملکرد خمشی و لرزه‌ای اتصال طراحی شدند. در گام سوم نیز سه مدل با طول‌های مختلف می‌راگر (۲۵، ۵۵ و ۷۰ سانتی‌متر) برای مطالعه اثر طول می‌راگر بر پاسخ اتصال مورد تحلیل قرار گرفتند. شکل (۶) جزئیات هندسی می‌راگرها با شکل‌های متفاوت شكاف و طول‌های مختلف می‌راگر را نشان می‌دهد؛ تمام اندازه‌ها در شکل بر حسب میلی‌متر بیان شده‌اند. موقعیت قرارگیری و جزئیات جوشکاری می‌راگر به تیر و ستون برای دو نمونه منتخب در شکل (۷) ارائه شده است.



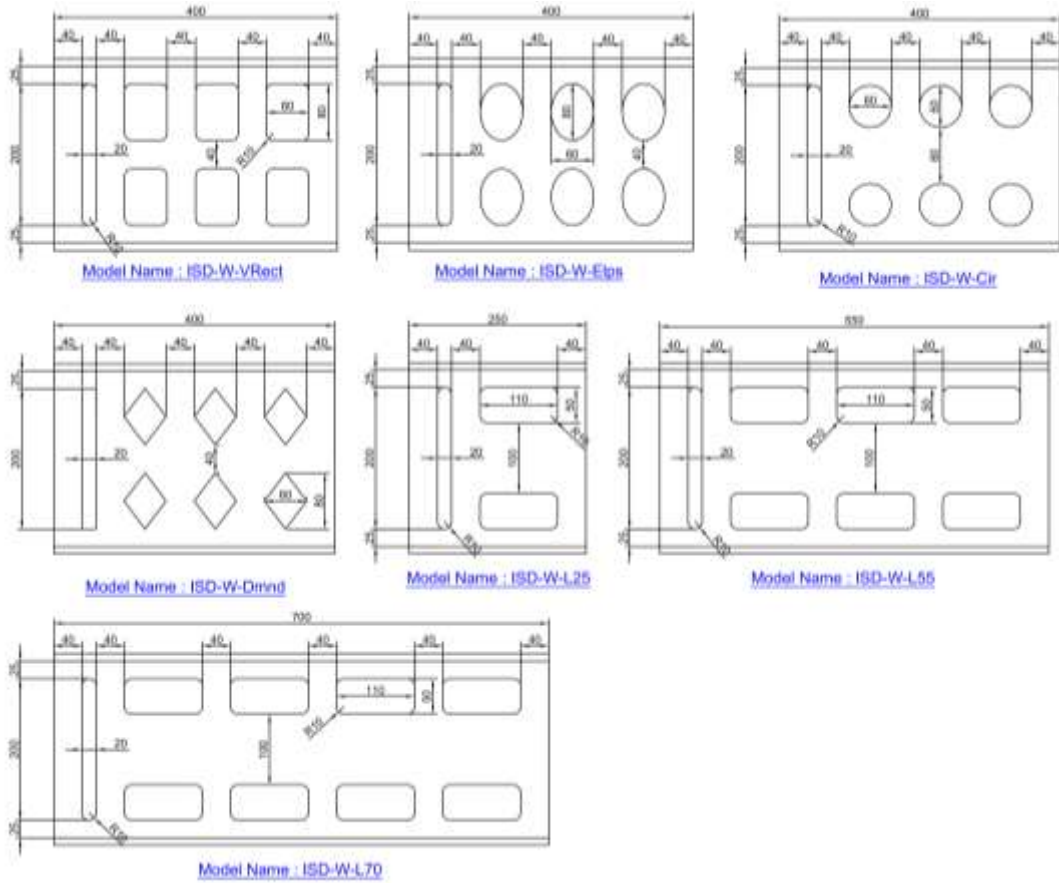
(الف)



(ب)

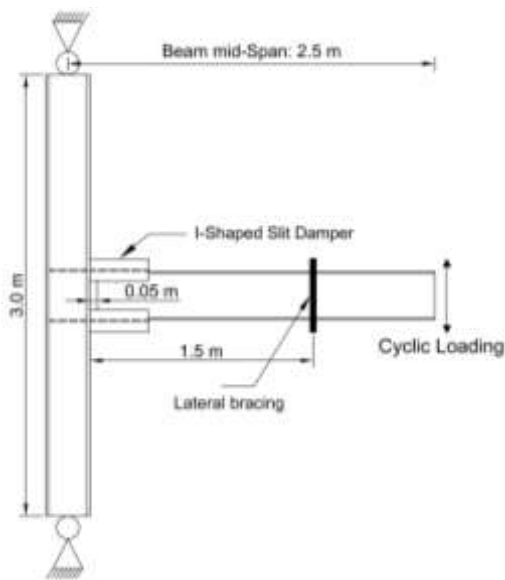
شکل ۴- جزئیات هندسی اتصالات فاقد می‌راگر، الف) WUF-W ب) RBS

گروه دوم شامل مدل‌های مجهز به می‌راگر شكاف‌دار اشکال است که اتصال غیرمستقیم تیر به ستون را فراهم می‌کنند. توسعه این مدل‌ها در سه گام متوالی انجام شد؛ ابتدا دو مدل با شكاف در جان یا بال مقطع می‌راگر طراحی و مقایسه شدند. جزئیات هندسی این دو مدل در شکل (۵) ارائه شده است؛ تمامی ابعاد بر حسب میلی‌متر نمایش داده شده‌اند. نتایجی که در بخش‌های

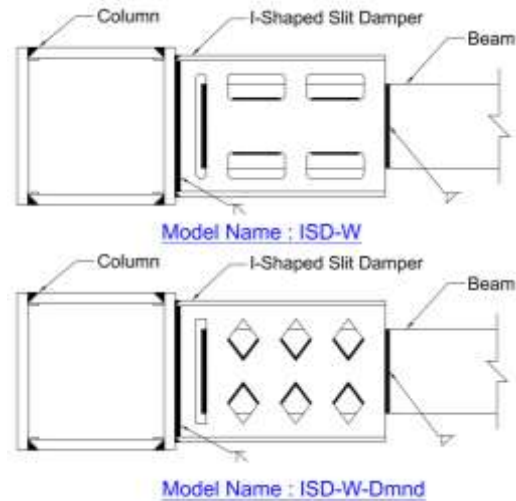


شکل ۶- جزئیات هندسی میراگر در مدل‌های با شکل متفاوت شکاف و طول‌های مختلف میراگر

جزئیات شرایط مرزی و نحوه اعمال بارگذاری برای اتصالات مجهز به میراگر در شکل (۸) نشان داده شده است.



شکل ۸- شرایط مرزی اتصالات مجهز به میراگر



شکل ۷- جزئیات نحوه جوشکاری میراگر به اعضای اصلی

در تمامی مدل‌ها، دو انتهای ستون به صورت مفصلی مدل‌سازی شده و بارگذاری به صورت اعمال تغییر مکان‌های تناوبی به وسط دهانه تیر انجام گرفته است. این روش بارگذاری امکان ارزیابی دقیق رفتار چرخه‌ای اتصال را فراهم می‌سازد.

برای اتصالات فاقد میراگر نیز شرایط مرزی مشابه اتصالات دارای میراگر در نظر گرفته شد؛ با این تفاوت که مطابق الزامات آیین‌نامه AISC، به‌منظور جلوگیری از کماتش جانبی-پیچشی تیرها، علاوه بر مهار جانبی در فاصله ۱/۵ متری از وجه ستون، یک مهار جانبی اضافی در فاصله‌های ۰/۴۵ متر و ۰/۵ متری از وجه ستون به‌ترتیب برای مدل‌های WUF-W و RBS پیش‌بینی شد [۱۹]. این مهارهای اضافی با هدف کنترل تغییرشکل‌های موضعی و جلوگیری از ناپایداری تیر در ناحیه مفصل پلاستیک تعبیه شدند.

۲-۳- مدل‌سازی اجزای محدود

برای شبیه‌سازی اجزای محدود، از نرم‌افزار آباکوس به‌عنوان یکی از ابزارهای قدرتمند در تحلیل‌های غیرخطی هندسی و مصالح استفاده شد. رویکردی که پیش‌تر نیز توسط فر-فونن‌مایور^۱ و ویلاوبا مورالس^۲ در مطالعه میراگرهای شکاف‌دار به‌کار گرفته شده بود [۲۰]. تمامی تحلیل‌ها به‌صورت دینامیکی غیرخطی انجام گرفت تا امکان بررسی پدیده‌هایی نظیر کماتش، رفتار پلاستیک، و ناپایداری موضعی تحت بارگذاری چرخه‌ای فراهم شود. در تمام مدل‌ها از المان‌های پوسته خطی چهار گره‌ای با انتگرال کاهش‌یافته (S4R) استفاده شد. این نوع المان‌ها به‌دلیل توانایی بالای آن‌ها در مدل‌سازی رفتار خمشی و کاهش زمان تحلیل انتخاب شدند.

فولاد مورد استفاده در تمامی مدل‌ها از نوع ST37 بوده و خواص مکانیکی آن مطابق داده‌های صناعی‌نیا و همکاران در مدل‌سازی اعمال شده است. وزن مخصوص فولاد برابر ۷۸۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب، مدول الاستیسیته برابر با ۲۰۱ گیگاپاسکال و ضریب پواسون برابر ۰/۳ در نظر گرفته شده است [۲۱]. مشخصات کامل مصالح در جدول (۲) ارائه شده است.

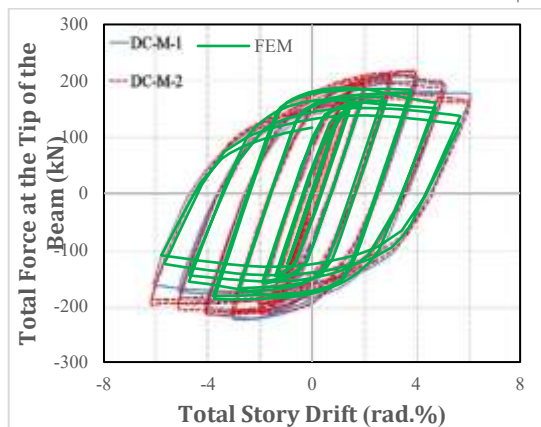
جدول ۲- مشخصات مکانیکی مصالح فولادی [۲۱]

عضو	ضخامت ورق (mm)	تنش تسلیم (MPa)	تنش کششی نهایی (MPa)	کرنش شکست (%)
بال تیر	۱۵	۲۵۲	۳۹۹/۶	۳۰/۸
جان تیر و ورق برشی	۸	۳۵۱	۴۸۲/۵	۲۷/۵
ورق‌های ستون	۲۰	۲۵۲/۹	۳۶۴/۳	۳۵
ورق‌های پیوستگی	۱۵	۲۵۲/۵	۳۱۲/۶	۳۲/۳
ورق‌های میراگر	۱۰	۲۵۲	۳۹۹/۶	۳۰/۸

در مدل‌سازی اجزای محدود، رفتار مصالح فولادی به‌صورت الاستو-پلاستیک با سخت‌شوندگی ایزوتروپیک تعریف شدند. در سخت‌شوندگی ایزوتروپیک، سطح جاری‌شدن، بدون تغییرشکل در تمام جهات گسترده یا جمع شده و تغییری در شکل و مرکز آن به‌وجود نمی‌آید. به طوری که تنش تسلیم در تمام جهات تنش با وقوع کرنش پلاستیک افزایش (یا کاهش) می‌یابد [۲۲].

در مدل عددی، جوش‌های تیر به ستون جعبه‌ای به‌صورت المان‌های جداگانه مدل‌سازی نشده و تنها از طریق قید قوی (tie) معرفی شدند تا انتقال نیرو بین تیر و ستون به‌شیوه‌ای مناسب در تحلیل اجزای محدود صورت پذیرد. این قید، دو سطح مجزا را به‌گونه‌ای به هم متصل می‌کند که هیچ حرکت نسبی میان آن‌ها وجود نداشته باشد [۲۲]. در محل جوش‌های میراگر به بال‌های تیر و ستون جعبه‌ای نیز از قید قوی (tie) استفاده شده است تا پیوستگی کامل بین سطوح تماس برقرار شود.

به‌منظور صحت‌سنجی روش مدل‌سازی، اتصال WUF-W به ستون جعبه‌ای تحت شرایط هندسی و بارگذاری آزمایش نمونه DC-M-1 از مطالعه صناعی‌نیا و همکاران شبیه‌سازی شد [۲۱]. مقایسه منحنی نیرو-دوران تحلیل اجزای محدود با نتایج آزمایشگاهی این نمونه، مطابق شکل (۹) همپوشانی مناسبی را نشان داد و تأیید کرد که استفاده از المان‌های S4R در کنار تحلیل دینامیکی غیرخطی، دقت مناسبی در پیش‌بینی پاسخ واقعی اتصال فراهم کرده و در عین حال موجب بهینه‌سازی زمان تحلیل می‌شود.



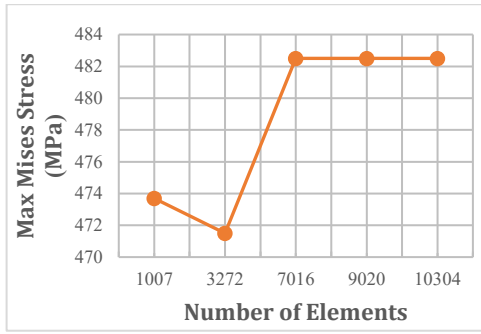
شکل ۹- مقایسه نمودار نیرو-دوران مدل اجزای محدود با نمودار آزمایشگاهی نمونه DC-M-1 [۲۱]

پس از اطمینان از صحت روش اجزای محدود، شبیه‌سازی‌ها بر روی مجموعه‌ای از ۱۱ مدل اتصال انجام گرفت. برای ارزیابی عملکرد چرخه‌ای مدل‌ها تحت اثر بارهای لرزه‌ای، از تاریخچه

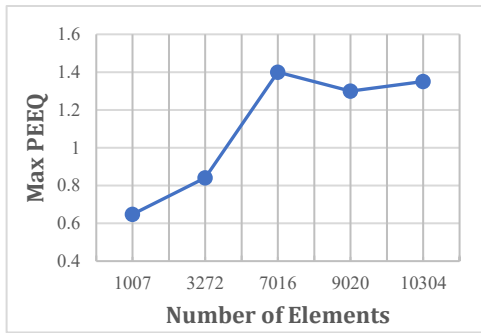
¹ Ferrer-Fuenmayor

² Villalba Morales





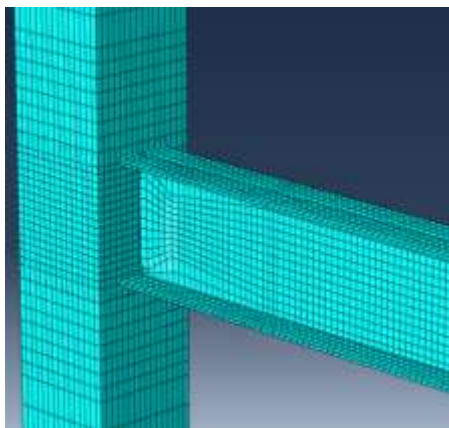
(الف)



(ب)

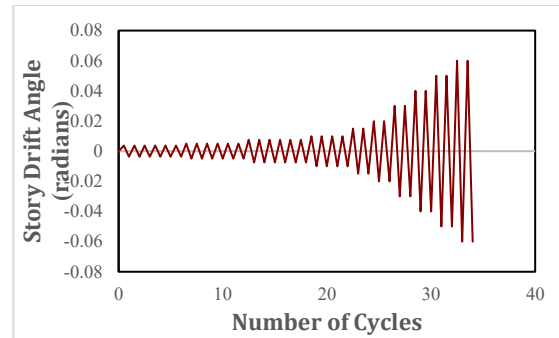
شکل ۱۱- نمودارهای همگرایی مش بندی اتصال WUF-W بر حسب تعداد المان‌ها، الف) تنش فون میسز ب) کرنش پلاستیک معادل

مش بندی اتصال WUF-W با تعداد ۷۰۱۶ المان S4R در شکل (۱۲) نشان داده شده است. در نهایت، الگوی مش بندی مشابهی برای سایر مدل‌ها طبق شکل (۱۳) استفاده شده است. شایان ذکر است که در نرم‌افزار آباکوس برای این نوع المان‌ها ضخامت مشخصی تعریف شده است؛ ضخامت المان‌های پوسته در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) به صورت حجمی قابل مشاهده است.



شکل ۱۲- مش بندی اتصال WUF-W

بارگذاری چرخه‌ای مطابق با FEMA-350 استفاده شد [۷]. تاریخچه بارگذاری به صورت کنترل شده و بر اساس جابه‌جایی در نقطه میانی دهانه تیر اعمال شد. نمودار تاریخچه بارگذاری در شکل (۱۰) نشان داده شده است.



شکل ۱۰- تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای [۷]

مطابق آیین‌نامه FEMA-350، اتصالات در قاب‌های خمشی ویژه باید قادر باشند حداقل دوران ۰/۰۴ رادیان (زاویه دوران کاهش مقاومت) را بدون افت قابل توجه مقاومت تحمل نمایند. همچنین، حداکثر دوران مجاز برای ارزیابی عملکرد این اتصالات ۰/۰۶ رادیان (زاویه دوران نهایی) در نظر گرفته می‌شود. زاویه دوران کاهش مقاومت به زاویه‌ای اطلاق می‌شود که در آن مقاومت اتصال به کم‌تر از ظرفیت پلاستیکی اسمی کاهش می‌یابد یا شکست اتصال رخ می‌دهد (هرکدام که زودتر اتفاق بیفتد)، درحالی‌که زاویه دوران نهایی، نشان‌دهنده حدی است که در آن آسیب اتصال به قدری شدید است که پایداری تحت بارهای ثقلی نامشخص است [۷].

همچنین بر اساس آیین‌نامه AISC 341، برای اطمینان از رفتار چرخه‌ای مناسب اتصال، لنگر در دوران ۰/۰۴ رادیان باید حداقل به میزان ۸۰٪ لنگر پلاستیک تیر (۰.۸M_p) باشد [۱۷]. مقدار M_p با توجه به مقطع یکسان تیرها، از رابطه (۱) محاسبه شده است.

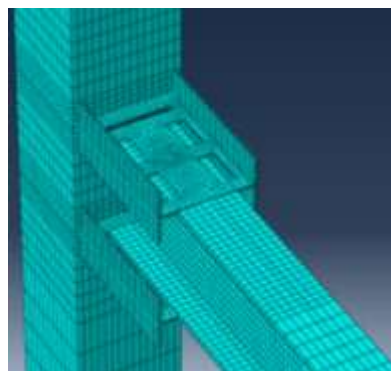
$$M_p = ZF_y = 224.64 \text{ kN.m} \quad (1)$$

به منظور تعیین اندازه مناسب مش بندی، تحلیل همگرایی مش بندی برای اتصال WUF-W به عنوان نمونه‌ای از مدل‌های این تحقیق انجام گرفت. پاسخ‌های کلیدی مانند تنش فون میسز^۱ و کرنش پلاستیک معادل^۲ بر حسب تعداد المان‌ها مقایسه شدند و نمودار نتایج در شکل (۱۱) ارائه شده است. نتایج نشان داد با افزایش تعداد المان‌ها دقت مدل بهبود می‌یابد و پس از حدود ۷۰۱۶ المان، تغییرات نتایج ناچیز بوده و این تعداد به عنوان مش بهینه انتخاب شد.

¹ Von-Mises Strees

² Equivalent Plastic Strain

به منظور ارزیابی عملکرد اتصالات و شناسایی نواحی بحرانی، توزیع تنش فون میسز و کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) پس از پایان بارگذاری در دوران ۰/۰۶ مطابق شکل‌های (۱۶) الی (۱۹) مورد بررسی قرار گرفت. تنش فون میسز که مقادیر آن در شکل‌های (۱۶) و (۱۷) بر حسب نیوتن بر مترمربع نشان داده شده است، الگوی انتقال نیرو و نقاط تمرکز تنش در ناحیه اتصال را نشان می‌دهد؛ درحالی‌که کرنش پلاستیک معادل معیاری مؤثر برای تعیین نواحی محتمل تشکیل مفصل پلاستیک و گستره ورود اعضا به ناحیه غیرالاستیک است. نتایج نشان می‌دهند که در مدل ISD-W، تقاضاهای غیرالاستیک به‌طور مؤثر به ناحیه میراگر هدایت شده و منجر به کماتش موضعی در میراگر شده است. این رفتار موجب کاهش محسوس تنش‌ها و کرنش‌ها در تیر و ستون و بهبود پایداری کلی اتصال شده است.

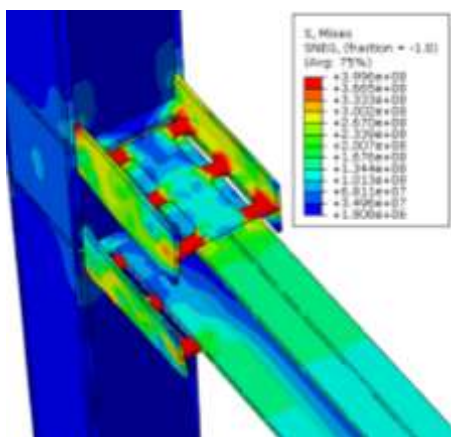


شکل ۱۳- مش بندی اتصال ISD-W

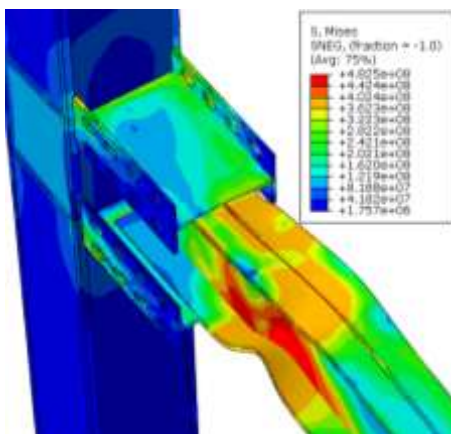
۳- نتایج تحلیل

۳-۱- اثر میراگر شکاف‌دار بر عملکرد اتصال

به منظور انتخاب اتصال پایه مجهز به میراگر، اثر محل شکاف در دو مدل ISD-F (شکاف در بال میراگر) و ISD-W (شکاف در جان میراگر) بررسی شد. نتایج نمودارهای لنگر-دوران مطابق شکل‌های (۱۴) و (۱۵) نشان داد هر دو مدل از آستانه $0.8M_p$ عبور کرده‌اند، اما مدل ISD-F با وجود ظرفیت خمشی بالاتر، در چرخش ۰/۰۶ رادیان نسبت به ۰/۰۵ رادیان افت مقاومت ۳۷٪ را تجربه کرده است. در مقابل، مدل ISD-W رفتار پایداری داشته و کاهش محسوسی در ظرفیت آن مشاهده نشده است.

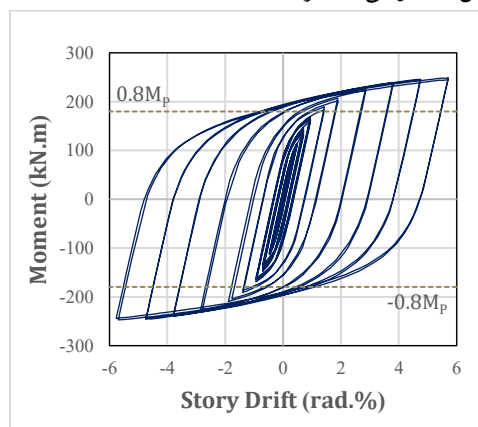


شکل ۱۶- توزیع تنش فون میسز در اتصال ISD-W

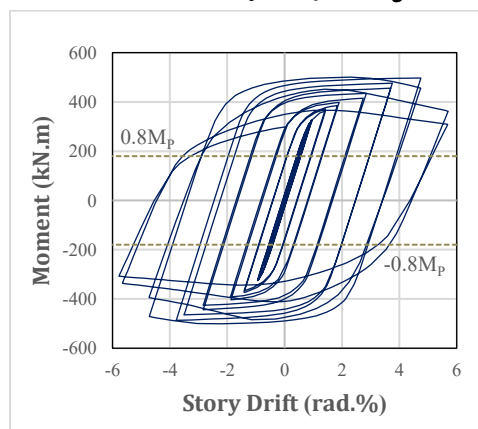


شکل ۱۷- توزیع تنش فون میسز در اتصال ISD-F

در مقابل، در مدل ISD-F بخش عمده تقاضاها به تیر منتقل شده و تشکیل مفصل پلاستیک همراه با کماتش موضعی در تیر را به دنبال داشته است. بنابراین، میراگر در مدل ISD-F عملکرد

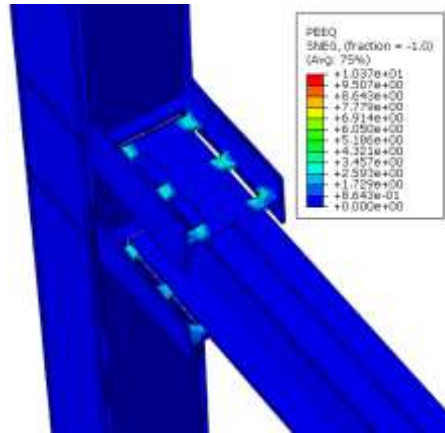


شکل ۱۴- نمودار لنگر-دوران اتصال ISD-W

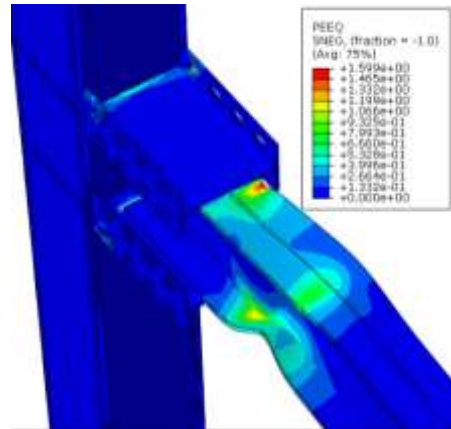


شکل ۱۵- نمودار لنگر-دوران اتصال ISD-F

مناسبتی در کاهش آسیب اعضای اصلی و ارتقای رفتار لرزه‌ای اتصال نداشته است. بر این اساس، مدل ISD-W به‌عنوان اتصال پایه برای مقایسه با اتصالات بدون میراگر و بررسی اثر شکل شکاف‌ها و طول میراگر انتخاب شد.



شکل ۱۸- توزیع کرنش پلاستیک معادل در اتصال ISD-W



شکل ۱۹- توزیع کرنش پلاستیک معادل در اتصال ISD-F

به‌منظور ارزیابی اثر میراگر شکاف‌دار بر رفتار لرزه‌ای اتصال، مدل پایه ISD-W با دو اتصال فاقد میراگر شامل WUF-W و RBS مقایسه شد. این دو اتصال به‌دلیل کاربرد گسترده در قاب‌های

خمش‌ی ویژه، معیار مناسبی برای مقایسه عملکردی فراهم می‌کنند. شاخص‌هایی مانند سختی اولیه، نسبت بیشینه ظرفیت خمشی اتصال به لنگر پلاستیک تیر (M/M_p)، بیشینه تنش فون‌میسز در تیر و ستون و همچنین بیشینه کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) تیر، ستون و میراگر در پایان بارگذاری در جدول (۳) ارائه شده‌اند. سختی اولیه اتصال (K_1) از شیب خطی منحنی اسکلتون^۲ در بازه دوران صفر تا دوران تسلیم محاسبه شده و برای ارزیابی مقاومت اولیه اتصال در برابر تغییرشکل‌های کوچک در مرحله الاستیک به‌کار می‌رود [۱۰].

نتایج جدول (۳) نشان می‌دهد که در هر دو اتصال فاقد میراگر، نسبت بیشینه ظرفیت خمشی اتصال به لنگر پلاستیک تیر (M/M_p)، از ۰/۸ فراتر رفته و بدین ترتیب، الزامات آیین‌نامه‌ای لازم برای استفاده در قاب‌های خمشی ویژه را برآورده می‌سازند. شایان‌ذکر است که بیشینه ظرفیت خمشی اتصال در مدل WUF-W در دوران ۰/۰۶ رادیان و در مدل RBS در دوران ۰/۰۵ رادیان حاصل شده است.

در مقایسه دو اتصال فاقد میراگر، نتایج نشان می‌دهد که اتصال WUF-W، با وجود سختی اولیه و مقاومت خمشی بالاتر، تمرکز قابل‌توجهی از تنش و کرنش پلاستیک را در ناحیه اتصال و بدنه ستون تجربه کرده و احتمال شکست ترد را افزایش می‌دهد. در مقابل، در اتصال RBS به‌دلیل وجود ناحیه کاهش یافته در تیر، مفصل پلاستیک از ستون فاصله گرفته و در بخش ضعیف‌تر تیر متمرکز شده است. به همین دلیل، کرنش پلاستیک تیر در اتصال RBS نسبت به WUF-W افزایش یافته، درحالی‌که کرنش پلاستیک ستون به‌طور چشم‌گیری (حدود ۷۴٪) کاهش یافته و تنش ستون حدود ۸/۴٪ کم‌تر از اتصال WUF-W است. این نتایج بیانگر آن است که اتصال RBS با انتقال محل مفصل پلاستیک به دور از ستون، رفتار بهتری در کاهش آسیب ستون و بهبود عملکرد لرزه‌ای ارائه می‌دهد؛ هرچند کرنش‌های پلاستیک نسبتاً بالایی همچنان در ناحیه کاهش یافته تیر مشاهده می‌شود.

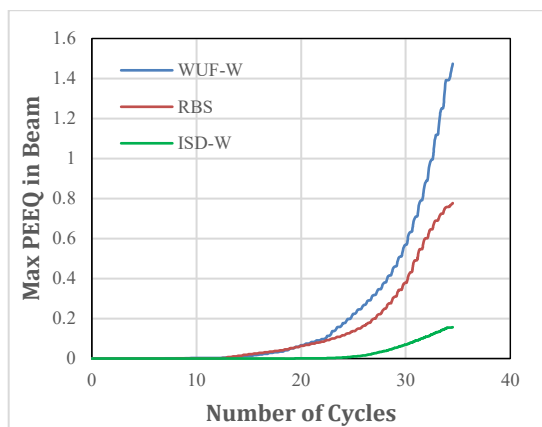
جدول ۳- شاخص‌های کلیدی در اتصالات فاقد میراگر و اتصال پایه

نام مدل	تنش فون‌میسز (MPa)		کرنش پلاستیک معادل (PEEQ)		
	تیر	ستون	تیر	ستون	میراگر
WUF-W	۴۸۲/۵	۳۲۲	۱/۴۷۴	۰/۷۷	-
RBS	۴۸۲/۵	۲۹۵	۲/۲۵۴	۰/۲	-
ISD-W	۳۱۱/۴	۱۱۴/۵	۰/۱۵۶	۰	۱۰/۳۷

¹ Initial stiffness

² Skeleton





شکل ۲۲- نمودار کرنش پلاستیک معادل در اتصالات فاقد میراگر و اتصال پایه

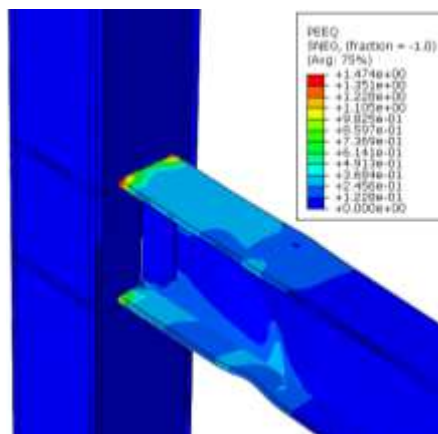
در اتصال RBS، کرنش پلاستیک انتهایی تیر در محل اتصال به ستون حدود ۴۷٪ کم‌تر از WUF-W است که نشان‌دهنده کاهش تمرکز تغییرشکل‌های غیرالاستیک تیر در محل اتصال به ستون می‌باشد. در مدل ISD-W، کرنش پلاستیک تیر تقریباً ۸۰٪ نسبت به انتهایی تیر RBS کاهش یافته و تغییرشکل‌های غیرالاستیک تیر به‌طور مؤثری کنترل شده‌اند؛ در این مدل، اتصال تیر به ستون به‌صورت غیرمستقیم و از طریق میراگرها انجام شده و بیشینه کرنش پلاستیک تیر در محل اتصال به میراگرها متمرکز شده است.

۲-۳- بررسی اثر مشخصه‌های هندسی میراگر

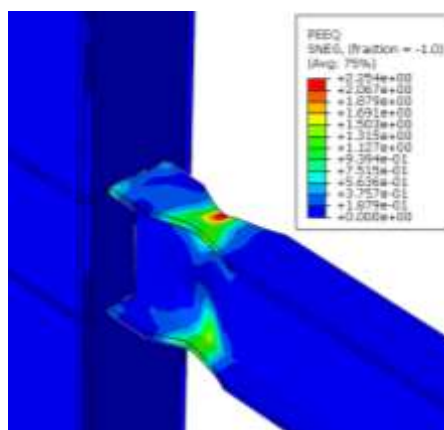
به‌منظور بررسی اثر مشخصه‌های هندسی میراگر، شامل شکل شکاف و طول میراگر، مجموعه‌ای از اتصالات بر اساس مدل ISD-W توسعه داده شدند و در هر مرحله، تنها یک پارامتر تغییر داده شد تا اثر آن به‌صورت مجزا ارزیابی شود. مقادیر سختی اولیه، نسبت بیشینه ظرفیت خمشی اتصال به لنگر پلاستیک تیر (M/M_p)، بیشینه تنش فون میسز در تیر و ستون و همچنین بیشینه کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) تیر، ستون و میراگر در پایان بارگذاری برای مدل‌های مختلف در جدول (۴) ارائه شده‌اند. در بررسی اثر شکل شکاف‌ها، علاوه بر مدل ISD-W با شکاف‌های مستطیلی افقی که نتایج آن پیش‌تر در جدول (۳) ارائه شده است، چهار مدل دیگر شامل شکاف‌های مستطیلی عمودی (ISD-W-VRect)، بیضی (ISD-W-Elps)، دایره‌ای (ISD-W-Cir) و لوزی‌شکل (ISD-W-Dmnd) نیز مورد تحلیل قرار گرفتند.

طبق نتایج ارائه‌شده در جدول (۴)، مقادیر بیشینه کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) در میراگرها با توجه به هندسه و جهت‌گیری شکاف‌ها متفاوت است. در مدل ISD-W، محور طولی شکاف‌های میراگر موازی با مسیر اصلی انتقال نیرو (محور طولی تیر) است؛ از این‌رو، میراگر کرنش پلاستیک بیش‌تری را تجربه

الگوی توزیع کرنش پلاستیک معادل در این دو اتصال، مطابق شکل‌های (۲۰) و (۲۱)، این رفتار را نشان می‌دهد؛ داده‌ها مربوط به پایان بارگذاری در دوران ۰/۰۶ رادیان هستند. همان‌طور که در این اشکال مشخص است، بیشینه کرنش پلاستیک در اتصال WUF-W در انتهای تیر و در اتصال RBS در ناحیه کاهش‌یافته تیر متمرکز شده است.



شکل ۲۰- توزیع کرنش پلاستیک در اتصال فاقد میراگر WUF-W



شکل ۲۱- توزیع کرنش پلاستیک در اتصال فاقد میراگر RBS

طبق داده‌های ارائه‌شده در جدول (۳)، در اتصال مجهز به میراگر شکاف‌دار، بیشینه کرنش پلاستیک در ناحیه میراگر متمرکز شده است. وجود شکاف‌ها سبب کاهش سختی موضعی و تمرکز تغییرشکل پلاستیک در این عضو شده و در نتیجه مفصل پلاستیک در میراگر شکل گرفته است؛ در این شرایط، تنش تیر حدود ۳۵٪ و تنش ستون تا حدود ۶۱٪ نسبت به اتصال RBS کاهش یافته و ستون در ناحیه الاستیک باقی مانده، که نشان‌دهنده نقش مؤثر میراگر در محافظت از اعضای اصلی اتصال است.

بررسی کرنش پلاستیک معادل انتهایی تیر در طول تاریخچه بارگذاری مطابق شکل (۲۲) تفاوت قابل‌توجهی میان مدل‌ها را نشان می‌دهد.

تنش ستون‌ها در بازه‌ی ۱۱۴ تا ۲۱۸ مگاپاسکال قرار گرفته است، به طوری که کم‌ترین مقدار مربوط به مدل ISD-W و بیش‌ترین مقدار مربوط به مدل ISD-W-Dmnd است. این تفاوت می‌تواند ناشی از نحوه‌ی توزیع سختی و مسیر انتقال نیرو در میراگرها باشد؛ در مدل ISD-W (با شکاف‌های مستطیلی افقی)، تمرکز تغییرشکل‌های پلاستیک در ناحیه‌ی میراگر موجب کاهش درگیری ستون شده است، در حالی که در مدل ISD-W-Dmnd (با شکاف‌های لوزی‌شکل)، تنش ستون تا حدودی افزایش یافته است. لازم به ذکر است که در همه‌ی مدل‌ها، ستون در محدوده‌ی الاستیک باقی مانده و تنش‌ها کم‌تر از مقدار تنش تسلیم مصالح (F_y) هستند. در بررسی مقاومت خمشی و سختی اتصال، مشاهده می‌شود که شکل شکاف‌های میراگر تأثیر قابل توجهی دارد. در مدل ISD-W که محور طولی شکاف‌ها موازی با مسیر اصلی انتقال نیرو است؛ نواحی میراگر زودتر درگیر تغییرشکل‌های موضعی می‌شوند و مقاومت خمشی و سختی اتصال نسبتاً کم‌تر است.

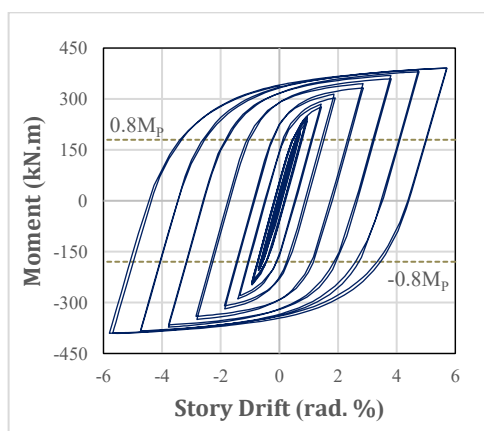
می‌کند. در مقابل، میراگرهایی که محور طولی شکاف‌های آن‌ها عمود بر مسیر انتقال نیرو قرار دارد، از جمله مدل‌های ISD-W-VRect، ISD-W-Elps و ISD-W-Dmnd، کرنش پلاستیک کم‌تری نشان می‌دهند. این تفاوت در میزان کرنش پلاستیک را می‌توان به تفاوت در سختی میراگر در جهت انتقال نیرو نسبت داد.

در بررسی رفتار تیر و ستون، مشاهده می‌شود که میزان کرنش پلاستیک تیر و تنش ستون‌ها نیز تا حدی تحت تأثیر شکل شکاف‌های میراگر قرار دارد. در مدل ISD-W-Cir با شکاف‌های دایره‌ای، به دلیل توزیع نسبتاً یکنواخت سختی در میراگر، بخشی از نیرو به تیر منتقل شده و کرنش پلاستیک تیر اندکی افزایش یافته است. در مقابل، در مدل ISD-W-VRect با شکاف‌های مستطیلی عمودی، میراگر تا حدودی از انتقال تغییرشکل‌ها به تیر جلوگیری می‌کند؛ در نتیجه، کرنش پلاستیک تیر کم‌تر است. باین حال، در هیچ یک از مدل‌ها تنش تیر از مقاومت کششی نهایی مصالح (F_u) فراتر نرفته است.

جدول ۴- شاخص‌های کلیدی در اتصالات مجهز به میراگر

نام مدل	تنش فون میسر (MPa)		کرنش پلاستیک معادل (PEEQ)		$K_1 \left(\frac{\text{kN.m}}{\text{rad}} \times 10^2 \right)$	$\frac{M}{M_p}$
	تیر	ستون	تیر	ستون		
ISD-W-VRect	۳۰۱/۹	۱۴۴/۸	۰/۱	۰	۲۰۸/۴	۱/۴۶۲
ISD-W-Elps	۳۳۱	۱۷۰/۸	۰/۱۶۴	۰	۲۲۴/۵	۱/۶۱۵
ISD-W-Cir	۳۷۸/۴	۱۷۹/۲	۰/۲۶۲	۰	۲۴۲/۵۷	۱/۶۴۲
ISD-W-Dmnd	۳۵۸/۹	۲۱۸	۰/۲۴	۰	۲۵۶/۹۷	۱/۷۳۷
ISD-W-L55	۳۱۰	۱۴۰/۲	۰/۱۵	۰	۲۱۰	۱/۴۱۶
ISD-W-L70	۳۰۱/۲	۲۲۷	۰/۱۷۴	۰/۰۰۴۱۱	۲۴۸/۲۷	۱/۶۵۵

و نتایج نشان داده شده مربوط به پایان بارگذاری در دوران ۰/۰۶ هستند.

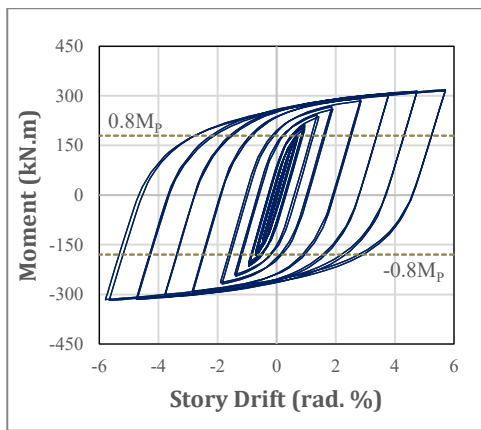


شکل ۲۳- نمودار لنگر-دوران اتصال ISD-W-Dmnd

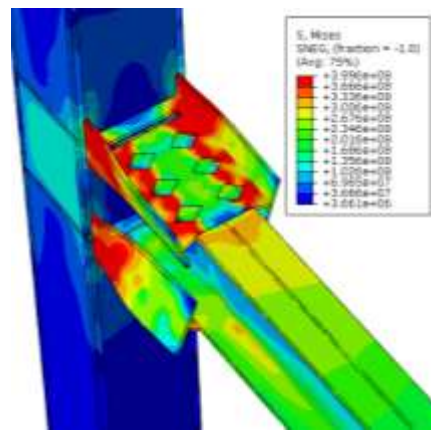
در مدل ISD-W-VRect با شکاف‌های مستطیلی عمودی، مسیر انتقال نیرو و سختی به شکل مؤثرتری حفظ شده و مقاومت خمشی و سختی اتصال افزایش یافته است. نهایتاً در مدل ISD-W-Dmnd با شکاف‌های لوزی، توزیع نیرو و تغییرشکل‌ها به گونه‌ای است که بیش‌ترین مقاومت خمشی و سختی اتصال حاصل شده است. شایان ذکر است، در تمامی مدل‌های مجهز به میراگر با شکل‌های مختلف شکاف، بیشینه مقاومت خمشی اتصال از $0.8M_p$ فراتر رفته است و این بیشینه مقاومت در همه‌ی مدل‌ها در دوران ۰/۰۶ رادیان رخ داده است.

به عنوان نمونه‌ای از اتصالات با شکل متفاوت شکاف‌ها، نمودار لنگر-دوران و الگوی توزیع تنش فون میسر مدل ISD-W-Dmnd در شکل‌های (۲۳) و (۲۴) ارائه شده است؛ مقادیر تنش‌ها در شکل (۲۳) بر حسب نیوتن بر مترمربع هستند

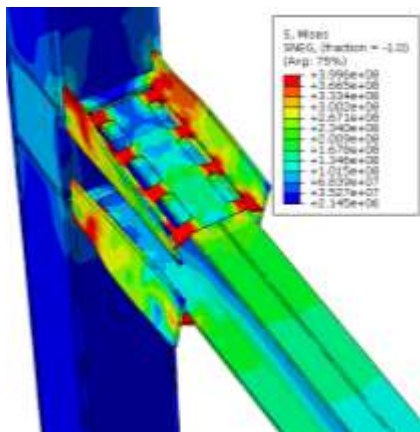




شکل ۲۵- نمودار لنگر-دوران اتصال ISD-W-L55



شکل ۲۴- توزیع تنش فونمیسز در اتصال ISD-W-Dmnd



شکل ۲۶- توزیع تنش فونمیسز در اتصال ISD-W-L55

در مرحله بعد، اثر طول میراگر بر عملکرد اتصالات مورد بررسی قرار گرفت سه مدل شامل ISD-W-L25، ISD-W-L55 و ISD-W-L70 با طول‌های متفاوت مورد تحلیل قرار گرفتند و با مدل پایه ISD-W (۴۰ سانتی‌متر) مقایسه شدند. مطابق نتایج ارائه شده در جدول (۴)، با افزایش طول میراگر در مدل‌هایی که محور طولی شکاف موازی مسیر اصلی انتقال نیرو است، بیشینه کرنش پلاستیک در ناحیه میراگر کاهش یافته و تغییرشکل‌ها یکنواخت‌تر در طول میراگر توزیع می‌شوند. همچنین نتایج نشان داد افزایش طول میراگر منجر به افزایش ظرفیت خمشی و سختی اولیه اتصال می‌گردد. بیشینه مقاومت خمشی اتصال در مدل ISD-W-L55 در دوران ۰/۰۶ و در مدل ISD-W-L70 در دوران ۰/۰۵ حاصل شده است. با این حال، افزایش طول میراگر بخشی از نیروی منتقل شده به ستون را افزایش داده و تنش ستون بالاتر می‌رود؛ به طوری که در مدل‌های ISD-W-L55 و ISD-W-L70 به ترتیب حدود ۲۲٪ و ۹۸٪ بیش از مدل ISD-W بود، هرچند این مقادیر همچنان پایین‌تر از حد تسلیم مصالح باقی مانده‌اند. در تمامی مدل‌ها با طول‌های مختلف میراگر، تمرکز تنش‌ها همچنان در ناحیه میراگر حفظ شده است.

شایان ذکر است که مدل ISD-W-L25، به دلیل عدم دستیابی به ظرفیت خمشی کافی ($M/M_p < 0.8$)، از تحلیل‌های تنش کنار گذاشته شد. این موضوع نشان می‌دهد که کاهش بیش از حد طول میراگر منجر به افت ظرفیت خمشی و تضعیف عملکرد لرزه‌ای اتصال می‌شود.

نمودارهای کرنش پلاستیک معادل تیر در طول تاریخچه بارگذاری در شکل (۲۷)، تأثیر شکل شکاف و طول میراگر را بر عملکرد اتصال به وضوح نشان می‌دهند. مدل ISD-W-VRect کم‌ترین کرنش پلاستیک تیر را تجربه کرده و مدل ISD-W-Cir بیش‌ترین مقدار را داشته است. با این حال، میزان کرنش پلاستیک در تمامی مدل‌های دارای میراگر به طرز قابل توجهی کم‌تر از مقادیر ثبت شده در اتصالات فاقد میراگر بوده است، که بیانگر کارایی میراگر در کاهش تقاضاهای غیرالاستیک تیر است.

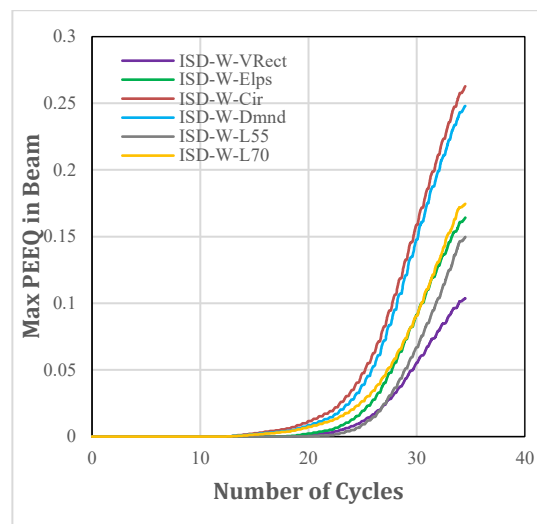
به عنوان نمونه، نمودار لنگر-دوران و الگوی توزیع تنش برای مدل ISD-W-L55 در شکل‌های (۲۵) و (۲۶) ارائه شده است. در شکل (۲۵) مقادیر تنش‌ها بر حسب نیوتن بر مترمربع بیان شده‌اند و مقادیر ارائه شده مربوط به پایان بارگذاری در دوران ۰/۰۶ هستند.

۳- به کارگیری میراگرهای شکاف دار اشکل در اتصالات جوشی تیر به ستون جعبه‌ای منجر به کاهش قابل توجه تمرکز تنش و کرنش در اجزای اصلی اتصال شد. در مدل ISD-W، کاهش ۳۵٪ تنش در تیر، ۶۱٪ در ستون و ۸۰٪ در کرنش پلاستیک تیر نسبت به اتصالات فاقد میراگر مشاهده شد. این نتایج نشان می‌دهد که میراگر با تسلیم زود هنگام، ناحیه‌ای مشخص برای تمرکز تغییر شکل‌های غیرالاستیک ایجاد کرده و با جلوگیری از انتقال این تقاضاها به تیر و ستون، از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر جلوگیری می‌کند.

۴- تحلیل مدل‌های مختلف دارای میراگر نشان داد که شکل شکاف‌ها نقش مهمی در عملکرد اتصال ایفا می‌کند. مدل با شکاف‌های لوزی شکل (ISD-W-Dmnd)، بیش‌ترین ظرفیت خمشی ($M/M_p = 1.737$) و سختی اولیه را ارائه داد و در عین حال تنش‌ها را کنترل کرده و آسیب به اجزای اصلی را کاهش داد. در مقابل، مدل با شکاف‌های مستطیل شکل عمودی (ISD-W-VRect) با تمرکز مؤثر تغییر شکل‌ها در ناحیه میراگر، کرنش پلاستیک تیر را به حداقل رسانده و از بروز آسیب‌های غیرالاستیک در تیر جلوگیری کرد.

۵- نتایج تحلیل نشان داد که افزایش طول میراگر موجب ارتقای ظرفیت خمشی و سختی اولیه اتصال می‌شود. با این حال، این افزایش با رشد قابل توجه تنش‌های ستون همراه بود؛ به گونه‌ای که در مدل ISD-W-L70 (۷۰ سانتی‌متر)، تنش ستون تا ۹۸٪ نسبت به مدل پایه (ISD-W) افزایش یافت. اگرچه این مقدار همچنان کم‌تر از حد تسلیم مصالح باقی مانده است، ادامه این روند در طول‌های بیش‌تر می‌تواند آسیب‌پذیری ستون را افزایش داده و نیازمند ملاحظات ویژه طراحی باشد.

۶- میراگرهای شکاف دار اشکل، با در نظر گرفتن تغییرات در شکل شکاف و طول میراگر، می‌توانند ضمن افزایش ظرفیت خمشی و سختی اتصالات تیر به ستون جعبه‌ای، با تمرکز تغییر شکل‌ها در ناحیه‌ای کنترل شده، موجب بهبود عملکرد خمشی و لرزه‌ای اتصال و کاهش آسیب در اجزای اصلی سازه شوند. علاوه بر این، این میراگرها به دلیل نقش غیر اصلی و قابلیت تعویض آسان، گزینه‌ای مقرون به صرفه برای کاهش خسارات ناشی از زلزله محسوب می‌شوند و امکان جایگزینی سریع آن‌ها بدون توقف بهره‌برداری از سازه، مزیتی کلیدی در ارتقای پایداری و مقاوم‌سازی سازه‌های فولادی فراهم می‌کند.



شکل ۲۷- نمودار کرنش پلاستیک معادل در اتصالات مجهز به میراگر

۴- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، اثر میراگر شکاف دار اشکل بر رفتار خمشی و لرزه‌ای اتصالات جوشی تیر به ستون جعبه‌ای تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد بررسی قرار گرفت. تحلیل‌ها به روش اجزای محدود انجام شد و نقش مشخصه‌های هندسی میراگر، شامل شکل شکاف و طول میراگر، بر عملکرد اتصالات بررسی و مقایسه شد. یافته‌های اصلی تحقیق به صورت زیر جمع‌بندی می‌شوند:

۱- در پژوهش حاضر، مدل‌سازی اجزای محدود با استفاده از المان‌های پوسته S4R و تحلیل دینامیکی انجام شده و مصالح فولادی به صورت الاستو-پلاستیک با سخت‌شوندگی ایزوتروپیک در نظر گرفته شده‌اند. همچنین، جوش‌ها به صورت صریح مدل نشده و از طریق قید قوی (tie) شبیه‌سازی شده‌اند. این فرضیات موجب پایداری تحلیل و کاهش زمان محاسبات شده و امکان شبیه‌سازی رفتار کلی اتصال و نحوه توزیع کرنش و تنش در شرایط بارگذاری چرخه‌ای را فراهم می‌آورد.

۲- اتصال WUF-W با وجود سختی اولیه و ظرفیت خمشی بالا، به دلیل تمرکز شدید تنش و کرنش در ناحیه اتصال، مستعد شکست ترد است؛ چراکه افزایش مقاومت و سختی بدون کنترل محل تمرکز تقاضاهای غیرالاستیک، الزاماً به عملکرد لرزه‌ای مطلوب نمی‌انجامد. اتصال RBS با کاهش تنش ستون و انتقال محل مفصل پلاستیک به دور از ستون، عملکرد بهتری داشت؛ اما همچنان موجب آسیب موضعی در تیر شد. به طور کلی، در هر دو اتصال تیر به ستون جعبه‌ای فاقد میراگر، انرژی زلزله مستقیماً به اعضای اصلی منتقل و باعث آسیب قابل توجه آن‌ها شد.

- connection with a lateral steel slit damper", In Structures, 69, p. 107433.
- [16] ANSI/AISC 360-22, (2022), Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction.
- [17] ANSI/AISC 341-22, (2022), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction.
- [۱۸] استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۴)، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (ویرایش چهارم)، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی.
- [19] ANSI/AISC 358-22, (2022), Prequalified Connection for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. American Institute of Steel Construction.
- [20] Ferrer-Fuenmayor, S. and Villalba Morales, J.D. (2023), "Shape Optimization of Slotted Steel Plate Dampers using the Simulated Annealing Algorithm", Journal of Applied and Computational Mechanics, 9(3), pp.870-883.
- [21] Nia, Z.S., Ghassemieh, M., and Mazroi, A. (2013), "WUF-W connection performance to box column subjected to uniaxial and biaxial loading", Journal of Constructional Steel Research, 88, pp.90-108.
- [22] ABAQUS Documentation, Version 6.14.
- [1] FEMA-355D, (2000), State of the Art Report on Connection Performance, SAC Joint Venture.
- [2] Engelhardt, M.D., and Sabol, T.A. (1998), "Reinforcing of steel moment connections with cover plates: benefits and limitations", Engineering Structures, 20(4-6), pp.510-520.
- [3] Engelhardt, M.D., Winneberger, T., Zekany, A.J., and Potyraj, T.J. (1998), "Experimental investigation of dogbone moment connections", Engineering Journal, 35(4), pp.128-139.
- [4] Mirghaderi, S.R., Torabian, S., and Imanpour, A. (2010), "Seismic performance of the Accordion-Web RBS connection", Journal of Constructional Steel Research, 66(2), pp.277-288.
- [5] Kim, Y.J., and Oh, S.H. (2007), "Effect of the moment transfer efficiency of a beam web on deformation capacity at box column-to-H beam connections", Journal of Constructional Steel Research, 63(1), pp.24-36.
- [6] Chou, C.C., and Wu, C.C. (2007), "Performance evaluation of steel reduced flange plate moment connections", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 36(14), pp.2083-2097.
- [7] FEMA-350, (2000), Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, SAC Joint Venture.
- [۸] ضابطه ۷۶۶، (۱۳۹۷)، دستور العمل استفاده از میراگرها در طراحی و مقاوم‌سازی ساختمان‌ها، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی.
- [9] Roustaei, A.M., Shoja, S., and Amin Safaei Ardakani, M. (2023), "Investigating cyclic and pushover performance of different metallic yielding dampers", Journal of Rehabilitation in Civil Engineering, 11(3), pp.122-143.
- [10] Oh, S.H., Kim, Y.J., and Ryu, H.S. (2009), "Seismic performance of steel structures with slit dampers", Engineering Structures, 31(9), pp.1997-2008.
- [11] Lor, H.A., Izadnia, M., and Memarzadeh, P. (2018), "Experimental and numerical study of I-shape slit dampers in connections", Latin American Journal of Solids and Structures, 15(11), p.e131.
- [12] Köroğlu, M.A., Köken, A., and Dere, Y. (2018), "Use of different shaped steel slit dampers in beam to column connections of steel frames under cycling loading", Advanced Steel Construction, 14(2), pp.251-273.
- [13] Mianji, A., Garivani, S., Askariani, S.S., and Aliakbari, F. (2024), "Modeling parameters and numerical acceptance criteria for steel slit dampers", In Structures, 69, p.107408.
- [14] Park, H.Y., and Oh, S.H. (2020), "Structural performance of beam system with T-stub type slit damper", Engineering Structures, 205, p.109858.
- [15] Kmal, M.K., Zareei, S.A., Jaber, F.K., and Birzhandi, M.S. (2024), "Experimental and numerical investigation on cyclic behavior of beam-to-column



http://journaliss.ir

شبیه‌سازی خرابی پیش‌رونده در قاب‌های فولادی: تمرکز بر معیار دررفت قائم و سطوح عملکرد

اشکان خدابنده‌لو*

۱- دانشیار، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران

*aromiyeh@iauo.ac.ir، صندوق پستی ۹۶۹، a.khodabandehlou@iauo.ac.ir

چکیده

خرابی پیش‌رونده به پدیده‌ای اشاره دارد که در آن یک آسیب اولیه و موضعی، به‌صورت زنجیره‌ای گسترش یافته و منجر به فروپاشی جزئی یا کلی سازه می‌شود. مطالعات اخیر در مورد شکست سازه‌ها، اهمیت این پدیده را به‌ویژه در برابر بارهای غیرمترقبه‌ای مانند برخورد، انفجار و زلزله نشان می‌دهد. بر اساس آیین‌نامه مدیریت تأسیسات ایالات متحده (UFC) و دستورالعمل وزارت دفاع آمریکا (DoD)، از دست دادن ظرفیت باربری یک ستون به‌عنوان سناریوی محتمل برای ارزیابی رفتار سازه تحت بارهای غیرعادی در نظر گرفته می‌شود. در این پژوهش، یک سازه فولادی ۹ طبقه با سیستم قاب خمشی به‌صورت سه‌بعدی طراحی شد. سپس ستون‌ها در ترازها و موقعیت‌های مختلف در پلان حذف شد و با استفاده از دستورالعمل وزارت دفاع آمریکا و روش مسیر جایگزین انتقال بار (APM)، به کمک تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، بیشینه دررفت قائم بررسی و با سطوح عملکردی مفصل پلاستیک مقایسه شد. نتایج تحلیل نشان داد که بحرانی‌ترین حالت، مربوط به حذف ستون گوشه است. همچنین در تمامی حالات حذف ستون‌های گوشه، میانی و کناری، حذف ستون در طبقه آخر نسبت به طبقات پایین‌تر، اثر بحرانی‌تری بر سازه دارد. به‌عبارت دیگر، با افزایش ارتفاع، آسیب‌پذیری سازه در برابر خرابی پیش‌رونده ناشی از حذف ناگهانی ستون افزایش می‌یابد. علاوه بر این، حذف ستون گوشه در طبقات میانی و بالا باعث عبور از سطح عملکرد ایمنی جانی شده و معیارهای پذیرش را برآورده نمی‌کند. همچنین با افزایش ارتفاع، میزان دررفت قائم در دهانه‌ای که ستون آن حذف شده است، افزایش می‌یابد.

واژگان کلیدی

خرابی پیش‌رونده، قاب خمشی فولادی، دررفت قائم، روش مسیر جایگزین انتقال بار

Progressive Collapse Simulation of Steel Frames: A Focus on Vertical Drift Criterion and Performance Levels

A. KhodaBandehLou

Abstract

Progressive collapse is a structural failure phenomenon where local damage spreads progressively, leading to partial or total collapse. It has gained attention due to recent incidents under abnormal loads such as impact, explosion, and earthquake. According to the U.S. Department of Defense (DoD) and the Unified Facilities Criteria (UFC), the loss of a column's load-bearing capacity is a key scenario for evaluating structural behavior under such conditions. In this study, a 9-story steel moment-resisting frame was modeled in three dimensions. Columns were removed at different heights and locations to assess the structure's response. Nonlinear time-history analyses were performed following the DoD guidelines and the Alternative Path Method (APM) to determine the maximum vertical drift and relate it to the performance levels of plastic hinges. The results indicated that removing a corner column produces the most critical condition, leading to greater deformation and reduced structural capacity. Moreover, removing a column at the top floor resulted in higher vulnerability compared to lower floors. This suggests that as building height increases, the risk of progressive collapse due to sudden column loss becomes more significant. In some cases, especially when removing corner columns at intermediate or upper levels, the structure exceeded life-safety performance criteria.

Keywords

Progressive Collapse, Steel Moment Frame, Vertical Drift, Alternative Path Method (APM)



خطاب می‌شوند. بسیاری از این بارها، ماهیت دینامیکی و ناگهانی دارند و پاسخ دینامیکی سازه را برمی‌انگیزند.

نیروی زلزله می‌تواند باعث ایجاد تنش‌ها و نیروهای جانبی شدیدی در سازه شود. این اثر می‌تواند منجر به اضافه بار شدن و از دست رفتن یک یا چند عضو باربر اصلی شود و به دنبال آن، امکان گسترش خرابی به دیگر اعضای سازه وجود دارد. مشاهدات از خسارات زمین‌لرزه‌های گذشته، نشان می‌دهد که بارهای لرزه‌ای می‌تواند باعث از بین رفتن تکیه‌گاه‌ها شوند و یک گسیختگی اولیه می‌تواند به صورت پیش‌رونده به دیگر اعضای سازه در مسیرهای مختلف گسترش یابد [۲]. این پدیده حتی می‌تواند برای سازه‌های طراحی شده مطابق با آیین‌نامه‌های روز، در هنگام رخداد زلزله‌های شدید مشکل ساز شود و تا حد فروپاشی کامل پیش رود. به عبارت دیگر، هرگونه ضعف در طراحی یا اجرای اجزای سازه‌ای ممکن است باعث فعال شدن مکانیزم خرابی پیش‌رونده تحت بارگذاری لرزه‌ای نیز شود. بنابراین مطالعه و بررسی اثر این پدیده بر روی سازه‌ها ضروری به نظر می‌رسد [۳].

از نمونه‌های شناخته‌شده خرابی پیش‌رونده، می‌توان به ساختمان رونان پوینت، ساختمان فدرال آلفرد مورا، ساختمان بانکرز تراست، برج الکوبار و برج‌های تجاری دولوی ایالات متحده اشاره کرد. تحقیقات در این حوزه را می‌توان به دو رویکرد اصلی دسته‌بندی کرد: الف) توسعه سیستم‌های سازه‌ای مقاوم در برابر خرابی پیش‌رونده. ب) توسعه روش‌های تحلیلی مناسب و کارآمد برای ارزیابی آن [۴].

استاروسک^۱ (۲۰۰۶)، دو مفهوم کلیدی «استواری» (Robustness) و «مقاومت در برابر فروپاشی» (Collapse Resistance) را مورد بررسی قرار داد. به‌طور خلاصه:

- استواری: یک ویژگی ذاتی سازه است و مستقل از علت ایجاد آسیب اولیه می‌باشد.

- مقاومت در برابر فروپاشی: این ویژگی تحت تأثیر عوامل مختلفی از جمله خصوصیات سازه و همچنین ماهیت و شدت عامل ایجادکننده آسیب اولیه قرار دارد [۵].

جینکو کیم^۲ و تای وان کیم^۳ (۲۰۰۸) ظرفیت مقاومت در برابر خرابی پیش‌رونده قاب‌های خمشی فولادی را بررسی کردند. آن‌ها روش‌های تحلیلی استاتیکی و دینامیکی (خطی و غیرخطی) را مطابق با دستورالعمل‌های UFC و DoD باهم مقایسه کردند [۶] و به این نتیجه رسیدند که تحلیل دینامیکی غیرخطی، ابزاری دقیق

بر اساس استاندارد مدیریت تأسیسات ایالات متحده (UFC) [۱]، خرابی پیش‌رونده به این صورت تعریف می‌شود: "شرایطی که در آن گسیختگی موضعی یک عضو سازه‌ای اولیه، منجر به فروپاشی اعضای متصل به آن و در نتیجه، تخریب گسترده‌تر شود؛ به طوری که میزان خرابی کلی با علت اولیه آن نامتناسب باشد". این آیین‌نامه، الزامات تحلیل و طراحی را برای جلوگیری از خرابی پیش‌رونده در ساختمان‌های اداری و فدرال جدید و همچنین پروژه‌های مهم تعیین کرده است تا اطمینان حاصل شود که پتانسیل این پدیده در مراحل طراحی، برنامه‌ریزی و اجرای پروژه‌های نوین و نوسازی مورد توجه قرار می‌گیرد.

در میان روش‌های مختلف طراحی برای مقابله با خرابی پیش‌رونده، روش «مسیر جایگزین» (Alternative Path Method) به‌طور گسترده در آیین‌نامه‌ها توصیه می‌شود. در این روش، سازه به‌گونه‌ای طراحی می‌شود که بتواند پس از وقوع یک خرابی موضعی، با ایجاد مسیرهای جدیدی برای انتقال بار، پایداری خود را حفظ نماید. در این رویکرد، اثر حذف یک عضو اصلی (مانند یک ستون) بر رفتار سازه مورد تحلیل قرار می‌گیرد. پس از حذف فرضی آن عضو، سازه باقی‌مانده باید بتواند برای مدت زمان کافی (حداقل به‌منظور تخلیه ایمن ساکنان و ارزیابی خسارت) بارهای وارده را تحمل کند.

اگرچه وقوع خرابی پیش‌رونده نادر است، اما می‌تواند پیامدهای فاجعه‌باری از نظر تلفات جانی و خسارات مالی به دنبال داشته باشد. این پدیده معمولاً زمانی رخ می‌دهد که یک آسیب نسبتاً کوچک و موضعی، به‌صورت زنجیره‌ای گسترش یابد و منجر به فروپاشی کامل یا بخش عمده‌ای از سازه شود. نکته حائز اهمیت آن است که اغلب بین علت اولیه آسیب و خرابی نهایی تناسبی وجود ندارد. عواملی همچون انفجار، برخورد وسایل نقلیه، آتش‌سوزی، برخورد هواپیما، خطاهای طراحی یا اجرایی، بارگذاری بیش‌ازحد و بلایای طبیعی مانند زلزله می‌تواند به‌عنوان محرک این پدیده عمل نمایند. از آنجایی که احتمال وقوع چنین رویدادهایی کم در نظر گرفته می‌شود، معمولاً به‌صورت مستقیم در طراحی سازه‌ها منظور نمی‌شوند و یا با تمهیدات غیرمستقیم

¹ Starossek
² Jinkoo Kim
³ Taewan Kim



برای ارزیابی پتانسیل خرابی پیش‌رونده در سازه‌های ساختمانی است [۷].

تایوان کیم و همکاران (۲۰۰۹)، با استفاده از روش تحلیل بارافزون ثقلی Pushdown، مقاومت قاب‌های خمشی فولادی را در برابر خرابی پیش‌رونده ارزیابی کردند. نتایج نشان داد که با افزایش تعداد طبقات و دهانه‌ها، مقاومت افزایش می‌یابد، اما با افزایش طول دهانه، مقاومت کاهش پیدا می‌کند. همچنین با مقایسه منحنی‌های بار-تغییرمکان حاصل از تحلیل بارافزون ثقلی Pushdown و تحلیل دینامیکی افزایشی غیرخطی، مشخص شد که عوامل بار بیشینه حاصل از تحلیل دینامیکی، مقداری کم‌تر از مقادیر حاصل از تحلیل بارافزون ثقلی Pushdown هستند. این نشان می‌دهد که روش بارافزون ثقلی Pushdown ممکن است ظرفیت ذاتی سازه را در برابر خرابی پیش‌رونده بیش‌ازحد برآورد کند. آن‌ها همچنین دریافتند که با افزایش سطح طراحی لرزه‌ای، ظرفیت باربری سازه افزایش می‌یابد [۸].

فو^۱ (۲۰۱۰) رفتار یک ساختمان ۲۰ طبقه کامپوزیت فولادی را تحت سناریوی حذف ستون، با استفاده از نرم‌افزار آباکوس مورد مطالعه قرار داد. مطالعات پارامتریک بر اساس تغییر مقاومت بتن، مقاومت فولاد و اندازه‌مش‌بندی انجام شد. نتایج نشان داد که سناریوی حذف یک ستون، محتمل‌ترین حالت است؛ بنابراین تمرکز اکثر تحقیقات بر روی این سناریو می‌باشد. همچنین مشخص شد که اندازه‌مش‌بندی تأثیر ناچیزی بر رفتار کلی سازه دارد، اما افزایش اندازه‌المان‌ها (مش‌بندی درشت‌تر) منجر به افزایش تغییرشکل‌ها می‌شود [۹].

قلی‌زاده و همکاران (۲۰۱۳)، اثر ارتفاع سازه را بر روی پتانسیل خرابی پیش‌رونده در قاب‌های خمشی با دیوارهای بنایی بررسی کردند. آن‌ها یک قاب سه طبقه را با نرم‌افزار ANSYS مدل‌سازی و تحلیل کردند و به این نتیجه رسیدند که اگرچه سختی و مقاومت دیوار به‌عنوان یک عامل مثبت در جلوگیری از خرابی عمل می‌کند، اما وزن دیوارهای طبقات بالاتر می‌تواند این نوع خرابی را تشدید نماید. آن‌ها استفاده از دیوارهای پیرامونی در تمامی دهانه‌ها را به‌عنوان مناسب‌ترین راهکار برای مقابله با آن پیشنهاد دادند [۱۰].

در تحقیق حاضر نیز از روش مسیر جایگزین برای مدل‌سازی خرابی پیش‌رونده استفاده شده است. هدف اصلی این مطالعه، بررسی حداکثر جابه‌جایی قائم و متعاقباً، بیشینه دررفت قائم ناشی از حذف ستون‌ها است. با توجه به بررسی پیشینه تحقیق، بررسی

ارتباط بین سطوح عملکردی سازه و مقادیر بیشینه دررفت قائم ناشی از خرابی پیش‌رونده، موضوعی است که به‌طور گسترده مورد مطالعه قرار نگرفته است و همین امر، ضرورت انجام این تحقیق را دوچندان می‌کند.

۲- روش مسیر جایگزین

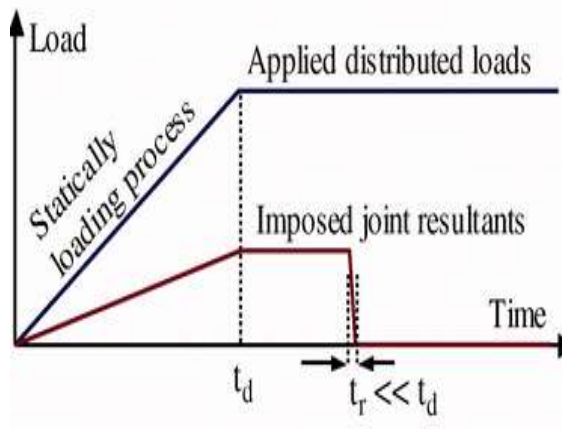
در این رویکرد، اگرچه وقوع خرابی موضعی در یک عضو اصلی سازه مجاز شمرده می‌شود، اما فلسفه طراحی به‌گونه‌ای است که با ایجاد مسیرهای جایگزین برای انتقال بار، توزیع مجدد مؤثر نیروها را ممکن ساخته و از گسترش خرابی به سایر بخش‌های سازه جلوگیری می‌نماید. به‌جای اعمال مستقیم بارهای غیرمترقبه بر روی سازه، در این روش یک عضو سازه‌ای به‌صورت فرضی حذف شده و سپس با انجام تحلیل‌های لازم، این موضوع بررسی می‌شود که آیا سازه حتی پس از از دست‌دادن آن عضو، همچنان قادر به تحمل بارهای طراحی مطابق آیین‌نامه خواهد بود یا خیر.

مطالعه و مقایسه روش‌های مختلف کاهش خطر خرابی پیش‌رونده نشان می‌دهد که روش مسیر جایگزین، به‌عنوان یک روش جامع، منطقی و از نظر اقتصادی مقرون‌به‌صرفه برای طراحی سازه‌های مقاوم در برابر این پدیده شناخته می‌شود. این روش قابلیت اجرا با چارچوب‌های تحلیلی مختلف شامل روش استاتیکی خطی، استاتیکی غیرخطی، دینامیکی خطی و دینامیکی غیرخطی را دارا است.

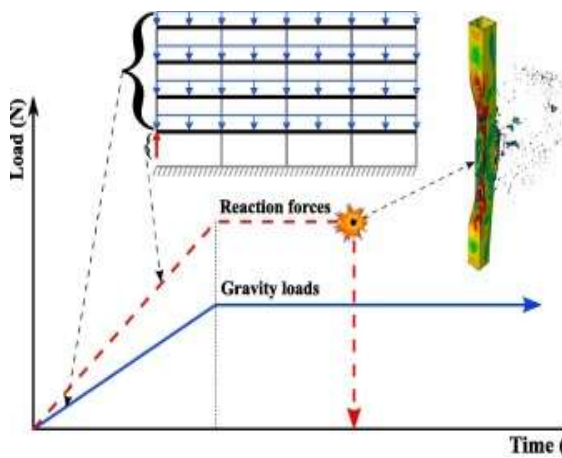
نکته حائز اهمیت در کاربرد روش مسیر جایگزین، توجه به ماهیت از دست‌دادن عضو است. در حالتی که عضو به‌صورت تدریجی و آرام ظرفیت خود را از دست می‌دهد، بازتوزیع نیروها نیز به‌تدریج صورت گرفته و استفاده از تحلیل استاتیکی برای ارزیابی رفتار سازه کافی به‌نظر می‌رسد. در مواردی که خرابی عضو به‌صورت ناگهانی و ترد (Brittle) و تحت شرایط بارگذاری رخ می‌دهد، اثرات دینامیکی قابل توجهی بروز می‌یابد. این اثرات منجر به افزایش موقتی (ضربه‌ای) در نیروهای داخلی اعضا شده و در صورتی که این افزایش از حد ظرفیت اعضای مجاور فراتر رود، می‌تواند موجب گسیختگی زنجیره‌ای و گسترش خرابی در سراسر سازه شود. بنابراین با در نظر گرفتن ماهیت ذاتی دینامیکی پدیده خرابی پیش‌رونده، باید توجه داشت که تحلیل استاتیکی مسیر جایگزین، تنها یک شبیه‌سازی تقریبی از رفتار واقعی سازه ارائه می‌دهد و برای دستیابی به ارزیابی واقع‌بینانه‌تری از رفتار سازه پس از حذف ناگهانی عضو، لحاظ کردن اثرات دینامیکی امری ضروری است [۱۱].

¹ Fu

میرایی بحرانی فرض شده است که اغلب برای تحلیل سازه‌های تحت تغییر شکل‌های بزرگ به کار می‌رود.



(الف)



(ب)

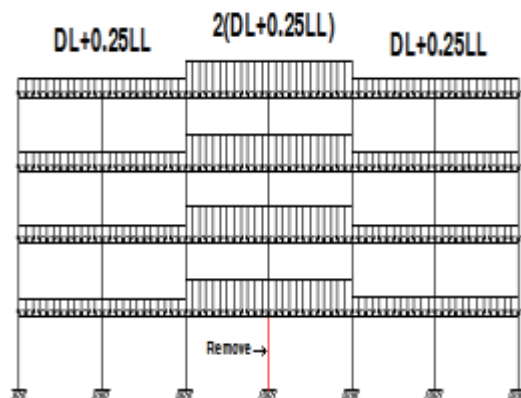
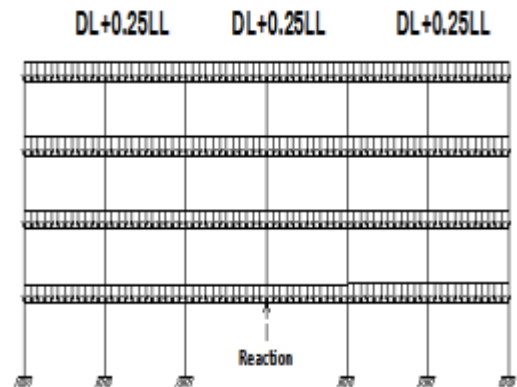
شکل ۲- نمودار تاریخچه زمانی در تحلیل دینامیکی غیرخطی (الف) خرابی پیش‌رونده تحت زلزله (ب) تحت انفجار

۳- نتایج عددی

در این مطالعه آسیب‌پذیری ساختمان فولادی ۹ طبقه در برابر خرابی پیش‌رونده با استفاده از نرم افزار SAP2000 v.22 و روش مسیر جایگزین مورد بررسی قرار گرفته است. نوع سیستم این ساختمان قاب خمشی فولادی است. تمامی ساختمان‌ها دارای ابعاد پلان یکسان برابر با ۴۰ متر در ۴۰ متر بوده و ارتفاع طبقات در همه آن‌ها ۳/۲ متر است. در شکل (۳) پلان ساختمان مورد مطالعه، نشان داده شده است. برای مصالح تیر و ستون‌های به‌کاررفته از فولاد ASTM A992 ($F_y=50 \text{ ksi}$, $F_u=65 \text{ ksi}$) استفاده شده است. برای بارگذاری ثقلی از آیین‌نامه ASCE 41-23، برای طراحی اعضای فولادی از AISC 360-22 و برای تحلیل خرابی پیش‌رونده از روش مسیر

۲-۱- تحلیل مسیر جایگزین غیرخطی استاتیکی

در این نوع تحلیل از همان ابتدا ستون مورد نظر از مدل تحلیلی حذف شده و سازه تحت بارگذاری نشان داده شده در شکل (۱)، که مطابق با دستورالعمل GSA است، به صورت استاتیکی غیرخطی تحلیل می‌شود.



شکل ۱- بارگذاری تحلیل خرابی پیش‌رونده در GSA

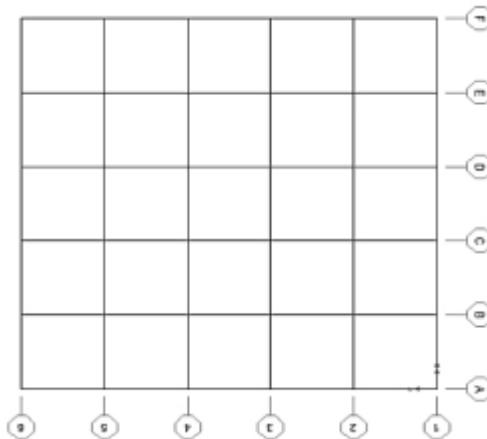
۲-۲- تحلیل مسیر جایگزین غیرخطی دینامیکی

قبل از شروع تحلیل دینامیکی غیرخطی، ابتدا سازه اولیه (حالت بدون حذف ستون) را تحت بار ثقلی $DL+0.25LL$ تحلیل استاتیکی خطی نموده و نیروهای داخلی ستونی که قرار است حذف شود، به دست می‌آید؛ سپس در مدل تحلیلی، ستون مورد نظر را حذف نموده و نیروهای داخلی مذکور تحت عنوان نیروی معادل ستون در جهت عکس واکنش ستون در دو انتهای آن وارد می‌شود.

به منظور مدل‌سازی حذف آبی ستون، از دو تابع تاریخچه زمانی برای بار ثقلی روی سیستم و نیروی عکس‌العمل ستون مطابق شکل (۲) استفاده شده است. نسبت میرایی برابر با ۵٪



جایگزین ارائه شده در آیین نامه GSA-2003 استفاده شده است [۱۲-۱۴].



شکل ۳- پلان مدل تحلیلی

سناریوی حذف ستون به ترتیب در طبقات اول، سوم، ششم و نهم و در ستون گوشه A6، ستون میانی C3 و ستون کناری F3 صورت گرفته است. از آنجایی که پروسه‌های تحلیل غیرخطی در عملکرد سازه دقیق‌تر از پروسه‌های خطی هستند، از تحلیل دینامیکی غیرخطی برای ارزیابی خرابی پیش‌رونده استفاده شده است. طبق توصیه آیین‌نامه UFC-2009، از مدل سه‌بعدی در این مطالعه استفاده شده است [۱۵ و ۱۶]. طبق این آیین‌نامه استفاده از مدل‌های دوبعدی برای ارزیابی خرابی پیش‌رونده مجاز نیست.

۳-۱- ستون گوشه A6

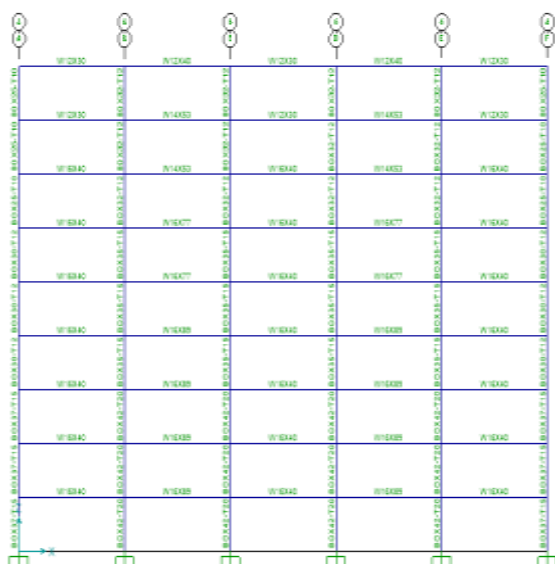
مقاطع ستون‌های گوشه A6 در شکل (۴) نشان داده شده است. بیشینه جابه‌جایی حاصل از حذف ستون گوشه A6 در طبقات اول، سوم، ششم و نهم به ترتیب در شکل‌های (۵) الی (۸) نشان داده شده است. در جدول (۱) نیز ماکزیمم جابه‌جایی نسبی قائم حاصل از حذف ستون گوشه A6 در طبقات ذکر شده و سطوح عملکردی حاصل، ارائه شده است.

جدول ۱- ماکزیمم جابه‌جایی نسبی قائم حاصل از حذف ستون گوشه A6

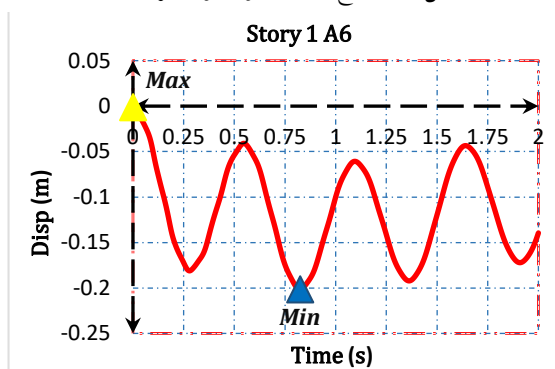
	Story1	Story3	Story6	Story9
Vertical Drift	0.02518	0.02655	0.0427	0.9945
Performance Level	< IO ¹	IO	CP ²	CP

¹ Immediate Occupancy

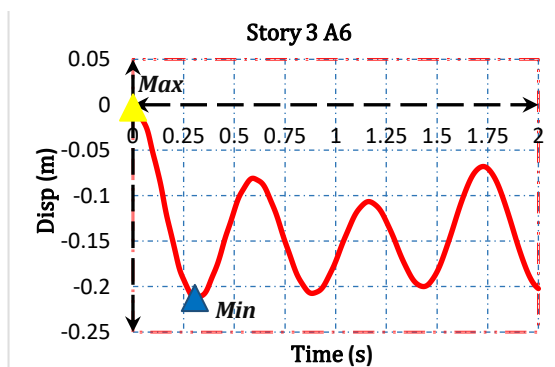
² Collapse Prevention



شکل ۴- مقاطع حذف ستون گوشه برای A6

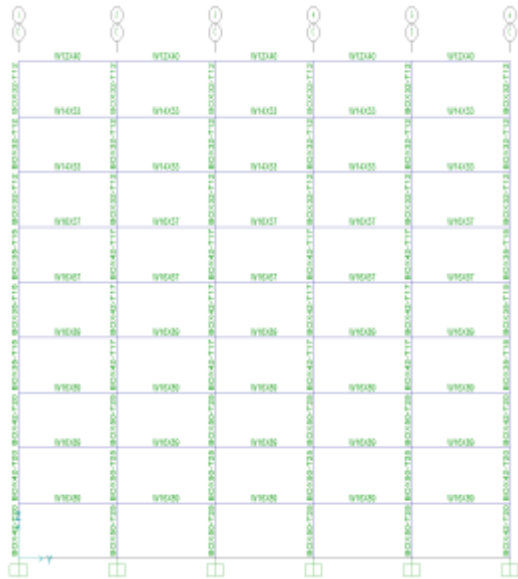


شکل ۵- جابه‌جایی قائم حاصل از حذف ستون گوشه A6 در طبقه اول



شکل ۶- جابه‌جایی قائم حاصل از حذف ستون گوشه A6 در طبقه سوم

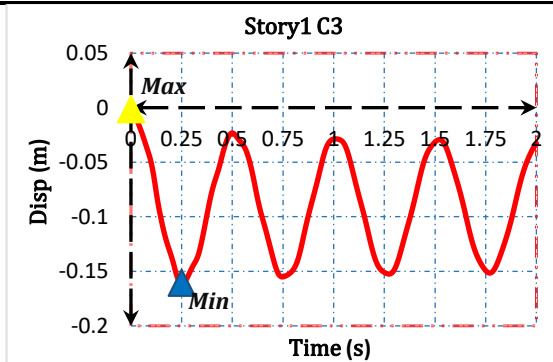
حاصل از حذف ستون میانی C3 در طبقات ذکر شده و سطوح عملکردی حاصل، ارائه شده است.



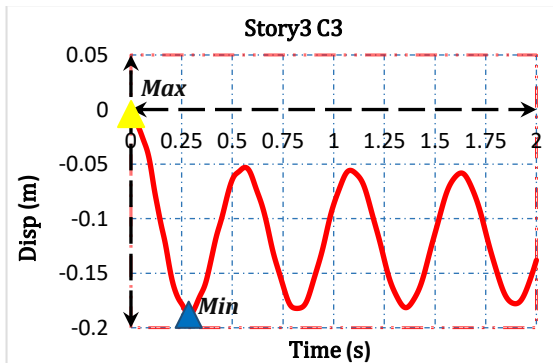
شکل ۹- مقاطع حذف ستون میانی برای C3

جدول ۲- ماکزیمم جابه‌جایی نسبی قائم حاصل از حذف ستون میانی C3

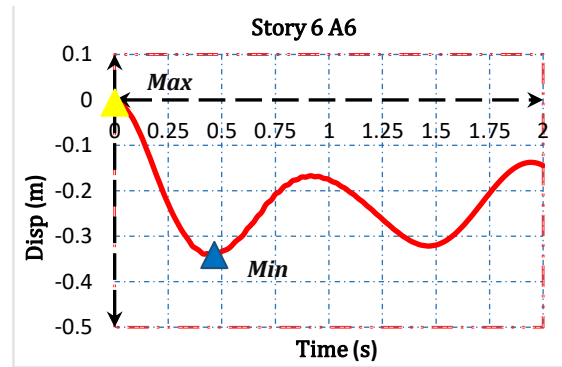
	Story1	Story3	Story6	Story9
Vertical Drift Performance Level	0.02006	0.02351	0.04575	0.6494
	< IO	< IO	IO	CP >



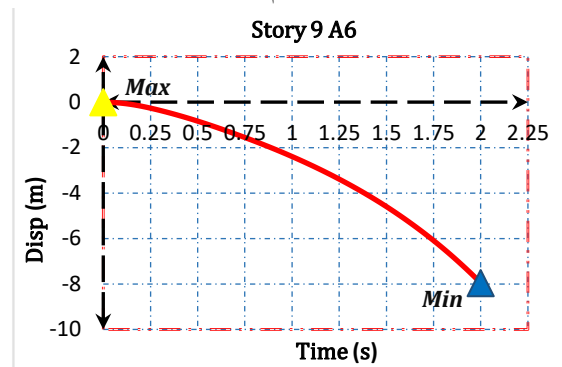
شکل ۱۰- جابه‌جایی قائم حاصل از حذف ستون میانی C3 در طبقه اول



شکل ۱۱- جابه‌جایی قائم حاصل از حذف ستون میانی C3 در طبقه سوم



شکل ۷- جابه‌جایی قائم حاصل از حذف ستون گوشه A6 در طبقه ششم

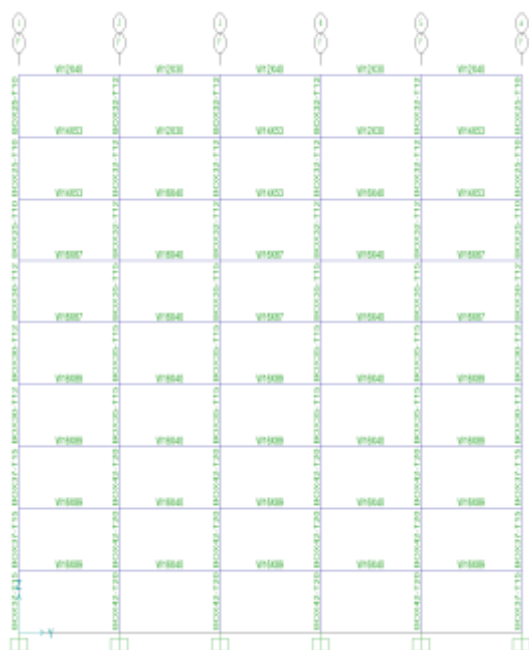


شکل ۸- جابه‌جایی قائم حاصل از حذف ستون گوشه A6 در طبقه نهم

با توجه به نتایج به دست آمده برای دریافت قائم و سطوح عملکرد حاصل از حذف ستون گوشه A6، حذف ستون در طبقات بالاتر، حالت بحرانی تر داشته و در طبقه ششم و نهم حد ایمنی جانی را رد کرده است. با توجه به شکل‌های (۵) و (۶) در لحظه حذف ستون، جابه‌جایی قائم نقطه بالای ستون پس از اندکی کاهش، حول یک وضعیت تعادل شروع به نوسان می‌کند. ولی با توجه به شکل (۸)، سازه نتوانسته خرابی پیش‌رونده را تحمل نماید و دچار فروریزش شده است. مطابق با شکل (۷) نیز سازه با توجه به اینکه بعد از حذف ستون در طبقه ششم، پس از کاهش جابه‌جایی قائم نقطه بالای ستون حول یک نقطه شروع به نوسان کرده است، ولی با توجه به مقدار جابه‌جایی قائم و دریافت قائم متناظر و همچنین فاصله زمانی نسبتاً زیاد یک نوسان کامل، سازه دچار فروریزش شده است.

۳-۲- ستون میانی C3

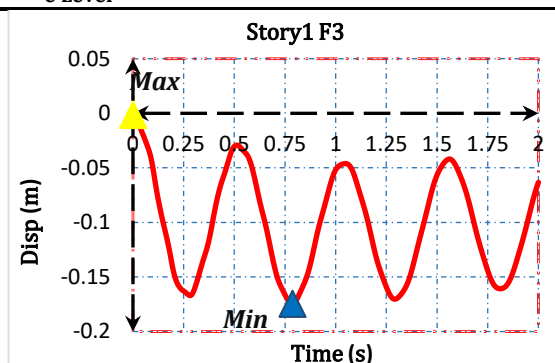
مقاطع ستون‌های میانی C3 در شکل (۹) نشان داده شده است. پیشینه جابه‌جایی حاصل از حذف ستون میانی C3 در طبقات اول، سوم، ششم و نهم به ترتیب در شکل‌های (۱۰) الی (۱۳) نشان داده شده است. در جدول (۲) نیز ماکزیمم جابه‌جایی نسبی قائم



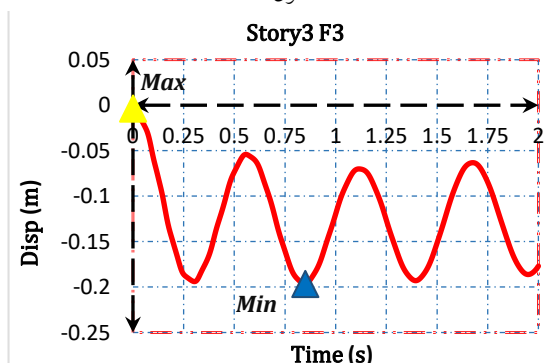
شکل ۱۴- مقاطع حذف ستون کناری برای F3

جدول ۳- ماکزیمم جابه‌جایی نسبی قائم حاصل از حذف ستون کناری F3

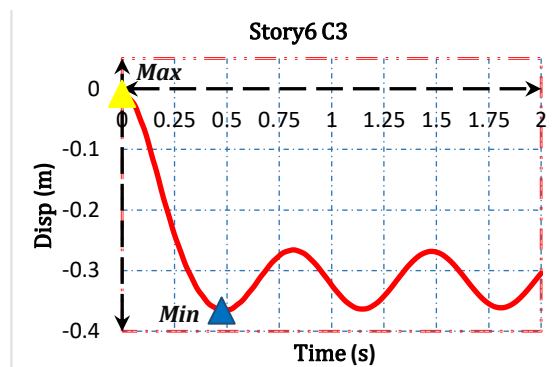
	Story1	Story3	Story6	Story9
Vertical Drift	0.0218	0.0245	0.0371	0.6376
Performance Level	4	8	5	3
	< 10	10	10	CP >



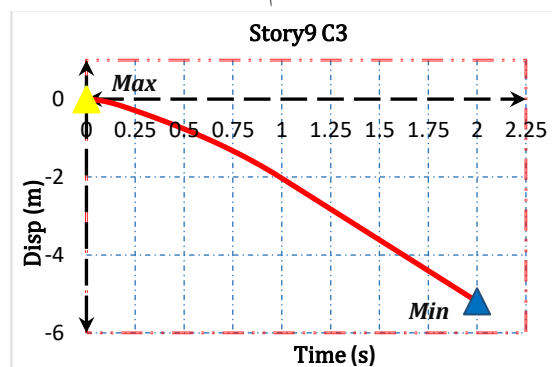
شکل ۱۵- جابه‌جایی قائم حاصل از حذف ستون کناری F3 در طبقه اول



شکل ۱۶- جابه‌جایی قائم حاصل از حذف ستون کناری F3 در طبقه سوم



شکل ۱۲- جابه‌جایی قائم حاصل از حذف ستون میانی C3 در طبقه ششم



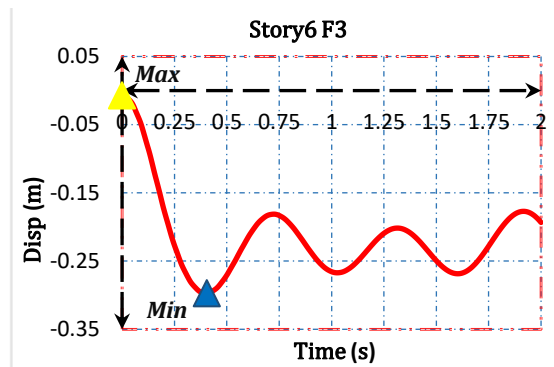
شکل ۱۳- جابه‌جایی قائم حاصل از حذف ستون میانی C3 در طبقه نهم

با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از حذف ستون میانی C3 در طبقات اول، سوم، ششم و نهم و جابه‌جایی قائم، حذف ستون در طبقه آخر بحرانی‌تر بوده و حد ایمنی جانی را رد کرده است. همچنین با توجه به جابه‌جایی نسبی طبقات حاصل از حذف ستون، دررفت قائم حاصل از حذف ستون در طبقه ششم تقریباً دوبرابر دررفت قائم حاصل از حذف ستون در طبقات اول و سوم است و با این وجود در سطح عملکردی سکونت فوری (IO) می‌باشد. ولی با افزایش دررفت قائم در طبقه نهم حاصل از حذف ستون، سازه از سطح ایمنی جانی (LS) نیز عبور کرده و وارد سطح پیشگیری از خرابی (CP) شده است. با توجه به شکل‌های (۱۰) الی (۱۲) در لحظه حذف ستون، جابه‌جایی قائم نقطه بالای ستون پس از اندکی کاهش حول یک وضعیت تعادل، شروع به نوسان می‌کند؛ ولی با توجه به شکل (۱۳) سازه قادر به تحمل خرابی پیش‌رونده نبوده و دچار فروریزش شده است.

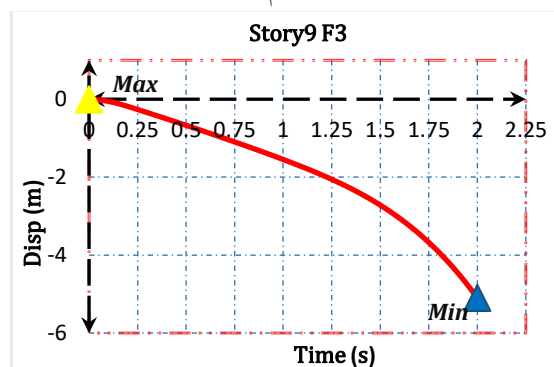
۳-۳- ستون میانی F3

مقاطع ستون‌های میانی F3 در شکل (۱۴) نشان داده شده است. بیشینه جابه‌جایی حاصل از حذف ستون کناری F3 در طبقات اول، سوم، ششم و نهم به‌ترتیب در شکل‌های (۱۵) الی (۱۸) نشان داده شده است. در جدول (۳) نیز ماکزیمم جابه‌جایی نسبی قائم حاصل از حذف ستون کناری F3 در طبقات ذکر شده و سطوح عملکردی حاصل، ارائه شده است.

ارزیابی قرار گرفت. با توجه به حداکثر جابه‌جایی قائم حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای هر یک از حالت‌های حذف ستون و دریافت قائم متناظر به‌دست‌آمده و سطح عملکرد سازه در لحظه جابه‌جایی ماکزیمم مشاهده شد که بحرانی‌ترین حالت در حذف ستون طبقات، حذف ستون در طبقه آخر رخ داده و در این حالت سازه در برابر خرابی پیش‌رونده آسیب‌پذیر است. همچنین با توجه به بیشینه دریافت قائم به‌دست‌آمده و سطوح عملکردی متناظر در لحظه جابه‌جایی حداکثر در سه حالت حذف ستون گوشه A6، ستون میانی C3 و ستون کناری F3، بحرانی‌ترین حالت حذف ستون، حذف ستون گوشه است؛ زیرا جابه‌جایی قائم و دریافت قائم متناظر تقریباً ۲۰٪ از دو حالت حذف ستون میانی C3 و ستون کناری F3 در طبقات اول و سوم بیش‌تر است. همچنین با حذف ستون گوشه در طبقات ششم و نهم، سازه حد ایمنی جانی را رد کرده و دچار فروریزش شده است.



شکل ۱۷- جابه‌جایی قائم حاصل از حذف ستون کناری F3 در طبقه ششم



شکل ۱۸- جابه‌جایی قائم حاصل از حذف ستون کناری F3 در طبقه نهم

با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از حذف ستون کناری F3 در طبقات اول، سوم، ششم و نهم و جابه‌جایی قائم، حذف ستون در طبقه آخر همانند حذف ستون گوشه A6 و حذف ستون میانی C3 بحرانی‌تر بوده و حد ایمنی جانی را رد کرده است. همچنین با توجه به جابه‌جایی نسبی طبقات حاصل از حذف ستون و دریافت قائم حاصل از حذف ستون در طبقه ششم، سازه در سطح عملکردی سکونت فوری (IO) است؛ ولی با افزایش بیش‌ازحد دریافت قائم در طبقه نهم حاصل از حذف ستون همانند دو حالت حذف ستون دیگر مشاهده می‌شود که سازه سطح ایمنی جانی (LS) را نیز رد کرده و وارد سطح پیشگیری از خرابی (CP) شده است. با توجه به شکل‌های (۱۵) الی (۱۷) در لحظه حذف ستون، جابه‌جایی قائم نقطه بالای ستون پس از اندکی کاهش حول یک وضعیت تعادل، شروع به نوسان می‌کند. ولی با توجه به شکل (۱۸)، سازه قادر به تحمل خرابی پیش‌رونده نبوده و دچار فروریزش شده است.

۴- نتیجه‌گیری

در این تحقیق آسیب‌پذیری قاب خمشی فولادی ۹ طبقه در برابر خرابی پیش‌رونده، به‌روش مسیر جایگزین GSA2003 مورد

[16] FEMA 356 (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

[۱۷] مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی. (۱۳۹۳)، "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)", ویرایش چهارم.

[۱۸] مقررات ملی ساختمان ایران (۱۴۰۱)، مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، ایران.

[۱۹] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، بارهای وارد بر ساختمان، (۱۳۹۸)، وزارت مسکن و شهرسازی: تهران، ایران.

[1] GSA (2003), "Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects", The U.S. General Services Administration.

[۲] رشیدی‌الاشتی، ع. (۱۳۹۱)، "تأثیر خرابی‌های پیش‌رونده بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌های فولادی"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل.

[۳] اکبرپور، س. (۱۳۸۹)، "خرابی پیش‌رونده و تأثیر آن بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه علوم و فنون مازندران.

[4] Kim, J., Park, J.H., and Lee, T.H. (2011), "Sensitivity Analysis of Steel Buildings Subjected to Column Loss", *Engineering Structures*, 33, pp.421-432.

[5] Starossek, U., and Haberland, M. (2009), "Evaluating measures of structural robustness", In *Structures Congress: Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role*, pp.1-8.

[6] Unified Facilities Criteria (UFC) (2005), "Design of Buildings to Resist Progressive Collapse", Department of Defense.

[7] Kim, J., and Kim, T. (2009), "Assessment of progressive collapse-resisting capacity of steel moment frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 65(1), pp.169-179.

[8] Kim, T., Kim, J., and Park, J. (2009), "Investigation of progressive collapse-resisting capability of steel moment frames using push-down analysis", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 23(5), pp.327-335.

[9] Fu, F. (2010), "3-D nonlinear dynamic progressive collapse analysis of multi-storey steel composite frame buildings—Parametric study", *Engineering Structures*, 32(12), pp.3974-3980.

[۱۰] رضایا، م.، مرادیگی، ح.، و قلی‌زاده، ا. (۱۳۹۲). "اثر ارتفاع سازه بر خرابی پیش‌رونده در میان قاب بتنی با قاب خمشی"، کنفرانس بین‌المللی عمران، معماری و توسعه پایدار شهری (۱۵ صفحه).

[11] Murtha-Smith, E. (1988), "Alternate path analysis of space trusses for progressive collapse", *Journal of Structural Engineering*, 114(9), pp.1978-1999.

[12] American Society of Civil Engineers (2005), ASCE 7-05: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, New York.

[13] ANSI/AISC 360-22, (2022), Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction.

[14] ANSI/AISC 341-22, (2022), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction.

[15] Unified Facilities Criteria (UFC) (2009), Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, UFC 4-023-03, Including Change 1 (2010), Department of Defense.





Journal of

Steel & Structure

journalisss.ir