



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امید

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

# سازه و فولاد

نشانی:

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

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

[www.iss.ir](http://www.iss.ir)  
[www.journaliss.ir](http://www.journaliss.ir)

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

[info@iss.ir](mailto:info@iss.ir)

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

# سازه و فولاد

## اعتبار علمی و پژوهشی

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

سال سی و چهارم - شماره‌ی چهل و ششم

زمستان ۱۴۰۳

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

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

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

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

## فهرست

انجمن سازه‌های فولادی ایران ..... ۲

مقاوم‌سازی اتصالات صلب تیر به ستون جعبه‌ای و بال پهن با سخت‌کننده‌های جانبی T شکل ..... ۵  
**Retrofitting of Beam to Box and H shape column Moment connections by T-Stiffeners**

محمدسهیل قبادی، محمدرضا ایوبی

مطالعه عددی کمانش مخزن فولادی تحت اثر مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله ..... ۱۹  
**Numerical Study of Buckling of Steel Storage Tank under Horizontal and Vertical Ground Motions**

محمدسعید سبحان، احسان دهقانی

تحلیل حساسیت اتصال مرکزگرای فولادی نسبت به پارامترهای مختلف تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای ..... ۳۰  
**Sensitivity Analysis of steel self-centering connection considering different parameters subject to cyclic loading**

نرگس حسنی، نادر فنائی

مقایسه عملکرد انواع میراگر ستون مایع تنظیم شده غیرفعال برای کنترل لرزه‌ای سازه‌ها ..... ۵۳  
**Comparison of the Performance of Tuned Liquid Column Dampers for Seismic Control of the Structures**

محمدحسین محصل، احمدرضا مصطفی قره باغی، محمدرضا چناقلو

بررسی تأثیر میراگر ابرکشسان بر رفتار مهاربند زانویی دو طرفه ..... ۶۹  
**Investigating the influence of superelastic dampers on the behavior of double-sided knee braces**

معین رضاپور، مهدی قاسمیه

تعیین بسامد و مودهای ارتعاشی ورق‌های V شکل دارای خوردگی ..... ۸۶  
**Determination of Frequency and Vibration Modes of Corroded V-Shaped Plates**

فرزاد شهبان، پارسا ساکتی

شیوه نگارش ..... ۱۰۱

فرم عضویت ..... ۱۰۲

## به نام خالق هستی

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

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

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

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

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

انجمن سازه‌های فولادی ایران



<http://journaliss.ir>

## مقاوم‌سازی اتصالات صلب تیر به ستون جعبه‌ای و بال‌پهن با سخت‌کننده‌های جانبی T شکل

محمد سهیل قبادی<sup>۱\*</sup>، محمدرضا ایوبی<sup>۲</sup>

۱- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین

۲- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران-زلزله، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران

\* قزوین، صندوق پستی ۹۶۸۱۸-۳۴۱۴۸، [msg hobadi@eng.ikiu.ac.ir](mailto:msg hobadi@eng.ikiu.ac.ir)

### چکیده

در این مقاله به روش طراحی و ارائه جزئیات مقاوم‌سازی اتصالات خمشی با ستون‌های جعبه‌ای و بال‌پهن پرداخته شده است. در اتصال پیشنهادی هر بال تیر با استفاده از سخت‌کننده‌های T شکل به بال ستون متصل و ورق‌های روسری و زیرسری به دلیل کیفیت نامطلوب جوش اتصال حذف شده‌اند. عملکرد لرزه‌ای اتصال معرفی شده به عنوان اتصال خمشی صلب به صورت تحلیلی با استفاده از روش اجزای محدود با دقت بالا ارزیابی شده است. سپس بررسی اتلاف انرژی با استفاده از تشکیل مفصل پلاستیک در تیر و خارج از ناحیه اتصال با توجه به معیار توزیع تنش فون میسز و کرنش پلاستیک معادل کنترل شده است. نتایج منحنی‌های هیستریزس نشان داد که نمونه‌ها قبل از تجربه ۲۰٪ کاهش مقاومت، به زاویه دوران ۶٪ رادیان رسیدند و اتصال تقویت‌شده به عنوان یک اتصال خمشی صلب برای استفاده در قاب‌های خمشی ویژه مطابق با آیین‌نامه AISC 341-22 قابل قبول است.

### واژگان کلیدی

ستون جعبه‌ای و بال‌پهن، سخت‌کننده‌های تی، عملکرد لرزه‌ای، منحنی هیستریزس، اتلاف انرژی

## Retrofitting of Beam to Box and H shape column Moment connections by T-Stiffeners

M.S. Ghobadi, M.R. Ayoubi

### Abstract

This study presents a design method and detailing for seismic retrofitting of moment connections in box and wide-flange columns. The proposed connection attaches each beam flange to the column flange using T-shaped Stiffeners, and the top and bottom cover plates are eliminated due to poor welding quality. The seismic performance of the proposed connection as a fully rigid moment connection is evaluated with high accuracy using the finite element method. Then, energy dissipation is investigated by forming a plastic hinge in the beam and out of connection region, considering the von Mises stress distribution criterion and equivalent plastic strain. The results of the hysteresis curves show that the specimens reached a story drift angle of 6% radians before experiencing a 20% reduction in strength, and the proposed connection is acceptable as a fully rigid moment connection for use in special moment frames according to the AISC 341-22 code.

### Keywords

Box and Wide Flange Columns, T-Stiffeners, Seismic Performance, Hysteresis Curve, Dissipation of Energy



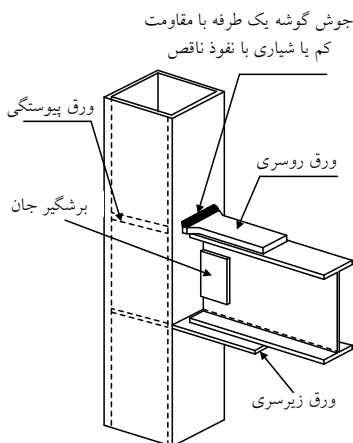
## ۱- مقدمه

پس از زلزله‌های نورتریج<sup>۱</sup> و کوبه<sup>۲</sup>، آسیب‌های ساختاری جدی در اتصالات جوشی قاب‌های خمشی فولادی، از جمله شکست ترد به دلیل ایجاد ترک در جوش شیاری با نفوذ کامل، تشکیل مفصل پلاستیک در وجه ستون و کاهش مقاومت اتصالات، ضعف‌های قابل توجهی را در عملکرد لرزه‌ای این سیستم‌ها آشکار کرد [۱]. بنابراین این نوع اتصالات دارای نقص بوده و نیازمند مقاوم‌سازی بودند. به همین منظور تحقیقات گسترده‌ای برای ارتقای طرح‌های موجود و پیشنهاد راه‌حل‌های جدید انجام شد که منجر به بهبود عملکرد اتصالات خمشی در آن زمان از نظر مقاومت، سختی و تغییر مود شکست اتصالات گردید [۲].

SAC Joint Venture یکی از گسترده‌ترین مطالعات را بر روی قاب‌های خمشی فولادی برای کشف علت آسیب انجام داد. نتایج این مطالعات در سری انتشارات FEMA 350-355، شامل دستورالعمل‌ها و توصیه‌های طراحی منتشر شد [۳-۸]. همچنین بسیاری از محققان تلاش کرده‌اند تا رفتار اتصالات خمشی موجود پیش از زلزله نورتریج را با ارائه اتصالات خمشی جدید بهبود بخشند [۹-۱۳]. در اتصالات جدید، مقاومت خمشی اندازه‌گیری شده اتصال باید حداقل برابر با ۸۰٪ لنگر خمشی پلاستیک تیر متصل در زاویه دریفته طبقه ۴/۸ رادیان باشد [۱۴] و اگر به‌عنوان اتصالات کاملاً صلب طبقه‌بندی شوند، باید دارای سختی چرخشی بیش از مقدار معین  $20 \frac{EI}{L}$  نیز باشد [۱۵]. برخی از اتصالات پیشنهادی در آیین‌نامه اتصالات از پیش‌تأیید شده (AISC 358-22) گنجانده شده است [۱۶] که به‌طور کلی، شامل دو ایده می‌باشد: (الف) تقویت اتصال (ب) تضعیف بخشی از تیر. برخی از این اتصالات خمشی عبارتند از: BUEEP، RBS، BSEEP، BFP، WFP و WUF-W. در میان اتصالات مختلف از پیش‌تأیید شده، اتصالات با ورق روسری و زیرسری (WFP)<sup>۳</sup> به‌طور گسترده در ساخت قاب‌های خمشی متوسط (IMFs)<sup>۴</sup> مناطق لرزه‌خیز ایران استفاده می‌شود [۱۷].

علاوه بر توسعه اتصالات از پیش‌تأیید شده، محققان تحقیقات گسترده‌ای جهت تقویت و بهبود اتصالات معیوب انجام داده‌اند. در برخی از این مطالعات بهبود رفتار لرزه‌ای اتصالات خمشی WFP با استفاده از سخت‌کننده‌های جانبی T شکل در ستون‌های جعبه‌ای به‌صورت عددی و تجربی بررسی شده است [۱۸ و ۱۹].

و برخی دیگر نیز می‌توانند به‌عنوان گزینه‌هایی برای مقاوم‌سازی قاب‌های خمشی فولادی استفاده شوند [۲۰-۲۴]. در تحقیقات جدیدتر نیز از روش‌های نوین جهت مقاوم‌سازی اتصالات استفاده می‌شود [۲۵-۳۲]. تحقیقاتی با به‌کارگیری ستون‌های ساخته شده از مزدوج اشکل در بررسی اتصالات خمشی نیز صورت گرفته است [۳۳-۳۷]. شیرواند و همکاران [۳۸] به مطالعه آزمایشگاهی اتصالات خمشی ستون فولادی ساخته شده از دوپل اشکل با صفحات جانبی دوزنقه‌ای پرداختند. نتایج تحقیقات آن‌ها حاکی از بهبود رفتار اتصال در صورت استفاده از ورق مضاعف در چشمه اتصال بود. ایوبی و قبادی [۳۹] در مطالعات اخیر خود جزئیات مقاوم‌سازی و روش طراحی عناصر سخت‌کننده T شکل را در یک اتصال خمشی معیوب WFP متصل شده به ستون‌های دوپل ساخته شده با ورق‌های پوشش ارائه کردند. نتایج نشان داد که اتصال با سخت‌کننده‌های مناسب، معیارهای اولیه طراحی لرزه‌ای را برآورده می‌کند و ضمن فراهم کردن مقاومت، سختی و ظرفیت چرخش کافی، مشکلات خاص مربوط به استفاده از ستون‌های دوپل I را بهبود می‌دهد. به‌طور کلی تحقیقات نشان داده است که پارامترهای مؤثر بر عملکرد اتصال عبارتند از: نوع و ابعاد سخت‌کننده‌ها، ابعاد تیر و ستون، نسبت سختی تیر به ستون و تنش‌های پسماند مواد جوشکاری. هر یک یا ترکیبی از این پارامترها می‌تواند به‌طور قابل توجهی رفتار و عملکرد اتصال را تحت تأثیر قرار دهد [۱۹، ۲۰، ۳۹ و ۴۰].



شکل ۱- جزئیات شماتیک اتصال WFP با جوش معیوب

علی‌رغم پیشرفت‌های قابل توجه در بهبود رفتار لرزه‌ای اتصالات قاب‌های خمشی فولادی از طریق طرح‌های نوآورانه،

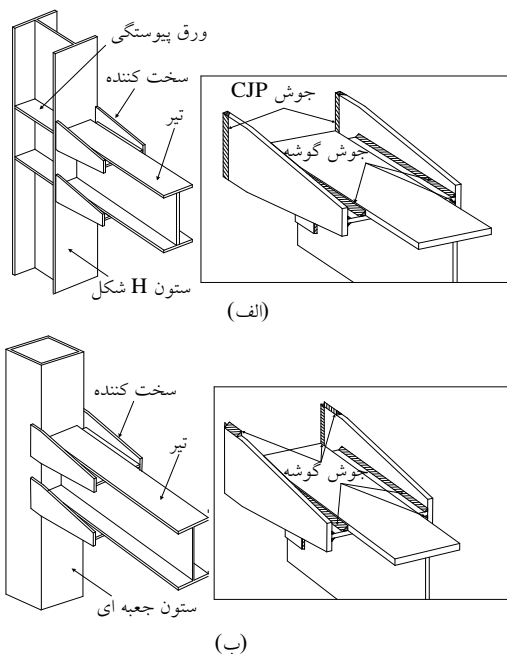
<sup>1</sup> Northridge

<sup>2</sup> Kobe

<sup>3</sup> Welded Flange Plate

<sup>4</sup> Intermediate Moment Frame System

آن [۳۹] و بررسی کفایت مدل‌های تقویت به تنهایی از نظر توزیع تنش و کرنش، مکانیسم انتقال بار در سخت‌کننده‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای با متغیرهای مختلف به‌منظور بهینه‌سازی جزئیات اتصال، کنترل ارضاء شرایط یک اتصال صلب برای پذیرش شرایط قاب خمشی ویژه بر اساس آیین‌نامه‌های AISC 360-22 [۱۵] و AISC 341-22 [۱۴]، کاهش استفاده از مصالح، افزایش سرعت نصب اتصال، افزایش و تسریع اتلاف انرژی در محل مفصل پلاستیک، کاهش آسیب به اجزا و محدوده حفاظت‌شده اتصال، ساخت و نصب اجزای اتصال در محل کارگاه می‌باشد.



شکل ۲- جزئیات شماتیک اتصال پیشنهادی: الف) با ستون بال‌پهن ب) با ستون جعبه‌ای

در این مقاله رفتار نمونه آزمایشگاهی RC9 معرفی شده توسط قبادی و همکاران [۳۹]، به دلیل شباهت ساختاری چشمگیر با اتصال جدید معرفی شده در تحقیق حاضر، در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس<sup>۳</sup> شبیه‌سازی و اعتبارسنجی می‌شود [۴۱]. سپس طراحی اتصال جدید انجام و پس از آن مدل‌های دقیق اجزای محدود شبیه‌سازی می‌شوند و رفتار اتصال پیشنهادی از روی آن ارزیابی می‌گردد.

## ۲- مفاهیم سازوکار رفتار اتصال و روش طراحی

سخت‌کننده T شکل از دو عضو عمودی و افقی تشکیل شده است که در شکل (۳-الف) نشان داده شده است. عضو افقی با جوش

همچنان چالش‌هایی، به‌ویژه در اتصالات تیر به ستون‌های جعبه‌ای و بال‌پهن با توجه به کاربرد فراوان آن‌ها در ساخت‌وساز کشورهای آسیایی از جمله ایران و نیز ویژگی‌های مقاومت ذاتی آن‌ها، زمانی که تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار می‌گیرند، همچنان پابرجاست. ویژگی‌های اصلی مقاطع جعبه‌ای، از جمله سختی خمشی و پیچشی دوجوه‌ای بالا، شکل‌پذیری قابل‌توجه و ظرفیت پس‌کمانش زیاد، آن‌ها را به یکی از ارجح‌ترین مقاطع در مناطق لرزه‌خیز تبدیل کرده است [۴۰]. اگرچه رفتار چشمه اتصال و مسیر انتقال بار بین اتصال تیر به ستون‌های جعبه‌ای و بال‌پهن متفاوت است، با این حال استفاده از جزئیات اتصال مشابه با تأکید بر قراردادن ورق‌های پیوستگی در داخل ستون جعبه‌ای و در تراز بال تیر توصیه می‌شود [۸]. از طرف دیگر، عدم دسترسی به داخل ستون جعبه‌ای، هزینه‌های مربوط به نصب و جوشکاری ورق پیوستگی داخلی توصیه‌شده برای اتصال تیر به ستون جعبه‌ای را افزایش می‌دهد [۴۰].

جوش‌ها نقش مهمی در انتقال نیروها و تضمین پایداری اتصالات WFP دارند. با این حال، آن‌ها مستعد چالش‌هایی هستند. یکی از مشکلات رایج در اجرای اتصالات WFP، عدم اجرای صحیح جوش شیاری با نفوذ کامل (CJP)<sup>۱</sup> است. بدین معنی که در برخی موارد این جوش با نفوذ ناقص اجرا شده و می‌تواند به ایجاد ترک در ریشه جوش و کاهش مقاومت اتصال منجر شود. در روش دیگر به جای جوش CJP از جوش گوشه یک‌طرفه<sup>۲</sup> استفاده می‌شود که از مقاومت لازم برخوردار نیست (شکل (۱)). در نتیجه، این نقص‌ها تأثیر قابل‌توجهی بر عملکرد لرزه‌ای اتصال دارند و شرایط مندرج در آیین‌نامه‌ها [۱۴ و ۱۷] را برای تأیید به‌عنوان یک اتصال صلب تیر به ستون در قاب‌های خمشی ویژه برآورده نمی‌کنند. در این صورت اتصال نیازمند مقاوم‌سازی خواهد بود. با این حال، به دلیل هندسه خاص ستون، طراحی جزئیات ضروری است تا صلبیت لازم در اتصال تأمین شود.

مطالعه حاضر با هدف رفع این شکاف تحقیقاتی و با تکیه بر روش مقاوم‌سازی با استفاده از سخت‌کننده‌های جانبی T شکل [۳۹] به ارزیابی رفتار لرزه‌ای یک اتصال خمشی بدون در نظر گرفتن ورق روسری و زیرسری می‌پردازد (شکل (۲)) و تلاش می‌کند به این سؤال پاسخ دهد که آیا روش تقویت پیشنهادی اتصال در حضور ستون جعبه‌ای و بال‌پهن قابل‌اجرا است؟ در واقع هدف از حذف ورق‌های روسری و زیرسری، چشم‌پوشی از جوش اتصال تیر به ستون به سبب عیب‌های اساسی

<sup>۳</sup> Abaqus

<sup>۱</sup> Complete Joint Penetration

<sup>۲</sup> Single Fillet Weld

گوشه یک طرفه به بال تیر متصل می‌شود و دو عضو افقی و عمودی سخت‌کننده به یکدیگر نیز توسط جوش گوشه دوطرفه متصل می‌شوند. اتصال سخت‌کننده‌های عمودی به ستون نیز با توجه به مقطع آن متفاوت است. این کار در ستون‌های جعبه‌ای توسط جوش گوشه<sup>۱</sup> و در ستون‌های بال‌پهن توسط جوش‌های نفوذی<sup>۲</sup> انجام می‌شود.

مکانیسم انتقال بار در این اتصال به گونه‌ای است که نیروهای فشاری و کششی توسط سخت‌کننده‌های T شکل به دلیل تغییر شکل‌های نسبتاً انعطاف‌پذیر خارج از صفحه دیواره‌های ستون، مقاومت می‌کنند. در این حالت، سخت‌کننده‌های T شکل نقش اساسی در انتقال نیروها از بال‌های تیر به جان ستون دارند. با توجه به حالت‌های محتمل گسیختگی برشی و کششی به ترتیب برای عضوهای افقی و عمودی سخت‌کننده، باید کنترل‌های لازم جهت دستیابی به گسیختگی خمشی که سبب اتلاف انرژی است و مطلوب طرح پیشنهادی می‌باشد، انجام شود. تحقیقات قبلی که توسط ایوبی و قبادی [۳۹] انجام شده است، نشان داد که نیروی  $T/2$  به صورت سری توسط عضوهای عمودی و افقی سخت‌کننده T شکل منتقل می‌شود. بنابراین، پارامترهای کلیدی برای طراحی سخت‌کننده T شکل، طول (l) عضو افقی و ارتفاع (h) عضو عمودی است. همان‌طور که در شکل (۳-ب) نشان داده شده است، لنگر خمشی پلاستیک تیر ( $M_p$ ) توسط بال‌های تیر به شکل یک زوج نیرو (T) تحمل می‌شود. از این رو نیروی  $T/2$  با ترکیب مقاومت برشی ( $P_h$ ) عضو افقی و مقاومت کششی ( $P_v$ ) عضو عمودی به ستون اعمال می‌شود. برای جلوگیری از گسیختگی برشی و کششی در عضوهای عمودی و افقی، معیارهای طراحی سخت‌کننده T شکل باید بر اساس آیین‌نامه سازه‌های فولادی [۱۵] برای اجزای کششی و برشی جهت رفتار مطلوب عضوهای آن در نظر گرفته شود. علاوه بر این، ضخامت عضو عمودی سخت‌کننده T باید بر اساس معادلات ناپایداری کنترل شود تا ناپایداری‌های کمانشی در آن‌ها اتفاق نیافتد. بنابراین در مطالعه حاضر، ضخامت اجزای سخت‌کننده با توجه به آیین‌نامه AISC360-22 [۱۵] طراحی شده است تا در محدوده الاستیک باقی بماند. مجموعه‌ای از معیارهای طراحی ساده برای سخت‌کننده‌های T شکل بر اساس معادلات (۱) تا (۸) انجام می‌شود:

کنترل تنش برشی در عضو افقی:

$$\tau_{\max} = 1.5 \frac{T}{t_h L_1} \leq 0.9 \times 0.6 F_y \times C_v \quad (1)$$

کنترل تنش خمشی در عضو افقی:

$$\sigma_{\max} = \frac{6TH_3}{t_h L_1^2} \leq 0.9 \times F_y \quad (2)$$

کنترل تنش صفحه‌ای عضو افقی:

$$f = \sqrt{3\tau_{\max}^2 + \sigma_{\max}^2} = \frac{T}{t_h L_1} \sqrt{\frac{36H_3^2}{L_1^2} + 6.75} \leq F_y \quad (3)$$

کنترل جوش گوشه متصل‌کننده عضو افقی به بال تیر:

$$\left(\frac{T}{2}\right) \leq 0.75 \times 0.6 F_{EXX} \times 0.707 \times L_1 \times D_2 \quad (4)$$

کنترل جوش گوشه دوطرفه:

$$\left(\frac{T}{2}\right) \leq 2 \times 0.75 \times 0.6 F_{EXX} \times 0.707 \times L_1 \times D_1 \quad (5)$$

کنترل عضو عمودی در کشش:

$$\left(\frac{T}{2}\right) \leq 0.9 \times F_y t_v H_1 \quad (6)$$

کنترل کمانش موضعی عضو افقی:

$$H_3/t_h \leq \min \left( 1.1 \sqrt{\frac{5.34E}{F_y}}, 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \quad (7)$$

کنترل کمانش موضعی عضو عمودی:

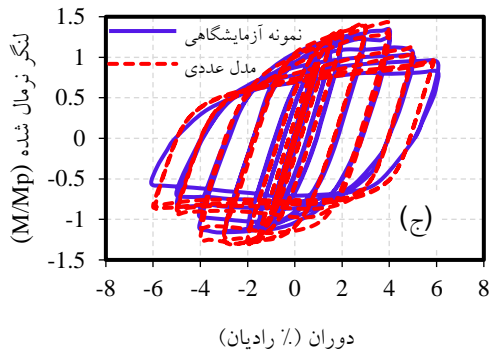
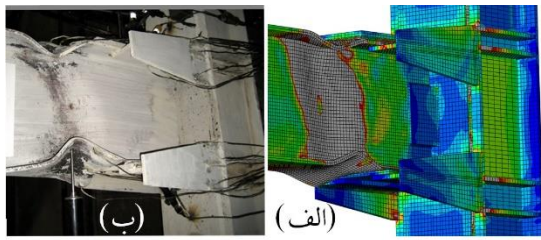
$$H_1/2t_v \leq \min \left( 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \quad (8)$$

در معادلات فوق، (T) کوپل نیروی حاصل از لنگر مورد انتظار تیر، ( $H_1$ ) ضلع بزرگ‌تر عضو عمودی، ( $t_v$ ) ضخامت عضو عمودی، ( $L_1$ ) طول عضو افقی، ( $t_h$ ) ضخامت عضو افقی، ( $H_3$ ) عرض عضو افقی، ( $D_2$ ) بعد جوش گوشه یک طرفه، ( $D_1$ ) بعد جوش گوشه دوطرفه، ( $F_{EXX}$ ) تنش کششی نهایی الکتروود، ( $\sigma_{\max}$ ) تنش ناشی از خمش در عضو افقی و ( $\tau_{\max}$ ) تنش برشی حداکثر در عضو افقی می‌باشد. برای کنترل تنش برشی در عضو افقی، مقدار حداکثر برای آن در نظر گرفته شده است لذا استفاده از ضریب ۱/۵ در جهت اطمینان است.

<sup>1</sup> Filet weld

<sup>2</sup> Complete Joint Penetration Weld

آزمایشگاهی و نمونه عددی از نظر تغییرشکل‌های اتصال و منحنی هیستریزس مشاهده می‌شود. این شباهت ناشی از حداکثر دقت در مدل‌سازی اجزای محدود و ایجاد شرایط بسیار مشابه با شرایط نمونه آزمایشگاهی است.



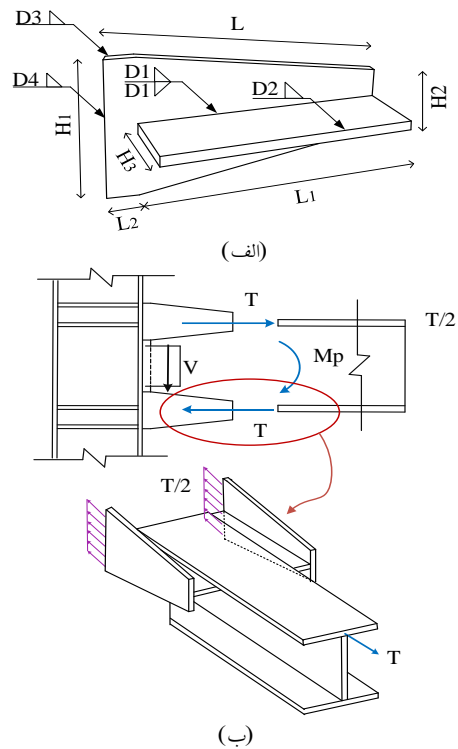
شکل ۴- صحت‌سنجی مدل آزمایشگاهی [۳۹]: (الف) مدل تغییرشکل‌یافته اجزای محدود (ب) نمونه آزمایشگاهی (ج) منحنی هیستریزس

#### ۴- مدل‌سازی عددی

۴-۱- جزئیات مدل‌سازی اجزای محدود نمونه مرجع در این بخش ارزیابی و صحت‌سنجی اتصال آزمایشگاهی مرجع در نرم افزار آباکوس شرح داده شده است [۴۱]. پس از مدل‌سازی اجزای اتصال، نمودار تنش-کرنش مصالح فولادی و جوش، با معیار تسلیم فون میسز<sup>۱</sup> و با فرض امکان رفتار غیرخطی و تغییرشکل‌های بزرگ، به صورت دوطرفه و با لحاظ نمودن سخت‌شوندگی جنبشی (کینماتیکی) معرفی شدند. مقدار سختی ناحیه پلاستیک مصالح فولادی و الکتروود به ترتیب  $k_{py} = 311$  مگاپاسکال و  $k_{py} = 553$  مگاپاسکال، چگالی فولاد  $7850$  کیلوگرم بر مترمکعب، مدول الاستیسیته  $2 \times 10^5$  مگاپاسکال و نسبت پواسون برابر با  $0.3$  در نظر گرفته شد. به منظور شبیه‌سازی رفتار تقریباً واقعی اتصال، برای همه اجزای مونتاژ شده که در تماس با یکدیگر بودند، تماس سخت<sup>۲</sup> تعریف شد.

<sup>۱</sup> von Mises

<sup>۲</sup> Hard Contact



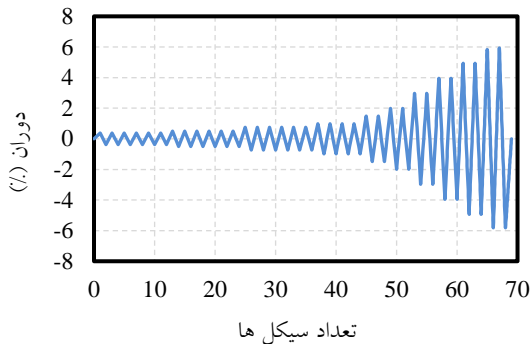
شکل ۳- (الف) شکل سه‌بعدی از هندسه سخت‌کننده T (ب) مکانیسم انتقال بار

#### ۳- صحت‌سنجی مدل عددی با رفتار تجربی اتصال مرجع

جهت بررسی صحت مدل‌سازی، با توجه به عدم بررسی موضوع پیشنهادی در ادبیات فنی و همچنین عدم دسترسی به نمونه آزمایشگاهی این نوع از اتصالات، سعی شد نمونه آزمایشگاهی مرجع دیگری که مکانیزم رفتار آن مشابه اتصال پیشنهادی باشد، انتخاب شود. از این رو از نتایج آزمایشگاهی نمونه RC9 انجام‌شده توسط قبادی و همکاران به عنوان اتصال مرجع استفاده شد [۳۹]. با انتخاب این نمونه به عنوان اتصال مرجع، می‌توان عملکرد اتصالات پیشنهادی را مقایسه کرد. بدین معنی که اگر اتصالات پیشنهادی، عملکرد برتر و یا مشابهی نسبت به نمونه مرجع داشته باشد، نشان‌دهنده عملکرد قابل قبول آن به عنوان اتصال خمشی واجد شرایط است.

شکل (۴-الف) اعتبارسنجی عملکرد چرخه‌ای اتصال مرجع را نشان می‌دهد که در آباکوس مدل‌سازی شده است [۴۱]. جزئیات مدل‌سازی اجزای محدود در بخش بعد ارائه شده است. با توجه به شکل (۴-ب) و (۴-ج) تطابق بسیار خوبی بین نمونه

شرایط زلزله استفاده شد [۱۴]. این پروتکل و تعداد چرخه‌های آن در شکل (۶) نشان داده شده است. بارگذاری چرخه‌ای به صورت تغییر مکان به انتهای تیر اعمال شد.



شکل ۶- تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای

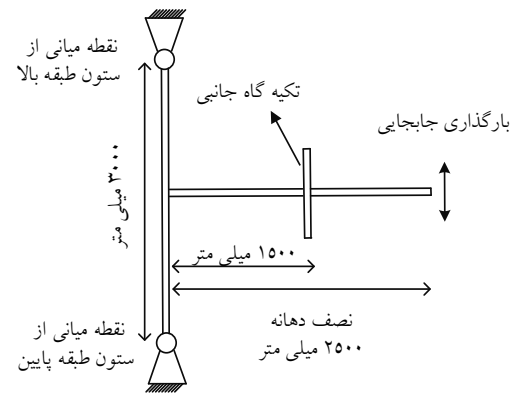
#### ۴-۲- طراحی و مدل سازی نمونه‌های اتصال پیشنهادی

به منظور تأیید صحت کیفیت اتصال و بررسی رفتار آن لازم است تا اتصال با جزئیات متفاوت مدل‌سازی شود و تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گیرد که بتوان رفتار هیستریزس، توزیع تنش، کرنش، سختی، شکل‌پذیری و مقاومت اتصال را با تغییر مقاطع تیر و ستون بر اساس آیین‌نامه‌های آمریکا طبقه‌بندی کرد [۱۴ و ۱۵]. از این رو اتصال پیشنهادی بر اساس روش طراحی ارائه شده در بخش ۲ و بر مبنای مفاهیم طراحی لرزه‌ای سازه‌های فولادی، به روش LRFD مطابق با بحث دهم که منطبق با آیین‌نامه‌های آمریکا می‌باشد [۱۴-۱۷]، برای قاب خمشی ویژه طراحی شد. در طراحی اتصالات، مشخصات مصالح فولادی به کاررفته برای مقاطع تیر، ستون و سخت‌کننده‌ها بر اساس استاندارد ASTM A36 (مشابه با فولاد S235JR) و فلز جوش نیز بر اساس مقادیر اسمی موجود در آیین‌نامه جوش آمریکا [۴۲] با الکتروود E7018 در نظر گرفته شد. خواص مکانیکی مصالح مورد استفاده در جدول (۱) نشان داده شده است [۳۹].

جدول ۱- مشخصات مصالح به کاررفته در آزمایش

اعضا	$F_y$ (MPa)	$F_u$ (MPa)	$F_y/F_u$ (%)	کشیدگی (%)
تیر، ستون و سخت‌کننده‌ها	۲۵۰	۳۴۳	۷۲	۳۰
الکتروود E7018	۵۴۰	۶۲۷	۸۶	۱۶

همچنین، از قید tie بین اجزای اتصال از جمله صفحات و جوش‌ها و صفحات با یکدیگر تعریف شد. در این مطالعه، علاوه بر استفاده از قید "پیوستگی کامل (Tie)" برای اتصال اجزا، جوش‌های سخت‌کننده‌ها به صورت کامل مدل‌سازی شده و رفتار غیرخطی و اثر مقاومت فلز جوش و ناحیه جوشکاری نیز لحاظ شده است. تمامی جوش‌ها بر اساس معیارهای طراحی آیین‌نامه AWS طراحی شده‌اند تا الزامات انتقال نیروهای ناشی از لنگر پلاستیک تیر را برآورده کنند [۴۲]. برای شبیه‌سازی دقیق، ویژگی‌های مکانیکی فلز جوش با استفاده از معیار تسلیم فون میسز و سخت‌شوندگی جنبشی (کینماتیکی) در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس تعریف شده است. در مدل‌سازی تماس اجزای اتصال، تمامی اجزا در حین بارگذاری چرخه‌ای اجازه جدا شدن داشتند. شرایط مرزی اتصال مطابق با شرایط نمونه آزمایشگاهی آن تعریف شد (شکل (۵)).



شکل ۵- شرایط مرزی نمونه مرجع

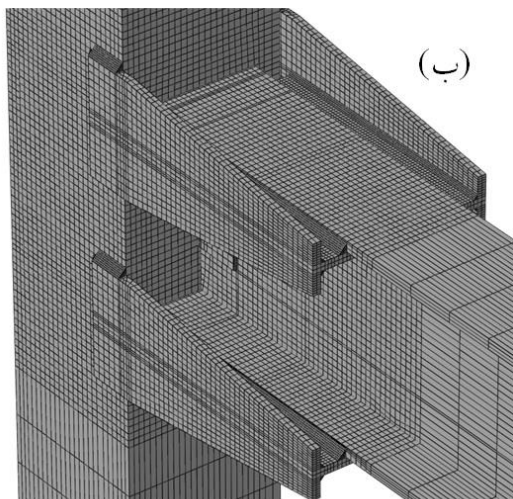
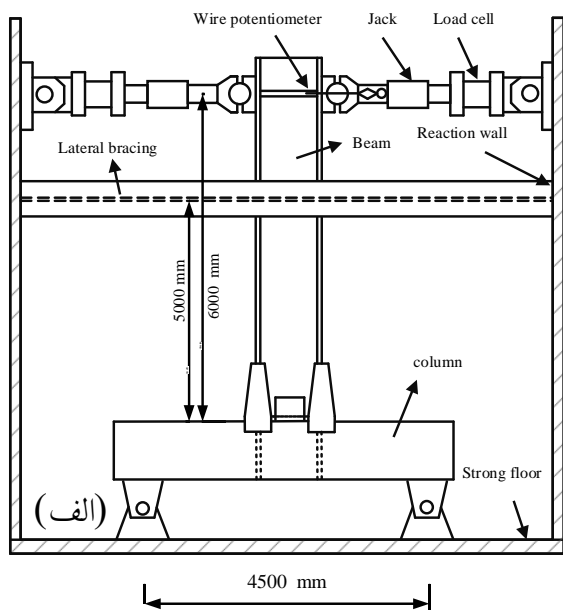
برای ساخت اجزای این نمونه از المان Solid 3D C3D8 جهت مش‌بندی تمام اجزای اتصال استفاده شد که یک المان مکعبی هشت‌گره‌ای با انتگرال‌گیری کامل<sup>۱</sup> است و قابلیت شبیه‌سازی پلاستیسیته، تغییر شکل و کرنش‌های بزرگ را دارد [۴۱]. برای شبکه‌بندی المان‌های شش‌وجهی<sup>۲</sup> از تکنیک Structural Method استفاده گردید. برای دستیابی به نتایج دقیق‌تر، ابعاد بهینه مش‌ها با آزمون و خطا به دست آمد؛ در قسمت‌های تحت تنش بالا همچون جوش‌ها از مش‌های ریز و برای قسمت‌های با تنش کوچک که از محدوده اتصال دورتر هستند، از مش‌های بزرگ‌تر استفاده شد.

با توجه به آیین‌نامه لرزه‌ای آمریکا، از پروتکل بارگذاری شبه‌استاتیکی چرخه‌ای با نرخ کرنش ناچیز برای شبیه‌سازی

<sup>۱</sup> Full Integration

<sup>۲</sup> Hex

مدل ابزاربندی و مش‌بندی شده نمونه RCBox W24. در شکل (۷) نشان داده شده است.



شکل ۷- (الف) مدل ابزاربندی (ب) الگوی مش‌بندی مدل عددی

در جدول (۲) مراحل طراحی یک نمونه اتصال RC Box W24 به صورت خلاصه ارائه شده است. با توجه به نیرو-کنترل بودن سخت‌کننده‌ها و نیاز به در نظر گرفتن حاشیه اطمینان بالا در طراحی این اجزا، محاسبات با فرض انتقال نیمی از نیروی بال تیر به هر یک از سخت‌کننده‌های T شکل چپ و راست صورت گرفته است. همچنین به دلیل ناچیز بودن تنش‌های ناشی از خمش در عضو افقی سخت‌کننده از آن صرف نظر شده است.

در جدول (۲)،  $(M_r)$  لنگر پلاستیک مورد انتظار تیر،  $(C_{pr})$  ضریبی برای در نظر گرفتن حداکثر مقاومت اتصال،  $(Z)$  اساس مقطع پلاستیک عضو،  $(F_{ye})$  تنش تسلیم مورد انتظار و  $(\alpha_s)$  در روش LRFD برابر یک است.  $(V_{hr})$  نیروی برشی مورد تقاضا،  $(S_h)$  طول ناحیه حفاظت‌شده،  $(\phi)$  ضریب اطمینان،  $(F_y)$  تنش تسلیم،  $(T)$  کوبل نیروی ناشی از لنگر پلاستیک مورد انتظار تیر،  $(F_{EXX})$  مقاومت اسمی الکتروود،  $(A_w)$  سطح مقطع مؤثر جوش،  $(R_n)$  مقاومت اسمی جوش،  $(L_1)$  طول عضو افقی سخت‌کننده،  $(t_{sh})$  ضخامت عضو افقی سخت‌کننده،  $(D_2)$  بعد جوش گوشه اتصال بین بال تیر و عضو افقی سخت‌کننده،  $(D_1)$  بعد جوش گوشه دوطرفه،  $(H_1)$  طول عضو عمودی سخت‌کننده در وجه ستون،  $(H_3)$  عرض عضو افقی سخت‌کننده،  $(E)$  مدول الاستیسیته فولاد و  $(t_{vg})$  ضخامت عضو عمودی سخت‌کننده می‌باشد.

پس از طراحی نمونه‌های اتصال پیشنهادی، آن‌ها با روش اجزای محدود مدل‌سازی شدند. مدل‌سازی، مونتاژ اعضا، تعریف تماس، شرایط مرزی، مش‌بندی، المان مورد استفاده و پروتکل بارگذاری مشابه روش ارائه شده در قسمت قبل است. در مدل‌سازی از اثرات تأخیر برشی صرف نظر شده است. مشخصات مصالح فولادی به کاررفته برای نمونه‌های عددی مطابق جدول (۱) می‌باشد.

جدول (۳) مشخصات هندسه تیر و ستون و جدول (۴) مشخصات هندسی مقاطع سخت‌کننده به کاررفته در نمونه‌ها را نشان می‌دهد. در این مطالعه، مقطع جعبه‌ای ستون‌ها از نوع باکس ساخته شده است. با این حال، به منظور ساده‌سازی و کاهش زمان محاسبات، جزئیات مربوط به جوش این ناحیه به طور مستقیم مدل‌سازی نشده‌اند و با استفاده از قید Tie اجزا به یکدیگر متصل شده‌اند.

<sup>1</sup> Built-up Box Section

اعضا	مراحل طراحی اعضا	محاسبات (واحد: mm, N)	طراحی سخت کننده
			طراحی اتصال
		$M_r = \frac{C_{pr} Z_{F_y e}}{\alpha_s} + V_{hr} S_h = (1.186 \times 7670000 \times 250) + (874675 \times 800) = 2969740000$	۱- لنگر مورد انتظار تیر جهت طراحی
		$T/2 = 2458394.04 \leq \phi V_n = 0.9 \times 0.6 F_y L_1 t_{sh} = 0.9 \times 0.6 \times 250 \times 750 \times 25 = 2835000 \rightarrow OK$	۲- کنترل طول عضو افقی سخت کننده برای برش
		$H_3/t_n = \frac{170}{25} = 6.8 \leq \min \left( 1.1 \sqrt{\frac{E_s t_n}{F_y}}, 1.49 \sqrt{\frac{F_y}{F_y}} \right) = \min(71.89, 42.14) = 42.14 \rightarrow OK$	۳- کنترل پایداری سخت کننده افقی در مقابل کماتش
		$T/2 = 2458394.04 \leq \phi \times 0.6 F_{EXX} \times 0.707 \times L_1 D_2 = 0.75 \times 0.6 \times 490 \times 0.707 \times 750 \times 22 = 2572242.75 \rightarrow OK$	۴- کنترل جوش گوشه بین بال تیر و عضو افقی سخت کننده
		$T/2 = 2458394.04 \leq 2 \times \phi \times 0.6 F_{EXX} \times 0.707 \times L_1 D_1 = 2 \times 0.75 \times 0.6 \times 490 \times 0.707 \times 750 \times 11 = 2572242.75 \rightarrow OK$	۵- کنترل جوش گوشه دوطرفه بین اعضای افقی و قائم سخت کننده
		$T/2 = 2458394.04 \leq 0.9 \times F_y t_{vs} H_1 = 0.9 \times 250 \times 450 \times 25 = 2531250 \rightarrow OK$	۶- کنترل عرض ورق عضو عمودی سخت کننده برای تنش کششی
		$H_1/2t_p = \frac{450}{2 \times 25} = 9 \leq \min \left( 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}, 0.56 \sqrt{\frac{F_y}{F_y}} \right) = \min(10.74, 15.83) = 10.74 \rightarrow OK$	۷- کنترل پایداری سخت کننده قائم:
		$R_{n1} = (0.75 \times 0.6 \times 490 \times 0.707 \times 25 \times 450) + (2 \times 0.75 \times 0.6 \times 490 \times 0.707 \times 25 \times 110) = 2611216.125$	۸- کنترل جوش های گوشه سه طرفه بین عضو قائم سخت کننده و بال ستون
		$R_{n2} = (0.85 \times 2 \times 0.75 \times 0.6 \times 490 \times 0.707 \times 25 \times 110) + (1.5 \times 0.75 \times 0.6 \times 490 \times 0.707 \times 25 \times 450) = 3359505$	
		$R_n = \max(R_{n1}, R_{n2}) = 3359505 > T/2 = 2458394.04 \rightarrow OK$	

پلاستیک در مناطق بحرانی اتصال، مسائل اصلی در مورد اتصالات خمشی است که در ادامه بررسی می‌شوند.

#### ۱-۵- عملکرد چرخه‌های اتصالات

نتایج منحنی هیستریزس نمونه‌های اتصال RC HW24، RC BoxW27 و RC BoxW24، RCHW27 تحت بارگذاری چرخه‌ای به‌دست آمد (شکل (۸)). در منحنی‌های هیستریزس نمونه‌ها، لنگر خمشی حاصل از اتصال بیش‌تر از ۸۰٪ ممان خمشی پلاستیک تیر تا زاویه دوران ۴٪ بود. بنابراین، اتصال پیشنهادی معیار مقاومت و شکل‌پذیری لازم جهت استفاده در قاب‌های خمشی ویژه مطابق با شرایط آیین‌نامه را برآورده می‌کند [۱۴].

#### ۲-۵- مد گسیختگی اتصالات

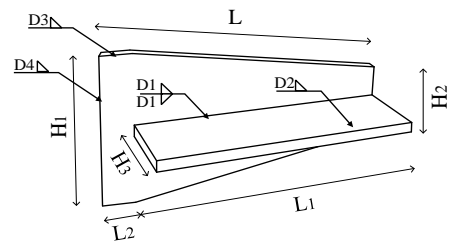
ارزیابی توزیع تنش فونمیسز تشکیل مفصل پلاستیک را درست پس از ناحیه اتصال و شرایط تنش آرام ناحیه اتصال تأیید می‌کند. تسلیم بال و جان و کمانش موضعی آن‌ها در این ناحیه از نمونه‌ها به وضوح در شکل (۹) دیده می‌شود و این کمانش باعث کاهش مقاومت در مفصل پلاستیک می‌شود. این موضوع در نمودارهای هیستریزس نیز مشهود است. مطابق شکل (۹)، هیچ تسلیمی در ناحیه اتصال و اجزای اتصال رخ نداده است و میزان زیادی از تسلیم‌شدگی در ناحیه مفصل پلاستیک اتفاق افتاده است. بنابراین شکست شکل‌پذیر اتصال از تشکیل مفصل پلاستیک دقیقاً بعد از محدوده اتصال نشأت می‌گیرد.

در تحلیل‌ها، گسیختگی جوش نیز به‌عنوان یکی از حالت‌های ممکن بررسی شده است. برای این منظور، تنش‌ها و کرنش‌های جوش در ناحیه اتصال تحت بارگذاری چرخه‌ای ارزیابی شده و امکان وقوع گسیختگی در نواحی بحرانی تحلیل شده است. نتایج نشان داد که در شرایط بارگذاری تعریف‌شده، جوش‌ها قادر به انتقال نیروهای مورد نیاز بوده و تنش‌ها و کرنش‌های موجود در جوش‌ها در محدوده مجاز قرار دارند و عملکرد مناسبی از خود نشان داده‌اند و هیچ نشانی از گسیختگی زودرس در آن‌ها مشاهده نشد.

جدول ۳- مشخصات هندسی تیر و ستون‌های نمونه‌های طراحی شده

نام نمونه	تیر		ستون	
	طول (mm)	مقطع	طول (mm)	مقطع
RC HW24	6000	W610x241	4500	H660x550x35x45
RC HW27	6000	W690x240	4500	H660x550x35x45
RC BoxW 24	6000	W610x241	4500	Box500x500x50
RC BoxW 27	6000	W690x240	4500	Box500x500x50

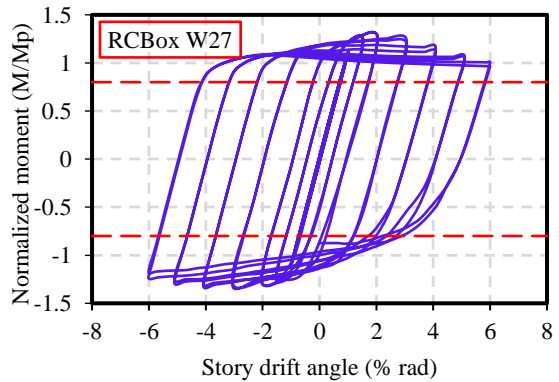
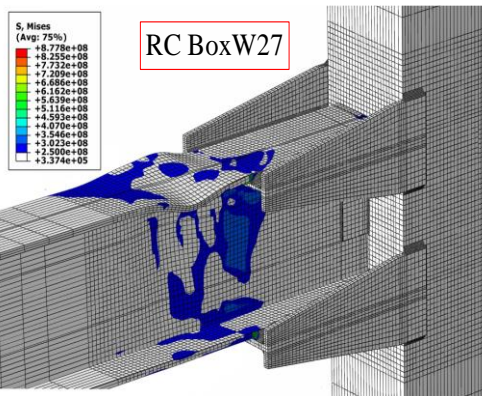
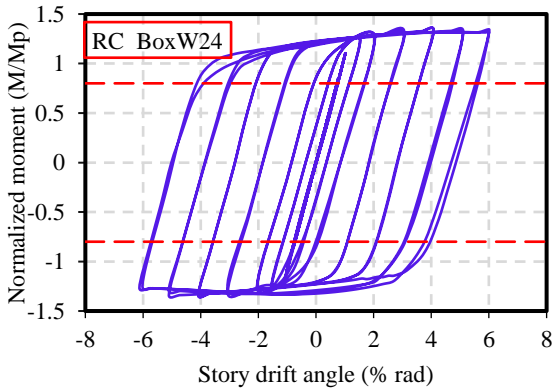
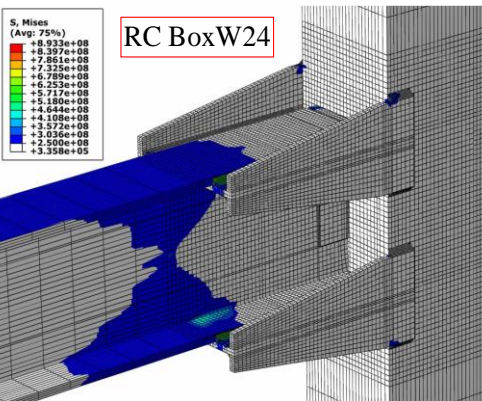
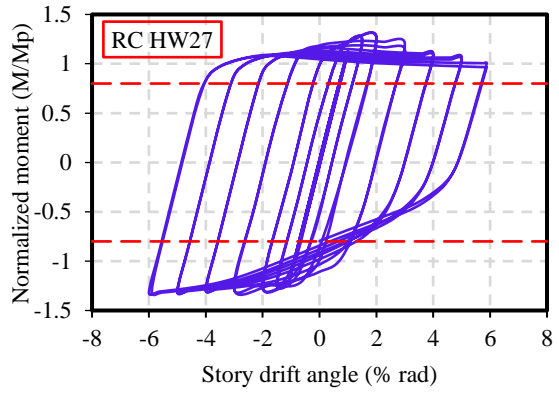
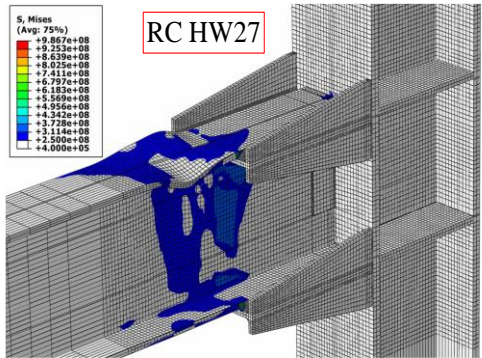
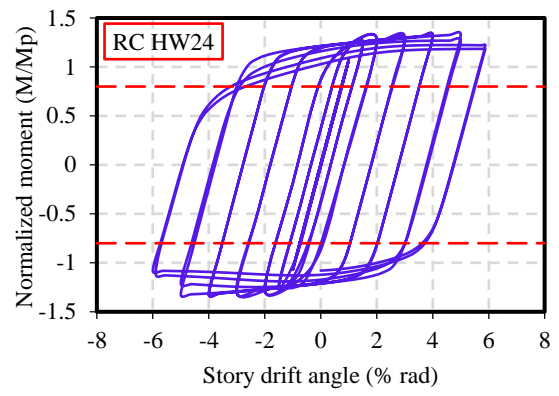
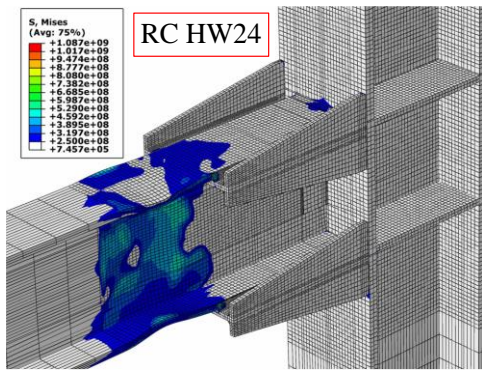
جدول ۴- مشخصات هندسی مقطع سخت‌کننده‌ها (واحد: mm)



specimen	H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>	H <sub>3</sub>	L	L <sub>1</sub>	L <sub>2</sub>	D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>
	H W24 H W27	400	150	170	800	750	50	11	22	.
Box W24 Box W27	400	150	170	910	750	160	11	22	25	25

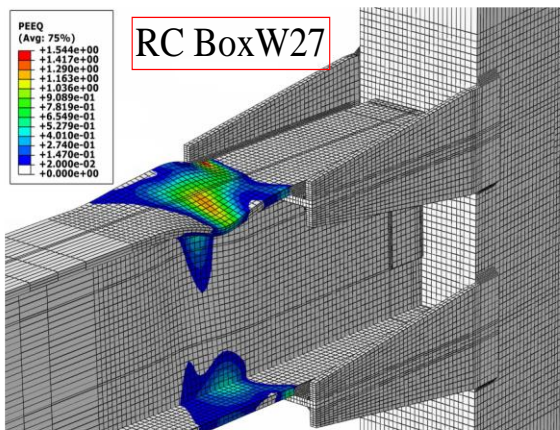
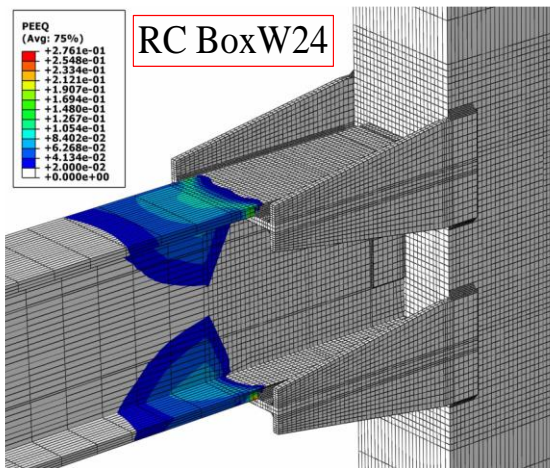
#### ۵- کنترل معیارهای پذیرش اتصالات خمشی پیشنهادی

یک اتصال زمانی صلب است که تحت بارگذاری چرخه‌ای، ۸۰٪ ممان خمشی پلاستیک تیر را تا زاویه دوران ۴٪ حفظ کند [۱۴]. حالت خرابی اتصال، میزان سختی اتصال و تقاضای کرنش



شکل ۹- توزیع تنش فونمیسز و تغییر شکل های مفصل پلاستیک نمونه های عددی

شکل ۸- منحنی های هیستریزس نمونه های عددی



شکل ۱۰- تقاضای کرنش پلاستیک معادل نمونه‌های عددی

#### ۵-۴- تعیین میزان صلیبیت اتصالات

آیین‌نامه AISC 360-22 [۱۴] سختی اتصال را بر اساس نمودار لنگر-دوران گره اتصال به سه دسته صلب، نیمه‌صلب و ساده طبقه‌بندی می‌کند. چنانچه  $K_s \geq 20 \frac{EI}{L}$  اتصال از نوع صلب،  $K_s \leq 2 \frac{EI}{L}$  اتصال از نوع ساده و در صورتی که  $2 \frac{EI}{L} \leq K_s \leq 20 \frac{EI}{L}$  باشد، اتصال نیمه‌صلب خواهد بود.

شکل (۱۱) پارامترهای هندسی مورد استفاده در معادلات محاسبه لنگر و دوران‌های مورد نیاز را نشان می‌دهد. معادله (۱۰) و (۱۱) به ترتیب نحوه محاسبه زاویه دریفت طبقه و لنگر در وجه ستون را نشان می‌دهد. دوران چشمه اتصال و دوران اجزای اتصال مطابق با معادله‌های (۱۲) و (۱۳) محاسبه می‌شود و با جمع کردن این دو معادله، معادله (۱۴) حاصل می‌شود که چرخش گره اتصال است.

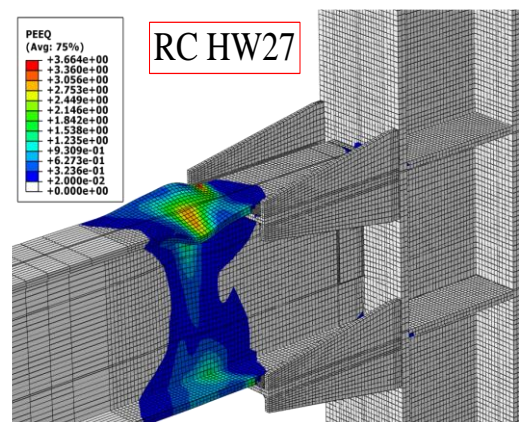
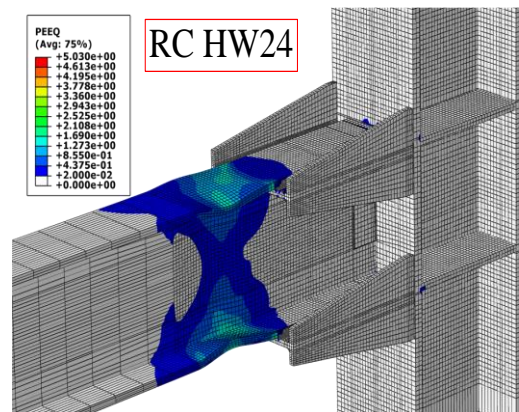
#### ۵-۳- توزیع کرنش پلاستیک معادل در ناحیه اتصالات

شاخص کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) محدوده کلی تقاضای کرنش پلاستیک را نشان می‌دهد که می‌تواند معیاری برای ارزیابی توزیع عملکرد در بخش‌های مختلف اتصال باشد. این معیار مطابق با معادله (۹) محاسبه می‌شود [۴۱ و ۴۳].

$$PEEQ\ Index = \frac{\sqrt{\frac{2}{3}\epsilon_{ij}^p \epsilon_{ij}^p}}{\epsilon_y} = \frac{\epsilon_p}{\epsilon_y} \quad (9)$$

در این رابطه  $(\epsilon_{ij}^p)$  کرنش پلاستیک عضو در امتداد  $i, j$  یا مقدار تانسور کرنش پلاستیک را مطرح می‌کند.

شکل (۱۰) توزیع شاخص PEEQ را در اتصالات RC HW24, HW27, RC BoxW24 و RC BoxW27 نشان می‌دهد. تقاضای کرنش پلاستیک بسیار ناچیز در ناحیه اتصال نمونه‌ها از جمله سخت‌کننده‌ها و جوش‌های اتصال وجود داشت. با این حال، مفصل پلاستیک تیر در این نمونه‌ها تقاضای کرنش‌های پلاستیک بالایی داشت. در ناحیه چشمه اتصال، کرنش پلاستیک مشاهده نشد. بنابراین آسیب ناحیه اتصال حداقل بوده و مفصل پلاستیک ایجادشده در تیر از آسیب به ناحیه اتصال جلوگیری می‌کند.



## ۶- نتیجه گیری

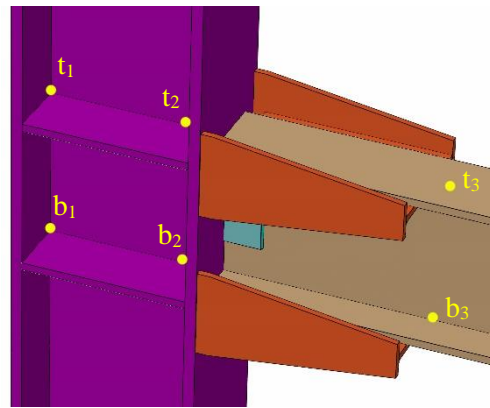
در این مقاله عملکرد لرزه ای اتصالات خمشی تقویت شده با سخت کننده جانبی T شکل ارزیابی و سعی شد عملکرد لرزه ای آن ها با حذف ورق های روسری و زیرسری بررسی شود. به همین منظور روش طراحی سخت کننده جانبی T شکل و مطالعات تحلیلی برای بررسی جزئیات روش مقاوم سازی انجام گرفت. در بخش حاضر خلاصه نتایج کلیدی حاصل شده از مطالعات تحلیلی ارائه می گردد:

روش پیشنهاد شده نه تنها سبب بهبود عملکرد لرزه ای می شود، بلکه از نظر ساخت، نصب و فرایند جوشکاری نیز ساده و قابل اجرا در مناطق زلزله خیز است و حذف ورق های روسری و زیرسری باعث کاهش مشکلات مرتبط با جوش شیارهای اتصال آن به ستون می شود.

بررسی منحنی های هیستریزس نشان داد که این اتصال به عنوان یک اتصال خمشی کاملاً صلب، مقاوم و شکل پذیر در قاب های خمشی ویژه، مطابق آیین نامه AISC 358-22 از نظر مقاومت، سختی و معیارهای شکست پذیرفته شده است.

بررسی توزیع تنش میسر در اتصالات بیانگر انتقال محل تشکیل مفصل پلاستیک از ستون به تیر و خارج از ناحیه اتصال می باشد که نشان دهنده عملکرد مناسب لرزه ای اتصال از نظر کاهش پتانسیل گسیختگی ترد و شکل پذیر شدن رفتار اتصال است. بررسی شاخص PEEQ در مفصل پلاستیک تیر، ناحیه اتصال و چشمه اتصال نشان داد که خطر خرابی در ناحیه اتصال و چشمه اتصال بسیار کم است.

بررسی سختی نمونه ها نشان دهنده این است که نمونه های تقویت شده به عنوان اتصالات کاملاً مقاوم و صلب در نظر گرفته می شوند.



شکل ۱۱- پارامترهای تغییر شکل محاسبه سختی

$$\theta_{InterstoryDrift} = \frac{\Delta}{L_{centerline}} \quad (10)$$

$$M_{centerline} = F \times L_{centerline} \quad (11)$$

$$\phi_{panel\ zone} = \frac{x_{b1} + x_{b2} - x_{t1} - x_{t2}}{2d_b} + \frac{y_{b1} + y_{b2} - y_{t1} - y_{t2}}{2d_c} \quad (12)$$

$$\phi_{Connection} = \frac{x_{b3} - x_{b2} - (x_{t3} - x_{t2})}{d_b} \quad (13)$$

$$\phi_{joint} = \phi_{Panel\ zone} + \phi_{Connection} \quad (14)$$

با در نظر گرفتن جدول (۵)، نسبت سختی چرخشی اتصالات به سختی خمشی تیر برای نمونه های RC HW24، RC HW27، RC BoxW24 و RC BoxW27 به ترتیب ۲۲/۴۵، ۲۳/۷۸، ۲۰/۵۰ و ۲۱/۳۰ به دست آمد که نشان می دهد اتصالات پیشنهادی به عنوان اتصالات کاملاً صلب قابل قبول هستند.

جدول ۵- محاسبات سختی دورانی اتصالات

MODEL	$M_s$ kN.m	$\theta_s$ rad	$k_s$ kN.m	L m	EI/L kN.m	$k_s L$ /EI
RC HW24	۱۶۹۷/۵	۰/۰۰۲۱	۸۰۸۳۳۳	۱۲	۳۶۰۰۰	۲۲/۴۵
RC HW27	۱۸۶۲/۵	۰/۰۰۱۸	۱۰۳۴۷۲۲	۱۲	۴۳۵۰۰	۲۳/۷۸
RC BoxW24	۱۶۹۷/۵	۰/۰۰۲۳	۷۳۸۰۴۳	۱۲	۳۶۰۰۰	۲۰/۵۰
RC BoxW27	۱۸۶۲/۵	۰/۰۰۲۰۱	۹۲۶۶۱۷	۱۲	۴۳۵۰۰	۲۱/۳۰

- [14] ANSI/AISC 341-22, (2022), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction (AISC)
- [15] ANSI/AISC 360-22, (2022), "Specification for Structural Steel Buildings", Chicago, Illinois, USA.
- [16] ANSI/AISC 358-22, (2022), "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", Chicago, Illinois, USA.
- [17] مقررات ملی ساختمان ایران (۱۴۰۱) - مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، وزارت راه و شهرسازی، معاونت مسکن و ساختمان، ایران.
- [18] Ghobadi, M.S., Ghassemieh, M., Mazroi, A., and Abolmaali, A. (2009), "Seismic performance of ductile welded connections using T-stiffener", *Journal of Constructional Steel Research*, 65(4), pp.766-775.
- [19] Ghobadi, M.S., Mazroi, A., and Ghassemieh, M. (2009), "Cyclic response characteristics of retrofitted moment resisting connections", *Journal of Constructional Steel Research*, 65(3), pp.586-598.
- [20] Mehr, S.M.R.F., and Ghobadi, M.S. (2017), "Seismic performance of retrofitted WFP connections joined to box column using ribs", *Journal of Constructional Steel Research*, 137, pp.297-310.
- [21] Abar, B.M., Ghobadi, M.S., and Jazany, R.A. (2020), "Double shear bolted bracket moment connections, part 2: Four-bolt configuration response evaluation", *Journal of Constructional Steel Research*, 174, p.106281.
- [22] Ghobadi, M.S., and Ahmady Jazany, R. (2019), "Seismic demand assessment of code-designed continuity plate in panel zone", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17, pp.891-926.
- [23] Jazany, R.A., and Ghobadi, M.S. (2018), "Seismic evaluation and upgrading details of plate-reinforced moment-resisting connections", *Journal of Constructional Steel Research*, 150, pp.230-248.
- [24] Chen, C.C., Lin, C.C., and Tsai, C.L. (2004), "Evaluation of reinforced connections between steel beams and box columns", *Engineering Structures*, 26(13), pp.1889-1904.
- [25] Maleki, M., Ahmady Jazany, R., and Ghobadi, M.S. (2019), "Probabilistic seismic assessment of SMFs with drilled flange connections subjected to near-field ground motions", *International Journal of Steel Structures*, 19, pp.224-240.
- [26] Maleki, M., Jazany, R.A., and Ghobadi, M.S. (2019), "Seismic fragility assessment of SMRFs with drilled flange connections using ground motion variability", *KSCE Journal of Civil Engineering*, 23, pp.1733-1746.
- [27] Fanaie, N., and Moghadam, H.S. (2019), "Experimental study of rigid connection of drilled beam to CFT column with external stiffeners", *Journal of Constructional Steel Research*, 153, pp.209-221.
- [1] Mahin, S.A. (1998), "Lessons from damage to steel buildings during the Northridge earthquake", *Engineering Structures*, 20(4-6), pp.261-270.
- [2] Lee, S.L., Ting, L.C., and Shanmugam, N.E. (1993), "Use of external T-stiffeners in box-column to I-beam connections", *Journal of Constructional Steel Research*, 26(2-3), pp.77-98.
- [3] FEMA-350, (2000), "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings", Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management agency, Washington, DC.
- [4] FEMA-351, (2000), "Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings", Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management agency, Washington, DC.
- [5] FEMA-352, (2000), "Recommended Post earthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings", Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management agency, Washington, DC.
- [6] FEMA-353, (2000), "Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications", Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management agency, Washington, DC.
- [7] FEMA-354, (2000), "A Policy Guide to Steel Moment-Frame Construction", Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management agency, Washington, DC.
- [8] FEMA-355D, (2000), "State of the Art Report on connection performance", Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management agency, California.
- [9] Ting, L.C., Shanmugam, N.E., and Lee, S.L. (1991), "Box-column to I-beam connections with external stiffeners", *Journal of Constructional Steel Research*, 18(3), pp.209-226.
- [10] Shanmugam, N.E., Ting, L.C., and Lee, S.L. (1991), "Behaviour of I-beam to box-column connections stiffened externally and subjected to fluctuating loads", *Journal of constructional steel research*, 20(2), pp.129-148.
- [11] Lee, S.L., Ting, L.C., and Shanmugam, N.E. (1993), "Use of external T-stiffeners in box-column to I-beam connections", *Journal of Constructional Steel Research*, 26(2-3), pp.77-98.
- [12] Shanmugam, N.E., Ting, L.C., and Lee, S.L. (1994), "Non-linear analysis of I-beam to box-column connections", *Journal of Constructional Steel Research*, 28(3), pp.257-278.
- [13] Shin, K.J., Kim, Y.J., and Oh, Y.S. (2008), "Seismic behaviour of composite concrete-filled tube column-to-beam moment connections", *Journal of Constructional Steel Research*, 64(1), pp.118-127.

- Connection" and Moment Connection with Side Plates for Double-I Built-up Columns", In The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [36] Rajabi, M.J.H., Karimi, M.S., and Kafi, M.A. (2016), "A new model for beam rigid connection to double I-shaped column's web", *Journal of Constructional Steel Research*, 127, pp.204-220.
- [37] Sazmand, E., and Aghakouchak, A.A. (2012), "Modeling the panel zone in steel MR frames composed of built-up columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 77, pp.54-68.
- [38] Shiravand, M.R., and Deylami, A. (2016), "Experimental study on steel built-up column moment connections with top and bottom trapezoidal side plates", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 25(18), pp.1073-1088.
- [39] Ayoubi, M.R., and Ghobadi, M.S. (2023), "Seismic retrofitting of beam to double-I built-up column moment connections by lateral T-stiffeners: Experimental and numerical study", *Journal of Constructional Steel Research*, 205, p.107875.
- [40] Mirghaderi, S.R., Torabian, S., and Keshavarzi, F. (2010), "I-beam to box-column connection by a vertical plate passing through the column", *Engineering Structures*, 32(8), pp.2034-2048.
- [41] F.E.A. Abaqus, Analysis User's Manual 6.14, Dassault Systemes Simulia Corp, Providence, RI, 2011.
- [42] AWS D1.1/D1.1M. Structural Welding Code-Steel. (2015), American Welding Society.
- [43] Lemaitre, J., (2012), "A course on damage mechanics", Springer science & business media.
- [28] 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.
- [29] 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.
- [30] Banisheikholeslami, A., Behnamfar, F., and Ghandil, M. (2016), "A beam-to-column connection with visco-elastic and hysteretic dampers for seismic damage control", *Journal of Constructional Steel Research*, 117, pp.185-195.
- [31] Koetaka, Y., Chusilp, P., Zhang, Z., Ando, M., Suita, K., Inoue, K., and Uno, N. (2005), "Mechanical property of beam-to-column moment connection with hysteretic dampers for column weak axis", *Engineering Structures*, 27(1), pp.109-117.
- [32] Yan, J.B., Chen, Y., and Lin, X. (2020), "Finite element analysis and parametric studies on hysteretic behaviours of high strength steel T-joints with damage-control fuses", *Thin-Walled Structures*, 148, p.106574.
- [33] Mazroee, A., Simonian, W., and Eshghi, M.N. (1999), "Experimental evaluation of rigid welded connections used in IRAN", Building and Housing Research Center (BHRC).
- [34] Deylami, A., and Yakhchalian, M. (2008), "Behavior of Two-way Steel Moment Connections with Side Plates and Double-I Built-up Columns under Cyclic Loading", WCEE. Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing: WCEE, pp.1-8.
- [35] Deylami, A., and Yakhchalian, M. (2008), "Comparison between Common Moment

# مطالعه عددی کمانش مخزن فولادی تحت اثر مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله

محمد سعید سبحان<sup>۱\*</sup>، احسان دهقانی<sup>۲</sup>

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، مرکز آموزش عالی محلات، محلات

۲- دانشیار، مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم، قم

\*محلات، صندوق پستی ۳۷۸۱۱۵۱۹۵۸، ssobhan@gmail.com

## چکیده

مخازن فولادی استوانه‌ای روزمینی یکی از سازه‌های پرکاربرد در صنایع، پالایشگاه و نیروگاه است. به دلیل این‌که پوسته مخازن فولادی نازک است، این مخازن تحت اثر زلزله، ممکن است دچار آسیب و یا کمانش پوسته شوند. در این تحقیق، کمانش دینامیکی مخزن فولادی استوانه‌ای روزمینی مهارشده تحت اثر مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله با استفاده از روش تحلیل غیرخطی دینامیکی افزایشی، ارزیابی شده است. هدف این پژوهش بررسی اهمیت تأثیر مؤلفه قائم زلزله بر کمانش دینامیکی مخازن فولادی است. یک مخزن فولادی استوانه‌ای با قطر ۳۰ متر و نسبت ارتفاع به قطر برابر ۰/۴ بر اساس استاندارد API 650 طراحی شد و با روش اجزای محدود مدل‌سازی شده است. مخزن فولادی تحت اثر یک سری رکوردهای افقی و قائم زلزله با شدت‌های مختلف افزایشی قرار گرفته است. با استفاده از معیار کمانش دینامیکی، متوسط شتاب بحرانی زلزله و متوسط نیروی برش پایه بحرانی کمانش پوسته مخزن تخمین زده شده است. نتایج تحلیل دینامیکی نشان داد که مؤلفه قائم زلزله باعث کاهش قابل ملاحظه ظرفیت کمانش پوسته مخزن شده است. کمانش پوسته مخزن تحت اثر فقط تک‌مؤلفه افقی و دو مؤلفه افقی و قائم زلزله، در قسمت پایین پوسته و در ارتفاع ۲/۸ متر بالای کف مخزن، ایجاد شده است. نیروی برش پایه دینامیکی بحرانی مخزن در حالت تحریک دو-جهتی (HV)، ۲۳/۵ درصد کوچک‌تر از برش پایه دینامیکی بحرانی در حالت تحریک تک-جهتی (H) است.

## واژگان کلیدی

مخزن فولادی، مؤلفه قائم زلزله، کمانش دینامیکی، تحلیل دینامیکی افزایشی

## Numerical Study of Buckling of Steel Storage Tank under Horizontal and Vertical Ground Motions

M.S. Sobhan, E. Dehghani

### Abstract

Aboveground cylindrical steel storage tanks are one of the widely used structures in industries, refineries and power plants. Because the shell of steel tanks is thin, these tanks may suffer damage or buckling of the shell under the effect of an earthquake. In this study, the dynamic buckling of the steel tank under the effect of the horizontal and vertical components of the earthquake has been evaluated using the incremental dynamic analysis method. The aim of this research is to investigate the importance of the effect of the vertical component of the earthquake on the dynamic buckling of steel tanks. A cylindrical steel tank with a diameter of 30 meters and a height-to-diameter ratio of 0.40 was designed based on the API 650 standard and was modeled and analyzed by the finite element method. The liquid storage tank is subjected to a series of horizontal and vertical earthquake records of varying increasing intensities. Using the dynamic buckling criterion, the average critical PGA and the mean critical base shear force of tank shell buckling have been estimated. The results of the dynamic analysis showed that the vertical component of the earthquake caused a significant decrease in the buckling capacity of the tank shell. Buckling of the tank shell was occurred in the lower part of the shell and at a height of 2.8 meters above the tank floor for only one horizontal component and two horizontal and vertical components of the earthquake. The critical dynamic base shear force of the tank under bi-directional excitation (HV) is 23.5% smaller than the those for tank subjected to only horizontal excitation (H).

### Keywords

Steel Storage Tank, Vertical Ground Motion, Dynamic Buckling, Incremental Dynamic Analysis

## ۱- مقدمه

مخازن فولادی استوانه‌ای نگهداری مایع به دلیل سهولت ساخت و استحکام مناسب، در پالایشگاه و صنایع پتروشیمی به کار می‌روند. آسیب لرزه‌ای مخازن ذخیره سیال در اثر زلزله منجر به انجام تحقیقات گسترده‌ای توسط محققین بر روی عملکرد لرزه‌ای مخازن شد. مشاهده آسیب‌هایی که در اثر وقوع زلزله در مخازن ایجاد شده است، نشان داد که مخازن فولادی نسبت به مخازن بتنی، بیش‌تر مستعد آسیب و خرابی هستند. مخازن فولادی استوانه‌ای جدارنازک، پوسته نازکی دارند، بنابراین مستعد کماتش تحت اثر بارهای جانبی نظیر باد و زلزله هستند.

یکی از آسیب‌های رایج مخازن فولادی در زلزله‌های گذشته، کماتش پوسته است. کماتش پوسته مخازن فولادی معمولاً به صورت کماتش پافیلی<sup>۱</sup> رخ می‌دهد [۱]. کماتش پافیلی، نوعی کماتش الاستو-پلاستیک است که معمولاً در مخازن فولادی عریض (با نسبت ارتفاع به قطر کم) به صورت برآمدگی به سمت خارج پوسته مخزن و در نزدیکی کف مخزن ایجاد می‌شود. نتایج تحقیقات آزمایشگاهی انجام‌شده توسط محققین نشان داد که ترکیب تنش‌های فشاری محوری (قائم) که از حد تنش بحرانی تجاوز کرده‌اند به‌علاوه تنش کششی حلقوی نزدیک به حد تسلیم، باعث ایجاد کماتش پافیلی پوسته مخزن می‌گردد [۲]. در شکل (۱)، کماتش پافیلی پوسته مخزن فولادی در اثر وقوع زلزله نشان داده شده است.

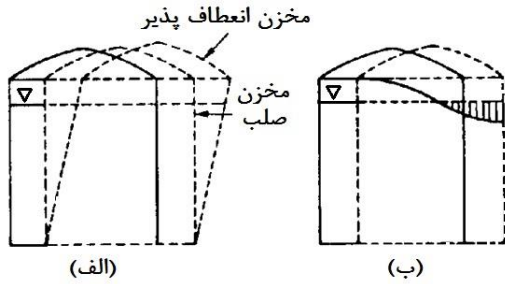


شکل ۱- کماتش پافیلی پوسته مخزن فولادی [۳]

## ۲- مرور ادبیات فنی

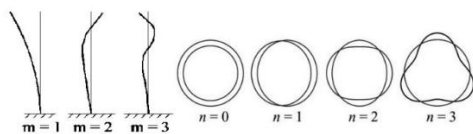
در آغاز، پژوهشگران بر روی رفتار دینامیکی مخازن تحقیق کردند. **هاوزنر<sup>۲</sup>**، یک مدل مکانیکی معادل به صورت دو جرم و فنر برای سیستم مخزن-مایع پیشنهاد داد و با در نظر گرفتن مدهای ضربانی<sup>۳</sup> و نوسانی<sup>۴</sup>، پاسخ دینامیکی مخزن را بررسی نمود [۴]. مد ضربانی

توسط حرکت هماهنگ بخشی از سیال با جداره مخزن ایجاد می‌شود و مد نوسانی از حرکت بخش دیگر سیال در سطح آزاد آن به وجود می‌آید. تحقیقات بیش‌تر نشان داد که انعطاف‌پذیری پوسته مخزن باعث می‌شود که شتاب بخش ضربانی مایع، بزرگ‌تر از شتاب حداکثر زمین شود و باید اثر انعطاف‌پذیری پوسته بر روی رفتار دینامیکی مخزن در نظر گرفته شود [۵]. در شکل (۲) شکل مدهای ارتعاشی مخزن تحت اثر زلزله نشان داده شده است.



شکل ۲- شکل مدهای ارتعاشی مخزن در اثر تحریک افقی، (الف) مد ضربانی و (ب) مد اول نوسانی [۶]

شکل‌های مدی و پریودهای طبیعی ارتعاشی مخازن فولادی استوانه‌ای در شرایط گوناگون، نظیر مخزن خالی (بدون مایع)، مخزن حاوی مایع، مخزن بدون سقف و مخزن به همراه سقف، با روش‌های تحلیلی، اجزای محدود و آزمایشگاهی، توسط محققین مختلف بررسی شده است. مخزن استوانه‌ای به صورت‌های مختلفی ارتعاش می‌کند. محققین مختلف نظیر **هارون<sup>۵</sup>** [۷]، **آمابیلی<sup>۶</sup>** [۸] و **ویرلا<sup>۷</sup>** [۹] شکل مدهای ارتعاش جانبی پوسته مخازن استوانه‌ای بدون سقف را به دو گونه دسته‌بندی کردند. اگر  $(\theta)$  مختصات زاویه‌ای در امتداد پیرامونی باشد، نوع اول مدهای ارتعاش جانبی به صورت  $\cos(\theta)$  و تغییر شکل پوسته به شکل یک موج کسینوسی است. نوع دوم مدهای ارتعاش جانبی به صورت  $\cos(n\theta)$  و تغییر شکل پوسته به صورت  $n$  موج پیرامونی است. شکل مدهای مخزن استوانه‌ای با پارامتر  $m$ ، تعداد نیم‌موج‌های محوری و پارامتر  $n$  و تعداد موج‌های پیرامونی مشخص می‌شود. الگوی تغییر شکل مدهای ارتعاش محوری و محیطی پوسته مخزن در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل ۳- شکل مدهای ارتعاش محوری و محیطی پوسته مخزن [۷] و [۸]

<sup>۵</sup> Haroun

<sup>۶</sup> Amabili

<sup>۷</sup> Virella

<sup>۱</sup> Elephant foot buckling

<sup>۲</sup> Housner

<sup>۳</sup> Impulsive

<sup>۴</sup> Convective

ویرلا و همکاران [۹]، مشخصات دینامیکی و شکل مدهای ارتعاشی مخازن فولادی روزمینی مهارشده را با روش اجزای محدود بررسی کردند. این محققین با در نظر گرفتن فقط مد ضربانی، مایع درون مخزن را با روش جرم افزوده<sup>۱</sup> و یا با المان آکوستیک<sup>۲</sup> و جداره<sup>۳</sup> مخزن را با المان پوسته<sup>۳</sup> مدل سازی کردند. ویرلا و همکاران [۱۰]، کماتش دینامیکی مخازن فولادی استوانه‌ای روزمینی مهارشده را تحت اثر فقط مؤلفه افقی زلزله بررسی کردند و شتاب افقی بحرانی که باعث وقوع کماتش الاستیک در بالای پوسته استوانه‌ای می‌گردد را محاسبه نمودند. دجرمین<sup>۴</sup> و همکاران [۱۱]، کماتش دینامیکی مخازن فولادی مهارشده را با استفاده از روش اجزای محدود و ضوابط آیین‌نامه‌ای بررسی کردند. آن‌ها نشان دادند که ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه برای مخازن کوتاه مناسب است ولی اصلاح ضوابط لرزه‌ای برای مخازن بلند ضروری است. سبحان و حسینی [۱۲]، پاسخ لرزه‌ای و کماتش دینامیکی مخزن فولادی استوانه‌ای زمینی ذخیره سیال را تحت اثر مجموعه‌ای از مؤلفه‌های افقی زلزله با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی مطالعه کردند. در تحقیق انجام شده توسط عالم‌زاده و شکیب [۱۳]، پاسخ لرزه‌ای مخزن فولادی استوانه‌ای بلند در دو حالت مهارشده و مهارنشده تحت تحریک افقی زلزله محاسبه شده و با یکدیگر مقایسه شده است. نتایج به دست آمده نشان داد که نیروی برش پایه و لنگر واژگونی مخزن مهارشده نسبت به مخزن مهارنشده به اندازه ۹ تا ۲۶ درصد کاهش یافته است اما پاسخ تغییر مکان بام و جرم ضربانی سیال افزایش یافته است.

اهمیت مؤلفه قائم زلزله بر روی پاسخ مخازن بتنی مستطیلی تحت اثر شتاب قائم زمین توسط کیانوش و چن<sup>۵</sup> [۱۴] بررسی شده است. نتایج تحقیق نشان داد که اثر شتاب قائم زلزله باید در محاسبه پاسخ مخزن و همچنین در طراحی آن لحاظ شود. ظرفیت مخازن فولادی مخروطی تحت اثر تحریک قائم بستر توسط موسی و ال داماتی<sup>۶</sup> [۱۵] ارزیابی شده است. آن‌ها با استفاده از روش اجزای محدود، تحلیل غیرخطی بارافزون مخزن تحت اثر فشار هیدرو دینامیک ناشی از تحریک قائم بستر انجام دادند. بررسی رفتار لرزه‌ای و کماتش مخازن فولادی با استفاده از تحلیل غیرخطی دینامیکی، پیچیده، زمان‌بر و پرهزینه است و انجام تحقیقات بیش‌تر در این زمینه ضروری است. در اغلب تحقیقات

پیشین، رفتار لرزه‌ای مخازن تحت اثر فقط تک مؤلفه افقی زلزله بررسی شده است و اثر مؤلفه قائم زلزله بررسی نشده است. هدف از این پژوهش، بررسی کماتش دینامیکی مخزن فولادی استوانه‌ای روزمینی مهارشده ذخیره سیال با ابعاد واقعی، تحت اثر مجموعه‌ای از مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی<sup>۷</sup> است. با بررسی نتایج تحلیل، تأثیر مؤلفه قائم زلزله بر کماتش مخازن فولادی روزمینی ارزیابی شده است.

### ۳- مدل سازی اجزای محدود مخزن ذخیره سیال

مدل سازی و تحلیل غیرخطی اجزای محدود سیستم مخزن-مایع با استفاده از نرم افزار آباکوس<sup>۸</sup> [۱۶] انجام شده است. از المان پوسته چهار-گره‌ی S4R برای مدل سازی پوسته و ورق کف مخزن استفاده شده است. مایع با استفاده از المان آکوستیک هشت-گره‌ی AC3D8R مدل سازی شده است. هر گره المان آکوستیک دارای یک درجه آزادی از نوع فشار می‌باشد. اندرکنش بین سیال و مخزن با اعمال قید تماسی نرمال بین سطوح سیال با جداره<sup>۳</sup> مخزن که امکان جدایی بین سطوح وجود ندارد، شبیه سازی شده است. همچنین برای در نظر گرفتن تلاطم سیال، با توجه به تحقیق انجام شده توسط مسلمی و کیانوش [۱۷]، از رابطه (۱) برای اعمال شرط مرزی موج سطحی با دامنه کوچک در سطح مایع استفاده شده است.

$$\frac{1}{g} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} + \frac{\partial p}{\partial z} = 0 \quad (1)$$

در مدل اجزای محدود، اثرات غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی در نظر گرفته شده است. تنش تسلیم و مدول الاستیسیته فولاد به ترتیب ۲۵۰ مگاپاسکال و ۲۰۰ گیگاپاسکال است. ۹۰ درصد ارتفاع مخزن از آب با چگالی ۱۰۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب پر شده است. میرایی رایلی متناسب با جرم مخزن و فرض نسبت میرایی ۲ درصد برای مد اساسی ارتعاش سیستم مخزن-مایع، بر اساس تحقیقات انجام شده توسط ویرلا و همکاران [۹ و ۱۰]، در نظر گرفته شده است. در این پژوهش، مخزن به صورت مهارشده فرض شده و از اثر اندرکنش خاک و سازه صرف نظر شده است. بنابراین گره‌های کف مخزن در سه درجه آزادی انتقالی مقید شده است. برای کاهش هزینه و زمان محاسبات، نصف سیستم مخزن-مایع مدل سازی شده است و شرایط مرزی مربوط به تقارن، در صفحه تقارن سیستم مخزن-سیال در نظر گرفته شده

<sup>6</sup> El Damatti

<sup>7</sup> Incremental dynamic analysis

<sup>8</sup> Abaqus

<sup>1</sup> Added mass

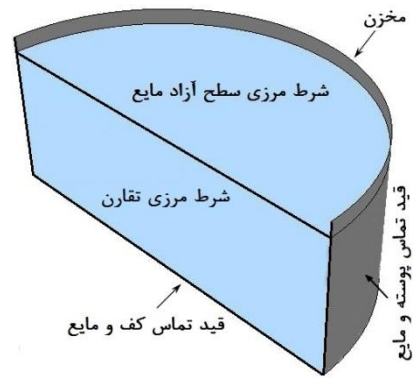
<sup>2</sup> Acoustic element

<sup>3</sup> Shell element

<sup>4</sup> Djermane

<sup>5</sup> Chen

است. شکل کلی مدل‌سازی اجزای محدود مخزن فولادی و شرایط مرزی در نظر گرفته شده در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل ۴- مدل‌سازی اجزای محدود مخزن فولادی

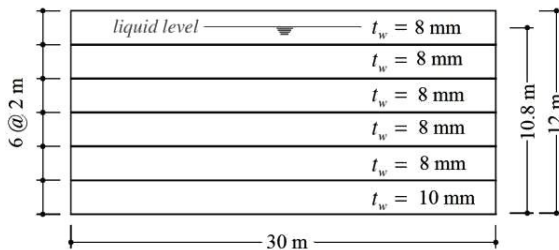
بین مقادیر پیرودهای مد ضربانی و مد اول نوسانی حاصل از تحلیل اجزای محدود با نتایج تحلیلی به ترتیب کم‌تر از ۴ و ۱ درصد است که بیانگر صحت و دقت مناسب نتایج مدل‌سازی و تحلیل اجزای محدود در این پژوهش است.

جدول ۱- پیروید طبیعی مد ارتعاش مخزن A (ثانیه)

مد ارتعاشی	تحلیل اجزای محدود (آب‌کوس)	رابطه تحلیلی
ضربانی	0.213	0.205
اول نوسانی	6.09	6.14

#### ۴- مخزن فولادی مورد بررسی

در این پژوهش، مخزن فولادی استوانه‌ای با قطر ۳۰ متر، ارتفاع پوسته ۱۲ متر و نسبت ارتفاع به قطر ۰/۴ در نظر گرفته شده است. ۹۰ درصد حجم داخل مخزن با سیال آب پر شده است. ضخامت پوسته مخزن با فرض شتاب افقی حداکثر زمین برابر با 0.35g و بر اساس الزامات طراحی لرزه‌ای استاندارد API 650 طراحی شده است. چون در این پژوهش رفتار کمانشی جداره استوانه‌ای شکل بررسی شده است همانند برخی مراجع نظیر مرجع [۱۹]، در جهت ساده‌سازی، سقف مخزن مدل نشده است. برای در نظر گرفتن سختی محوری سقف مخزن، گره‌های لبه بالای استوانه به صورت قید جسم صلب به یکدیگر مقید شده‌اند. مشخصات مخزن فولادی در شکل (۵) نشان داده شده است.



شکل ۵- مشخصات مخزن فولادی

#### ۵- تحلیل غیرخطی دینامیکی مخزن

برای تحلیل غیرخطی دینامیکی مخزن، سازه تحت اثر یک سری رکوردهای افقی و قائم زلزله با شدت‌های مختلف افزایشی قرار گرفته است. تحلیل دینامیکی افزایشی یا IDA مخزن تحت اثر هفت رکورد زلزله به صورت تک‌مؤلفه افقی (H) و دو مؤلفه افقی و قائم (HV) انجام شده است. در این پژوهش، مشابه تحقیقات صورت گرفته در مراجع [۱۰] و [۱۱]، برای تخمین شتاب حداکثر بحرانی زلزله که منجر به کمانش جداره مخزن می‌شود، برای معیار

#### ۳-۱- صحت‌سنجی مدل اجزای محدود مخزن ذخیره سیال

ابعاد هندسی مخزن A که توسط ویرلا و همکاران [۹ و ۱۰] در نظر گرفته شده به ابعاد مخزن طراحی شده در این تحقیق نزدیک است و برای صحت‌سنجی مدل اجزای محدود استفاده شده است. برای این امر، پیروید طبیعی مد ضربانی ارتعاش سیستم مخزن-مایع حاصل از تحلیل مدل با نتایج حاصل از رابطه تحلیلی پیروید طبیعی مد ضربانی ارائه شده در استاندارد API 650 [۱۸] مقایسه شده است. پیروید طبیعی مد ضربانی مخزن استوانه‌ای زمینی بر اساس استاندارد API 650 به صورت رابطه (۲) است.

$$T_i = C_i H \sqrt{\frac{\rho D}{2000 E t_u}} \quad (2)$$

که در آن ( $T_i$ ) پیروید مد ضربانی (ثانیه)، ( $H$ ) ارتفاع مایع (متر)، ( $t_u$ ) ضخامت یکنواخت معادل پوسته مخزن (متر) که برای مخزن A، ۱۰/۲ میلی‌متر است، ( $D$ ) قطر مخزن (متر)، ( $\rho$ ) چگالی مایع (کیلوگرم بر مترمکعب)، ( $E$ ) مدول الاستیسیته مصالح مخزن (گیگاپاسکال) و ضریب بی‌بعد ( $C_i$ ) که به نسبت  $H/D$  بستگی دارد و برای مخزن A، برابر با ۶/۹ است.

ولتسوس [۵]، پیروید طبیعی مد اول نوسانی مخازن استوانه‌ای را به صورت رابطه (۳) تخمین زد:

$$T_c = \frac{2\pi}{\sqrt{g \frac{1.841}{R} \tanh\left(1.841 \frac{H}{R}\right)}} \quad (3)$$

که در آن ( $T_c$ ) پیروید طبیعی مد اول نوسانی (هرتز)، ( $R$ ) شعاع مخزن (متر) و ( $H$ ) ارتفاع مایع (متر) است. با انجام تحلیل مدل به روش اجزای محدود، پیروید مد ضربانی و مد اول نوسانی مخزن A در جدول (۱) ارائه شده و با نتیجه متناظر حاصل از رابطه تحلیلی مقایسه شده است. اختلاف

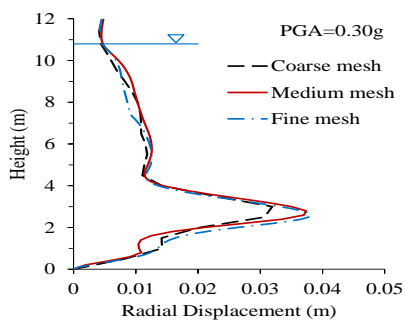
شدت زلزله از شتاب حداکثر زمین استفاده شده است. در این مقاله تحلیل حساسیت در مورد این که آیا PGA مناسب‌ترین معیار برای شدت زلزله می‌باشد، انجام نشده است و می‌تواند زمینه‌ای برای تحقیقات آینده باشد. رکورد افقی زلزله به‌زای PGAهای مختلف از 0.05g تا 0.5g مقیاس شده است. در مجموع ۹۸ تحلیل غیرخطی دینامیکی انجام گرفته است. شتاب‌نگاشت‌ها از مجموعه شتاب‌نگاشت‌های مؤسسه PEER انتخاب شده‌اند.

برای مقیاس‌نمودن رکوردهای زلزله به‌زای هر شتاب زلزله مثلاً 0.05g، مؤلفه افقی و قائم زلزله هر دو در یک ضریب مقیاس یکسان ضرب شدند تا PGA مؤلفه افقی رکورد زلزله برابر شتاب مورد نظر مثلاً 0.05g شود. معیار رکوردهای انتخاب‌شده به این

صورت است که نوع خاک ایستگاه بر روی شتاب‌نگاشت ثبت‌شده تأثیر کمی داشته باشد و رکورد زلزله، دور از گسل محسوب شود. به همین جهت رکوردهای زلزله انتخاب‌شده روی خاک متراکم یا سنگ و در فاصله روکانونی بیش از ۲۰ کیلومتر ثبت شده‌اند. مشخصات رکوردهای زلزله مورد استفاده، در جدول (۲) ارائه شده است. در گام اول، تحلیل سازه، تحت اثر بارهای وزن خود مخزن و فشار هیدرواستاتیکی سیال انجام شده است. در گام دوم، تحلیل دینامیکی مخزن-سیال تحت اثر تحریک لرزه‌ای تک‌مؤلفه‌ای و یا دو‌مؤلفه‌ای با PGAهای مختلف انجام شده است. در مدل اجزای محدود اثرات غیرخطی‌های مصالح و هندسی در نظر گرفته شده و از اثر تغییر درجه حرارت‌های متعارف محیط روی سازه مخزن صرف‌نظر شده است.

جدول ۲- مشخصات رکوردهای زلزله

رکورد	نام زلزله	سال	ایستگاه	بزرگا	فاصله رومرکز (km)	Vs30 (m/s)	نوع خاک براساس NEHRP	PGA (g)
EQ1	San Fernando	1971	Lake Hughes #4	6.61	24.18	600	C	0.198
EQ2	Friuli	1976	Tolmezzo	6.50	20.24	505	C	0.357
EQ3	Irpinia	1980	Brienza	6.90	46.16	561	C	0.220
EQ4	Morgan Hill	1984	Gilroy-Gavilan Coll.	6.19	38.73	729	C	0.115
EQ5	Nahanni	1985	Site 3	6.76	22.36	605	C	0.182
EQ6	Northridge	1994	Big Tujunga, Ang.	6.69	31.55	550	C	0.253
EQ7	Kocaeli	1999	Gebze	7.51	47.03	792	B	0.261



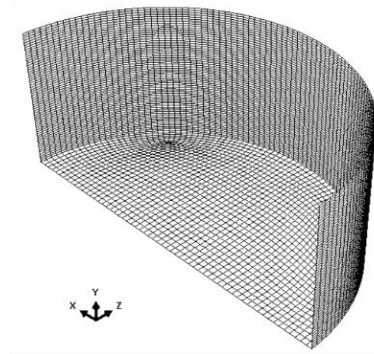
شکل ۶- توزیع تغییرمکان شعاعی حداکثر جداره مخزن در ارتفاع برای حالت‌های مش‌بندی درشت، متوسط و ریز

با توجه به شکل (۶)، تغییرمکان شعاعی حداکثر پوسته مخزن، برای حالت‌های مش‌بندی درشت، متوسط و ریز به‌ترتیب ۰/۰۳۱۹، ۰/۰۳۷۴ و ۰/۰۳۸۱ متر محاسبه شده است. بنابراین تغییرمکان شعاعی حداکثر جداره مخزن برای حالت شبکه‌بندی متوسط، ۱۷/۲ درصد بیش‌تر از حالت شبکه‌بندی درشت به‌دست آمده است درحالی‌که تغییرمکان شعاعی حداکثر جداره مخزن برای حالت شبکه‌بندی ریز ۱/۹ درصد بیش‌تر از حالت شبکه‌بندی

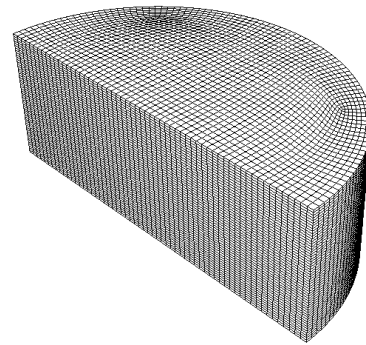
#### ۵-۱- تحلیل حساسیت اندازه‌مش‌بندی مدل اجزای محدود

برای دستیابی به نتایج دقیق در تحلیل کمانشی دینامیکی، تحلیل حساسیت بر روی اندازه‌مش‌بندی مدل اجزای محدود مخزن انجام شده است. سه نوع مش‌بندی درشت، متوسط و ریز در نظر گرفته شده است. ابعاد المان‌های مخزن و سیال در امتدادهای طولی و پیرامونی در مش‌بندی درشت، متوسط و ریز به‌ترتیب ۰/۵×۰/۵، ۱/۰×۰/۲ و ۰/۵×۰/۱ متر است. برای تعیین محل وقوع کمانش جداره مخزن، ابعاد المان‌های پوسته در امتداد طولی کوچک‌تر از امتداد پیرامونی در نظر گرفته شده است. تحلیل‌های غیرخطی مختلفی برای مدل‌های اجزای محدود با مش‌بندی مختلف انجام شد و تغییرات پاسخ تغییرمکان شعاعی حداکثر پوسته مخزن مورد بررسی قرار گرفت. به‌عنوان نمونه، توزیع تغییرمکان شعاعی حداکثر جداره مخزن در ارتفاع، ناشی از مؤلفه افقی زلزله Friuli با PGA=0.30g برای حالت‌های مش‌بندی درشت، متوسط و ریز، در شکل (۶) نشان داده شده است.

متوسط می‌باشد. بنابراین برای انجام تحلیل‌های اجزای محدود با هزینه و دقت مناسب، حالت مش‌بندی متوسط،  $0.5 \times 0.2$  متر، انتخاب شده است. برای کاهش هزینه و زمان محاسبات اجزای محدود، نصف سیستم مخزن-مایع مدل‌سازی شده است. مدل سه‌بعدی اجزای محدود سیستم مخزن-مایع طراحی شده در این پژوهش در شکل (۷) نشان داده شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۷- مدل اجزای محدود مخزن ذخیره سیال (الف) سازه مخزن (ب) مایع

#### ۵-۲- معیار کماتش دینامیکی

از آنجا که بار زلزله، بار دینامیکی محسوب می‌شود، کماتش پوسته مخزن تحت اثر شتاب زمین، از نوع کماتش دینامیکی می‌باشد. در ادبیات فنی، معمولاً برای تخمین بار کماتشی دینامیکی سازه‌ها، از معیار بودیانسکی-روث<sup>۱</sup> [۲۰] و یا معیار صفحه فاز<sup>۲</sup> استفاده شده است. در تحقیقات ویرلا و همکاران [۱۰] از معیار بودیانسکی-روث برای بررسی کماتش مخازن فولادی استفاده شده است. در معیار بودیانسکی-روث، سازه تحت اثر شدت‌های مختلف از بار دینامیکی تحلیل می‌شود. پاسخ تغییرمکان سازه

بر حسب زمان، برای شدت‌های مختلف بار رسم می‌شود. مقدار بار مشخصی که به‌ازای افزایش کوچک بار دینامیکی، جهش محسوسی در پاسخ تغییرمکان سازه ایجاد کند، بار بحرانی کماتش دینامیکی سیستم به حساب می‌آید. با رسم نمودار شدت بار دینامیکی بر حسب پاسخ تغییرمکان حداکثر سازه، مشخص می‌شود که برای بارهای بزرگ‌تر از بار بحرانی کماتش دینامیکی، شیب نمودار بار-تغییرمکان یا سختی به مقدار قابل توجهی کاهش می‌یابد.

در این پژوهش برای تخمین بار کماتشی دینامیکی مخازن فولادی، از معیار بودیانسکی-روث استفاده شده است. پاسخ تغییرمکان حداکثر جداره مخزن، برای شدت‌های مختلف شتاب زلزله محاسبه شده است. مقدار بار مشخصی که به‌ازای افزایش کوچک بار دینامیکی، جهش محسوسی در پاسخ تغییرمکان جداره مخزن ایجاد کند، بار بحرانی کماتش دینامیکی مخزن به حساب می‌آید.

#### ۶- نتایج تحلیل غیر خطی

##### ۶-۱- تغییرمکان شعاعی حداکثر پوسته مخزن

فشار هیدرودینامیک ناشی از تحریک لرزه‌ای به‌علاوه فشار هیدرواستاتیک سیال درون مخزن، باعث تغییرمکان پوسته مخزن می‌شود. مقادیر متوسط تغییرشکل حداکثر پوسته مخزن به‌ازای PGAهای مختلف در جدول (۳) و نمودار ستونی در شکل (۸) ارائه شده است. همچنین متوسط تغییرشکل حداکثر پوسته مخزن در ارتفاع، ناشی از تحریک تک‌مؤلفه افقی (H) و یا دو مؤلفه افقی و قائم زلزله (HV)، برای مقادیر مختلف شتاب حداکثر زمین، در شکل (۹) نشان داده شده است. نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی نشان می‌دهد بیش‌ترین مقدار متوسط تغییرمکان حداکثر پوسته مخزن تحت اثر هر دو حالت تک‌مؤلفه افقی (H) و یا دو مؤلفه افقی و قائم زلزله (HV) در ارتفاع  $2/8$  متر بالای کف مخزن رخ داده است. بنابراین اعمال شتاب قائم زلزله، باعث تغییر ناحیه کماتش جداره مخزن نشده است.

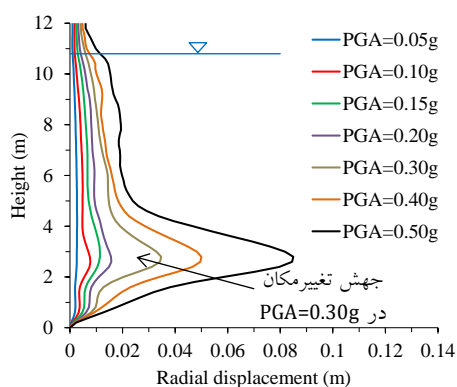
<sup>1</sup> Budiansky-Roth

<sup>2</sup> Phase Plane

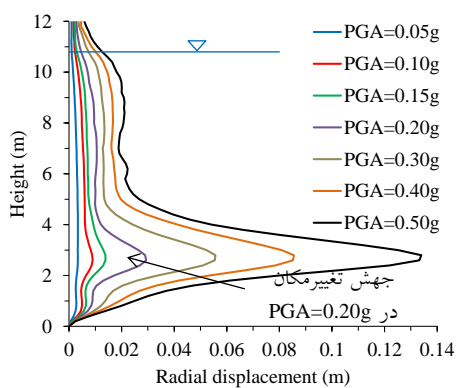
جدول ۳- متوسط تغییرمکان شعاعی حداکثر جداره مخزن تحت اثر تحریک مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله (متر)

PGA (g)	مؤلفه افقی	مؤلفه افقی و قائم	اختلاف (%)
0.05	0.0027	0.0034	25.9
0.10	0.0079	0.0090	13.9
0.15	0.0116	0.0142	22.4
0.20	0.0161	0.0297	84.5
0.30	0.0351	0.0562	60.1
0.40	0.0503	0.0865	72.0
0.50	0.0854	0.1346	57.6

تحریک تک‌مؤلفه افقی زلزله، رخ داده است. درحالی‌که در شکل (۹-ب)، افزایش ناگهانی یا جهش در تغییرمکان پوسته مخزن ناشی از تحریک توأمان مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله، به‌ازای PGA حدود 0.20g ایجاد شده است. بنابراین مؤلفه قائم زلزله باعث کاهش قابل‌ملاحظه ظرفیت کماتش مخزن شده است. به‌عنوان نمونه در شکل‌های (۱۰) و (۱۱)، به‌ترتیب دامنه تغییرشکل پوسته مخزن و تنش‌های ایجادشده در پوسته مخزن تحت اثر تک‌مؤلفه افقی (H) و یا دو مؤلفه افقی و قائم (HV) برای زلزله Northridge با PGA=0.50g، در انتهای تحلیل دینامیکی، نشان داده شده است.

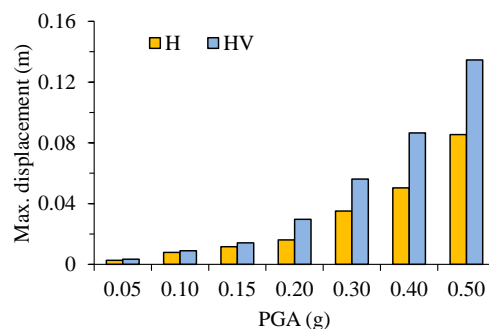


(الف)



(ب)

شکل ۹- توزیع متوسط تغییرمکان حداکثر پوسته مخزن در ارتفاع تحت اثر (الف) تک‌مؤلفه افقی و (ب) دو مؤلفه افقی و قائم زلزله



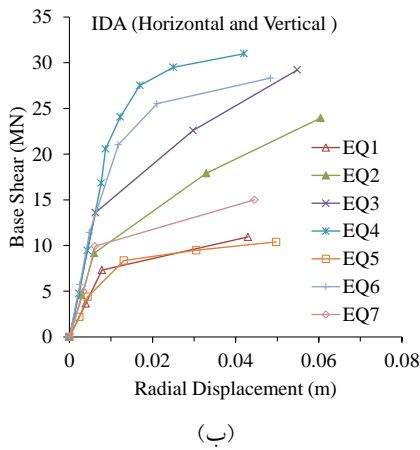
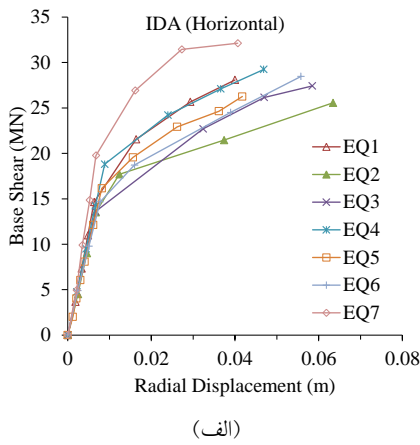
شکل ۸- متوسط تغییرمکان شعاعی حداکثر جداره مخزن تحت اثر تحریک مؤلفه افقی (H) و دو مؤلفه افقی و قائم زلزله (HV)

مقایسه نتایج تغییرمکان حداکثر جداره مخزن با و بدون اثر شتاب قائم در شکل (۸)، نشان می‌دهد که متوسط تغییرمکان حداکثر پوسته مخزن برای ترازهای مختلف PGA، در حالت ترکیب مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله، به میزان قابل‌توجهی بیش‌تر از حالت تک‌مؤلفه افقی است. متوسط تغییرمکان حداکثر پوسته مخزن ناشی از تحریک دو مؤلفه‌ای، حداقل ۱۳/۹ درصد برای PGA=0.10g و حداکثر ۸۴/۵ درصد به‌ازای PGA=0.20g، نسبت به حالت تحریک تک‌مؤلفه افقی، افزایش یافته است. در اثر اعمال شتاب قائم زمین، متوسط تغییرمکان حداکثر پوسته مخزن برای PGA بزرگ‌تر یا مساوی 0.20g، حداقل ۵۷/۶ درصد افزایش یافته است. این درحالی است که متوسط تغییرمکان حداکثر جداره مخزن برای PGA کوچک‌تر از 0.20g، حداکثر ۲۵/۹ درصد افزایش را نشان می‌دهد. بنابراین افزایش متوسط تغییرمکان حداکثر پوسته مخزن در اثر اعمال شتاب قائم زمین، برای PGA بزرگ‌تر یا مساوی 0.20g، در مقایسه با PGA کوچک‌تر از 0.20g، خیلی بیش‌تر است.

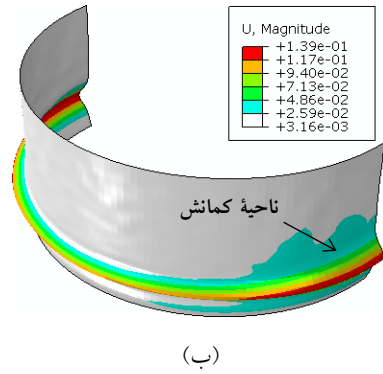
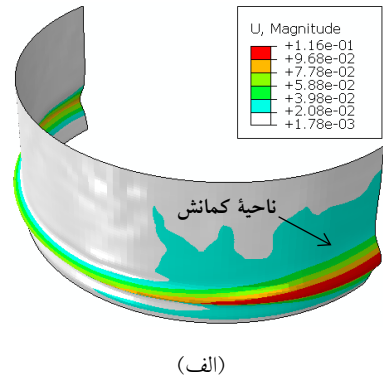
با توجه به شکل (۹-الف)، به‌ازای PGA حدود 0.30g، افزایش ناگهانی یا جهش در تغییرمکان پوسته مخزن ناشی از

۶-۲- منحنی ظرفیت کمانش دینامیکی مخزن

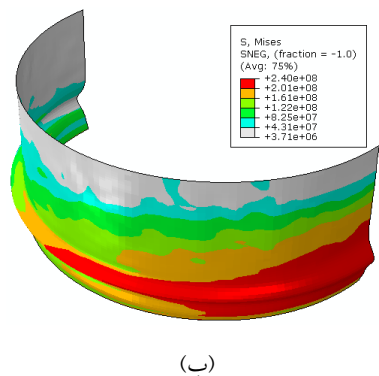
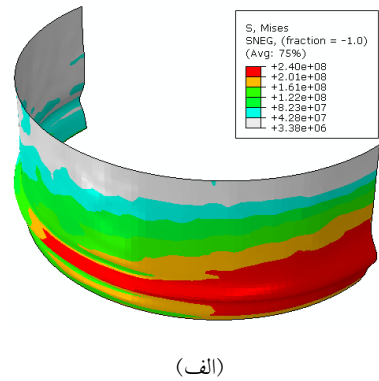
با انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی، برای رکوردهای مختلف زلزله، منحنی برش پایه حداکثر بر حسب تغییر مکان شعاعی حداکثر جداره مخزن، در اثر تحریک تک مؤلفه افقی (H) و تحریک توأمان دو مؤلفه افقی و قائم زلزله (HV) و همچنین متوسط منحنی‌های IDA در شکل‌های (۱۲) و (۱۳) رسم شده است. نتایج نشان می‌دهد که اثر شتاب قائم زمین ممکن است باعث افزایش یا کاهش ظرفیت کمانشی مخزن شود که این بستگی به محتوای فرکانسی رکوردهای زلزله دارد. در شکل (۱۴)، مقایسه منحنی‌های متوسط IDA در حالت‌های تک مؤلفه افقی (H) و دو مؤلفه افقی و قائم زلزله، بیانگر این است که اثر شتاب قائم زلزله باعث کاهش قابل ملاحظه ظرفیت کمانش دینامیکی پوسته مخزن شده است.



شکل ۱۲- دسته منحنی‌های IDA مخزن تحت اثر (الف) تک مؤلفه افقی زلزله (H) (ب) دو مؤلفه افقی و قائم زلزله (HV)

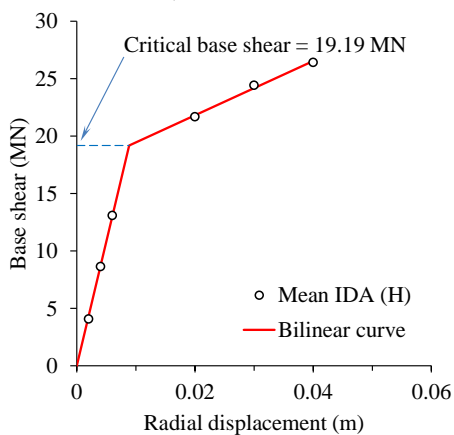


شکل ۱۰- تغییر شکل مخزن بر حسب متر تحت اثر (الف) تک مؤلفه افقی و (ب) مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله Northridge با  $PGA=0.50g$

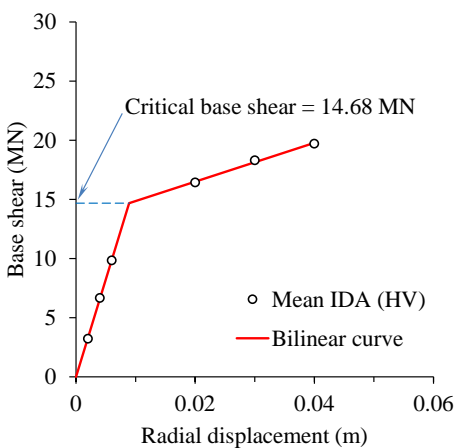


شکل ۱۱- تنش‌های جداره مخزن بر حسب پاسکال تحت اثر (الف) تک مؤلفه افقی و (ب) مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله Northridge با  $PGA=0.50g$

حداکثر پوسته مخزن، برای تخمین شتاب بحرانی کماتش مخازن فولادی استفاده شده است. در این پژوهش، برای تخمین نیروی برش پایه دینامیکی بحرانی کماتش مخزن، نمودارهای دوخطی معادل برای منحنی‌های متوسط IDA در شکل (۱۵) رسم شده است. با استفاده از این نمودارهای دوخطی، نیروی برش پایه دینامیکی بحرانی که فرای آن، سختی سازه به شدت کاهش می‌یابد، تعیین می‌شود. با توجه به شکل (۱۵)، نیروهای برش پایه دینامیکی بحرانی تحت اثر تحریک تک‌مؤلفه افقی و تحریک توأمان مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله به ترتیب برابر با ۱۹/۱۹ و ۱۴/۶۸ مگانیوتن است. نیروی برش پایه دینامیکی بحرانی در حالت تحریک دو-جهتی (HV)، ۲۳/۵ درصد کوچک‌تر از برش پایه دینامیکی بحرانی در حالت تحریک تک-جهتی (H) است.

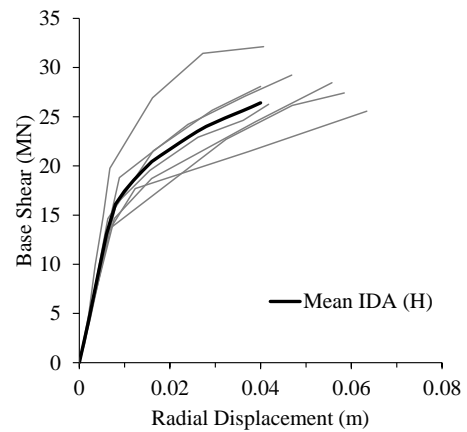


(الف)

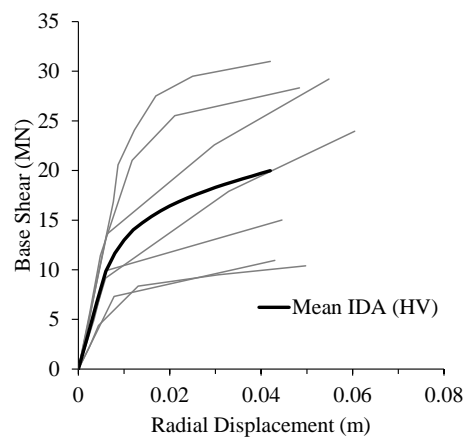


(ب)

شکل ۱۵- منحنی‌های دوخطی ظرفیت کماتش دینامیکی مخزن تحت اثر (الف) تک‌مؤلفه افقی زلزله (H) (ب) دو مؤلفه افقی و قائم زلزله (HV)

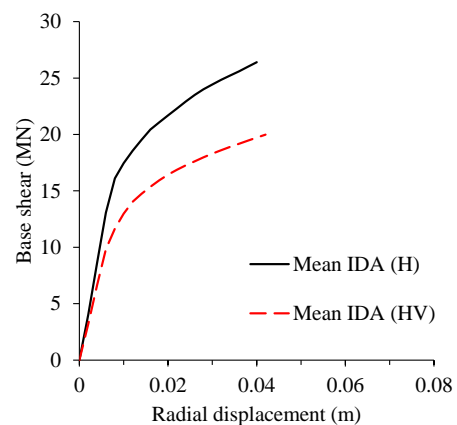


(الف)



(ب)

شکل ۱۳- منحنی‌های ظرفیت کماتش دینامیکی مخزن تحت اثر (الف) تک‌مؤلفه افقی زلزله (H) (ب) دو مؤلفه افقی و قائم زلزله (HV)



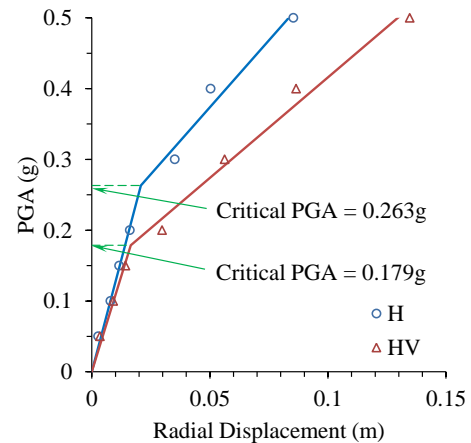
شکل ۱۴- متوسط منحنی‌های IDA در حالت‌های تک‌مؤلفه افقی (H) و دو مؤلفه افقی و قائم زلزله (HV)

در تحقیقات گذشته نظیر مراجع [۱۰ و ۱۱، ۱۹-۲۱] از روش منحنی دوخطی شتاب افقی حداکثر زلزله بر حسب تغییر مکان

## ۳-۶- شتاب بحرانی کماتش دینامیکی مخزن

در این بخش، متوسط PGA بحرانی رکوردهای زلزله که باعث ایجاد جهش ناگهانی در تغییر مکان حداکثر و یا کماتش دینامیکی پوسته مخزن فولادی می‌شود، محاسبه شده است. در شکل (۱۶)، متوسط جابه‌جایی حداکثر پوسته مخزن در گره بحرانی، به فاصله ۲/۸ متر بالای کف مخزن، بر حسب مقادیر متناظر شتاب حداکثر زمین، در اثر تحریک تک‌مؤلفه افقی (H) و یا دو مؤلفه افقی و قائم زلزله (HV) رسم شده است.

در تحقیقات گذشته نظیر مراجع [۱۰، ۱۱، ۱۹-۲۱] از روش منحنی دوخطی برای تخمین بار بحرانی کماتش مخازن فولادی استفاده شده است. با توجه به شکل (۱۳)، افزایش ناگهانی و یا جهش در تغییر مکان شعاعی جداره مخزن تحت اثر تحریک مخزن ناشی از تک‌مؤلفه افقی (H) و یا دو مؤلفه افقی و قائم زلزله (HV) به ترتیب برای PGA بالاتر از 0.20g و 0.15g رخ داده است. با انجام تحلیل رگرسیون بر روی داده‌ها، مناسب‌ترین منحنی دوخطی در شکل (۱۴) رسم شده است. شیب اولیه منحنی دوخطی برابر با سختی الاستیک سازه است. چنانچه شتاب حداکثر مؤلفه افقی زلزله از مقدار شتاب بحرانی ( $PGA_{cr}$ )، بیش‌تر شود، شیب منحنی دوخطی کاهش محسوسی خواهد یافت. با توجه به منحنی دوخطی، شتاب بحرانی کماتش الاستو-پلاستیک پوسته مخزن تحت اثر تک‌مؤلفه افقی (H) و یا دو مؤلفه افقی و قائم زلزله (HV) به ترتیب برابر با 0.263g و 0.179g است. بنابراین مقدار PGA بحرانی کماتش الاستو-پلاستیک مخزن، در حالت تحریک دو مؤلفه افقی و قائم زلزله (HV) در مقایسه با حالت تحریک تک‌مؤلفه افقی (H)، ۳۱/۹ درصد کوچک‌تر است.



شکل ۱۶- شتاب بحرانی کماتش مخزن تحت اثر تک‌مؤلفه افقی (H) و دو مؤلفه افقی و قائم زلزله (HV)

## ۷- نتیجه‌گیری

در این پژوهش کماتش دینامیکی مخازن فولادی استوانه‌ای زمینی تحت اثر شتاب‌های افقی و قائم زلزله با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی بررسی شده است. نتایج مدل‌سازی اجزای محدود سیستم مخزن-مایع در این پژوهش با نتایج تحلیلی موجود در ادبیات فنی تطابق نزدیکی دارد. تحلیل‌های دینامیکی افزایشی مخزن برای هفت شتاب‌نگاشت افقی و قائم زلزله با PGA از 0.05g تا 0.5g انجام پذیرفته است. نتایج حاصل به صورت زیر جمع‌بندی شده است:

- کوماتش دینامیکی پوسته مخزن تحت اثر تحریک تک‌مؤلفه افقی (H) و یا دو مؤلفه افقی و قائم زلزله (HV) در ارتفاع ۲/۸ متر بالای کف مخزن رخ داده است. بنابراین اعمال شتاب قائم زلزله، باعث تغییر ناحیه کماتش جداره مخزن مورد مطالعه نشده است.
- نتایج تحلیل دینامیکی نشان داد که مؤلفه قائم زلزله باعث کاهش قابل‌ملاحظه ظرفیت کماتش پوسته مخزن مورد مطالعه شده است.
- نیروی برش پایه بحرانی کماتش دینامیکی مخزن تحت اثر تک‌مؤلفه افقی (H) و یا دو مؤلفه افقی و قائم زلزله (HV) به ترتیب برابر با ۱۹/۱۹ و ۱۴/۶۸ مگانیوتن (نسبت برش پایه به وزن سیال به ترتیب برابر با ۰/۲۵۶ و ۰/۱۹۶) است. بنابراین نیروی برش پایه دینامیکی بحرانی مخزن در حالت تحریک دو-جهتی (HV)، ۲۳/۵ درصد کوچک‌تر از برش پایه دینامیکی بحرانی در حالت تحریک تک-جهتی (H) است.
- شتاب بحرانی کماتش الاستو-پلاستیک (کوماتش پاییلی) پوسته مخزن مورد مطالعه تحت اثر تک‌مؤلفه افقی (H) و یا دو مؤلفه افقی و قائم زلزله (HV) به ترتیب برابر با 0.263g و 0.179g است. بنابراین مقدار PGA بحرانی کماتش الاستو-پلاستیک مخزن، در حالت تحریک دو مؤلفه افقی و قائم زلزله (HV) در مقایسه با حالت تحریک تک‌مؤلفه افقی (H)، ۳۱/۹ درصد کوچک‌تر است.

## ۸- تقدیر و تشکر

این تحقیق در قالب طرح پژوهشی شماره ۱۴۰۳/۲۳۲۷ با استفاده از اعتبارات پژوهشی مرکز آموزش عالی محلات انجام شده است. بدین وسیله از حمایت مالی مرکز آموزش عالی محلات در انجام این تحقیق کمال تشکر و قدردانی را داریم.

- liquid-filled steel conical tanks under vertical excitation", *Thin-Walled Structures*, 103, pp.199-210.
- [16] ABAQUS 6.10, Abaqus analysis user's manual, Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA, 2010.
- [17] Moslemi, M., and Kianoush, M.R. (2012), "Parametric study on dynamic behavior of cylindrical ground-supported tanks", *Engineering Structures*, 42, pp.214-230.
- [18] API Standard 650, (2013), *Welded Tanks for Oil Storage*, 12th ed., Washington, DC.
- [19] Buratti, N., and Tavano, M. (2014), "Dynamic buckling and seismic fragility of anchored steel tanks by the added mass method", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(1), pp.1-21.
- [20] Budiansky, B., and Roth, R.S. (1962), "Axisymmetric dynamic buckling of clamped shallow spherical shells", *NASA Collected Papers on Stability of Shell Structures*, TN-1510, pp.597-606.
- [21] Maheri, M.R., and Abdollahi, A. (2013), "The effects of long term uniform corrosion on the buckling of ground based steel tanks under seismic loading", *Thin-Walled Structures*, 62, pp.1-9.
- [1] Hamdan, F.H. (2000), "Seismic behaviour of cylindrical steel liquid storage tanks", *Journal of Constructional Steel Research*, 53(3), pp.307-333.
- [2] Niwa, A., and Clough, R.W. (1982), "Buckling of cylindrical liquid-storage tanks under earthquake loading", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10(1), pp.107-122.
- [3] Rotter, J.M. (2006), "Elephant's foot buckling in pressurised cylindrical shells," *Stahlbau*, 75(9), pp.742-747.
- [4] Housner, G.W. (1963), "The dynamic behavior of water tanks", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2), pp.381-387.
- [5] Veletsos, A.S., and Auyang, J. (1977), "Earthquake response of liquid storage tanks", *Advances in Civil Engineering through Engineering Mechanics*, ASCE Conference., p.24.
- [6] Barros, R., and Corbi, O. (2008), "An Overview on Some Ongoing Computational and Experimental Campaigns on Vibration Control by Liquid Tanks", *International Journal of Mechanics and Solids*, 3, pp.1-22.
- [7] Haroun, M. A. (1983), "Vibration studies and tests of liquid storage tanks", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11(2), pp.179-206.
- [8] Amabili, M. (2008), "Nonlinear vibrations and stability of shells and plates", Cambridge University Press.
- [9] Virella, J.C., Godoy, L.A., and Suárez, L.E. (2006), "Fundamental modes of tank-liquid systems under horizontal motions", *Engineering Structures*, 28(10), pp.1450-1461.
- [10] Virella, J.C., Godoy, L.A., and Suárez, L.E. (2006), "Dynamic buckling of anchored steel tanks subjected to horizontal earthquake excitation", *Journal of Constructional Steel Research*, 62(6), pp.521-531.
- [11] Djermane, M., Zaoui, D., Labbaci, B., and Hammadi, F. (2014), "Dynamic buckling of steel tanks under seismic excitation: Numerical evaluation of code provisions", *Engineering Structures*, 70, pp.181-196.
- [12] Sobhan, M.S., and Hosseini, P. (2022), "A Study of the Buckling Behavior of Aboveground Cylindrical Steel Tank under Seismic Loading", *Civil Infrastructure Researches*, 8(1), pp.21-34.
- [۱۳] عالم‌زاده، ح.، شکیب، ح. (۱۳۹۵)، "مطالعه عددی پاسخ مخازن زمینی فولادی با حرکت گهواره‌ای آزاد تحت اثر تحریک افقی زلزله"، *نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد*، دوره ۱۰، شماره ۲، ص. ۷۱-۷۹.
- [14] Kianoush, M.R., and Chen, J.Z. (2006), "Effect of vertical acceleration on response of concrete rectangular liquid storage tanks", *Engineering Structures*, 28(5), pp.704-715.
- [15] Musa, A., and El Damatty, A.A. (2016), "Capacity of



http://journaliss.ir

# تحلیل حساسیت اتصال مرکز گرای فولادی نسبت به پارامترهای مختلف تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای

نرگس حسنلو<sup>۱</sup>، نادر فنائی<sup>۲\*</sup>

۱- دانش آموخته ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

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

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

## چکیده

اتصالات مرکزگرا، سیستم‌هایی هستند که در سازه‌ها به‌کار می‌روند تا آسیب ناشی از زلزله را به واسطه حذف جابه‌جایی نسبی باقی‌مانده به حداقل برسانند. در این تحقیق یک نمونه اتصال مرجع از شش نمونه اتصال گارلوک برای صحت‌سنجی و ارزیابی، انتخاب و در نرم‌افزار آباکوس شبیه‌سازی شد و تحت بارگذاری چرخه‌ای تا ۴ درصد جابه‌جایی نسبی طبقه قرار گرفت. از نبشی‌های بالایی و نشیمن در اتصال به‌عنوان اتلاف‌کننده‌های انرژی، همراه با کابل‌های با مقاومت بالا با ایجاد خاصیت مرکزگرایی که به موازات تیر کشیده شده‌اند، استفاده می‌شود. در این مقاله تحلیل حساسیت پارامتریک تحت بارگذاری چرخه‌ای بر روی سه پارامتر از جمله مقاومت تسلیم نبشی، نیروی پس‌کشیدگی کابل و سطح مقطع کابل انجام شد. در محدوده تغییرات پارامترهای اتصال مرکزگرا نتایج حاصل از بارگذاری چرخه‌ای نشان می‌دهد، مقاومت تسلیم نبشی باعث افزایش جزئی ظرفیت خمشی اتصال و توان اتصال در تحمل بار جانبی می‌شود. افزایش نیروی پس‌کشیدگی و سطح مقطع کابل منجر به افزایش خاصیت مرکزگرایی اتصال، ظرفیت خمشی اتصال و ظرفیت باربری جانبی می‌شود. با تغییر تعداد کابل، نتایج نشان داد که با افزایش تعداد کابل، سختی افزایش و شکل‌پذیری کاهش و از طرفی افزایش نیروی مرکزگرایی می‌تواند منجر به آسیب تیر شود.

## واژگان کلیدی

اتصال مرکزگرا، تحلیل حساسیت پارامتریک، بارگذاری چرخه‌ای، سختی، اتلاف انرژی

## Sensitivity Analysis of Self-Centering Steel Connections to Various Parameters under Cyclic Loading

N. Hasanlou, N. Fanaie

### Abstract

Self-centering connections are systems used in structures to minimize earthquake damage by eliminating residual drift. Self-centering systems are one of the novel earthquake-resistant systems that can eliminate permanent earthquake-induced damage in buildings. In these systems, damage can be limited to those members that can be easily replaced after earthquakes. Self-centering connections in steel frames are designed to eliminate inelastic deformation and residual lateral displacement in structural members due to earthquakes. This deformable behavior is produced by creating a gap at the post-tensioned connection. The deformation capacity of this system against lateral forces is very high, and unlike steel frames that rely on the ductility and toughness of structural members, the behavior of self-centering structures is not controlled by the deformation capacity of the materials. The energy loss during seismic loading is not due to the failure of the main structural members but to elements designed as energy dissipaters that can be replaced in case of failure. In this research, a reference connection sample from six Garlock connection samples was selected for verification and evaluation and was simulated in Abaqus software and subjected to cyclic loading up to 4% of relative drift of the floor. In this article, parametric sensitivity analysis under cyclic loading was performed on three parameters, including yield strength of angle, cable post-tensioning force and cable cross-sectional area. In the range of changes in self-centering connection parameters, the results of cyclic loading show that yield strength of angle causes a slight increase in the bending capacity of the connection and the power of the connection in bearing lateral load. The increase in the post tensioning force and cable cross-sectional area leads to an increase in the self-centering property of the connection as well as the bending capacity of the connection and the lateral load capacity. By changing the number of cables, the results showed that with the increase in the number of cables, the stiffness increases and the ductility decreases. Moreover, the increase in self centering force can lead to beam damage.

### Keywords

Self-Centering Connection, Parametric Sensitivity Analysis, Cyclic Loading, Stiffness, Energy Dissipation



از المان فایبر مدل‌سازی کرد و مورد تحلیل استاتیکی غیرالاستیک و تاریخچه زمانی دینامیکی قرار داد. نتایج این بررسی‌ها نشان داد که این اتصالات، قابلیت مرکزگرایی دارند و دارای سختی، مقاومت و شکل‌پذیری کافی هستند.

**گارلوک<sup>۶</sup> و همکاران** در سال ۲۰۰۵ مطالعات تجربی شش نمونه اتصال در مقیاس کامل را ارائه کردند که تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار دادند [۶]. برای جلوگیری از کماتش موضعی تیر که مانع مرکزگراشدن نمونه و محدودشدن شکل‌پذیری می‌شود، طبق نتایج توصیه شد از ورق تقویتی طولانی‌تر و یا از نیروی پس‌کشیدگی اولیه کوچک‌تر استفاده شود. برای جلوگیری از تسلیم کابل، تعداد بیش‌تری از کابل‌ها با نیروی پس‌کشیدگی اولیه کم‌تر در هر کابل توصیه شد. همچنین **گارلوک و همکاران** در سال ۲۰۰۶ به‌طور تحلیلی اثرات سختی، مقاومت و دیافراگم کف را بر پاسخ لرزه‌ای یک قاب خمشی مرکزگرا و مؤلفه‌های مختلف از جمله نیروی محوری که در تیر ایجاد می‌شود ارزیابی نمودند [۷]. آن‌ها در سال ۲۰۰۷ یک روند طراحی برای قاب‌های خمشی با اتصالات پس‌کشیده و اعضای جمع‌کننده که قاب مرکزگرا را به دیافراگم کف متصل می‌کند ارائه نمودند [۸].

**چو<sup>۸</sup> و همکاران** در سال ۲۰۰۶ سه اتصال فولادی پس‌کشیده با مقیاس کامل را تحت بار چرخه‌ای قرار دادند تا عملکرد لرزه‌ای آن‌ها را آزمایش کنند [۹]. این اتصالات از دو تیر پس‌کشیده و ستون‌های قوطی پرشده با بتن تشکیل شده‌اند و در سال ۲۰۰۹ یک نوع اتصال مرکزگرای نوین را معرفی کردند که در آن تیرهای فولادی پس‌کشیده به ستون‌های بتن‌آرمه متصل شده بودند. برای افزایش ظرفیت اتلاف انرژی، در زیر بال پایینی تیرها، میراگرهای فلزی تسلیم‌شونده تعبیه شده بود. آن‌ها با انجام تحلیل‌های عددی و آزمایش‌ها، نشان دادند که این سیستم می‌تواند ترکیبی مؤثر از مرکزگرایی و جذب انرژی فراهم کرده و در عین حال تغییرشکل‌های پسماند را به حداقل برساند [۱۰].

**فهمی و الجبھی<sup>۹</sup>** در سال ۲۰۲۱ دریافتند که در تحقیقات موجود، همبستگی بین عملکرد انعطاف‌پذیری اتصالات تیر-ستون فولادی پس‌کشیده و پاسخ غیرالاستیک سیستم اتلاف انرژی مورد نیاز، مورد توجه قرار نگرفته است [۱۱]. برای این منظور، یک لوله فولادی توخالی دایره‌ای فشرده به‌عنوان یک سیستم اتلاف انرژی قابل تعویض پیشنهاد شد (شکل (۱)).

قاب‌های مقاوم خمشی فولادی یکی از متداول‌ترین سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی برای سازه‌های ساختمانی چندطبقه و بلندمرتبه هستند. آن‌ها اغلب در برابر زلزله‌های قوی دارای عملکرد رضایت‌بخشی می‌باشند، به شرطی که عمداً تغییرشکل‌های پلاستیک بزرگ با شکل‌پذیری کافی در اعضای خاصی مانند تیرهای فولادی رخ دهد [۱]. پس از زلزله نورث‌ریج<sup>۱</sup> در سال ۱۹۹۴ بیش از ۱۰۰ قاب خمشی فولادی دچار شکست‌های متعددی در اتصالات جوشی تیر به ستون شدند. استفاده از ورق‌های تقویتی، براکت‌های پیچ‌ومهره یا جوش داده‌شده و کاهش عرض بال تیر جهت کنترل تشکیل مفصل پلاستیک پیشنهاد شد که در مقایسه با اتصالات قبل از زلزله نورث‌ریج، منجر به تسلیم و کماتش موضعی قابل‌توجهی در تیرها و ایجاد جابه‌جایی پسماند<sup>۲</sup> خواهند شد. این امر موجب افزایش تمایل به توسعه سیستم‌های نوینی شده است که پس از زلزله به حالت اولیه بازگردند و آسیب سازه را به حداقل برسانند [۲]. یکی از این سیستم‌ها، اتصالات مرکزگرای فولادی است که از کابل‌ها یا میلگردهای پس‌کشیده با مقاومت بالا به موازات جان تیر در طول بازه قاب که توسط گیره‌های<sup>۳</sup> به بال ستون‌های خارجی قاب مهار شده است، استفاده می‌شود. کابل‌ها می‌توانند حداکثر جابه‌جایی و تغییرمکان پسماند سازه قاب فولادی را به میزان قابل‌توجهی کاهش دهند. این اتصالات به‌گونه‌ای طراحی می‌شوند که تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای، رفتار هیستریزس مطلوبی همراه با سختی مناسب و اتلاف انرژی کنترل‌شده از خود نشان دهند [۳].

برای اولین بار مفهوم اتصالات پس‌کشیده در سیستم‌های بتنی پیش‌ساخته، در سال ۱۹۹۰ مورد استفاده قرار گرفت. **پرایستلی<sup>۴</sup> و مکری<sup>۵</sup>** اتصالات پس‌کشیده برای سازه‌های قاب بتنی پیش‌ساخته بدون نبشی‌های فولادی برای اتلاف انرژی را در سال ۱۹۹۳ مورد آزمایش قرار دادند [۴]. نتایج نشان داد که جابه‌جایی نسبی کم‌تری نسبت به بتن مسلح یکپارچه دارند.

**رایکلز<sup>۱</sup> و همکاران** در سال ۲۰۰۱ اتصالات مرکزگرایی را برای استفاده در قاب خمشی معرفی کردند [۵]. این اتصال دارای کابل‌های پس‌کشیده و نبشی‌های نشیمن و بالایی برای اتلاف انرژی بود. همچنین **رایکلز** این اتصالات را به‌صورت تحلیلی و با استفاده

<sup>۶</sup> Ricles

<sup>۷</sup> Garlock

<sup>۸</sup> Chou

<sup>۹</sup> Algobahi

<sup>۱</sup> Northridge

<sup>۲</sup> Residual Displacement

<sup>۳</sup> Anchorage

<sup>۴</sup> Priestley

<sup>۵</sup> MacRae



شیراوند و ترابی پور در سال ۲۰۱۷ با هدف رفع مشکلات ناشی از تمرکز تنش و ترک خوردگی در اتصالات جوشی متداول، نوعی اتصال خمشی فولادی پس کشیده طراحی و بررسی نمودند [۱۲]. در این اتصال، با استفاده از کابل های پس کشیده و ورق های اصطکاکی در ناحیه مفصل، عملکرد خمشی مطلوبی حاصل شد و میزان تغییر شکل پسماند به شکل محسوس کاهش یافت. نتایج تحلیل عددی و آزمایشگاهی آنها نشان داد که این اتصال، ضمن تأمین سختی اولیه مناسب، توانایی بازگشت به وضعیت اولیه را پس از بارگذاری چرخه ای حفظ می نماید.

گوان<sup>۱</sup> و همکاران در سال ۲۰۱۸ یک مدل عددی از اتصال فولادی مرکزگرا را با استفاده از نبشی بالا و نشیمن به همراه کابل های پس کشیده در نرم افزار اپنسیس<sup>۲</sup> توسعه دادند [۱۳]. هدف از این مدل سازی، بررسی رفتار مرکزگرای اتصال تحت بارگذاری چرخه ای بود. نتایج عددی آنها با داده های آزمایشگاهی موجود مقایسه و صحت سنجی شد که نشان دهنده دقت مناسب مدل در رفتار هیستریزس و ظرفیت مرکزگرای اتصال بود.

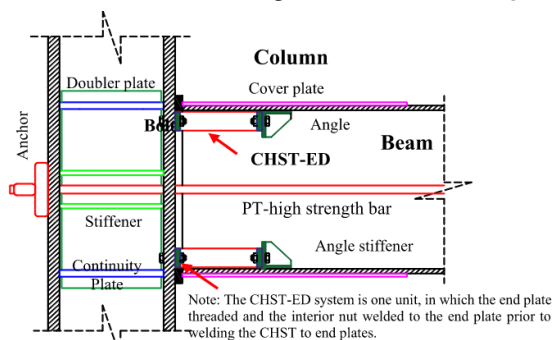
هوانگ<sup>۳</sup> و همکاران در سال ۲۰۲۴ یک نوع اتصال تیر به ستون مرکزگرای جدید با استفاده از نبشی های آلیاژ حافظه دار فوق الاستیک معرفی کردند [۱۴]. این اتصال نه تنها خاصیت مرکزگرای را بهبود می بخشد، بلکه قابلیت استفاده مجدد پس از زلزله را نیز افزایش می دهد. نتایج آزمایش ها حاکی از عملکرد مناسب این نوع اتصال در جذب انرژی و جلوگیری از گسیختگی در ناحیه اتصال است.

شیونگ<sup>۴</sup> و همکاران در سال ۲۰۲۴ قاب مهاربندی شده Y شکلی را پیشنهاد کردند که در آن از اتصالات لغزشی یا تیرهای پیوند برشی استفاده شده است [۱۵]. این قاب با حفظ خاصیت مرکزگرای، ظرفیت اتلاف انرژی بالاتری در مقایسه با سیستم های متداول از خود نشان داد.

شیراوند و ترابی پور در سال ۲۰۲۰ مطالعه ای عددی بر روی اتصالات فولادی پس کشیده مرکزگرا انجام دادند [۱۶]. در این تحقیق، پارامترهایی چون ضخامت نبشی و مقدار نیروی پس کشیدگی مورد بررسی قرار گرفت و تأثیر آنها بر شکل پذیری، سختی و رفتار مرکزگرای اتصال تحلیل شد.

القرنی<sup>۵</sup> و همکاران در سال ۲۰۲۴ به بررسی بهبود رفتار چرخه ای اتصالات فولادی با استفاده از پیچ ها و ورق های آلیاژ

حافظه دار پرداختند [۱۷]. نتایج نشان می دهد که استفاده از ترکیب آلیاژ حافظه دار می تواند تغییر شکل های پسماند را تا ۹۴ درصد کاهش داده و خاصیت مرکزگرای را دو برابر کند.

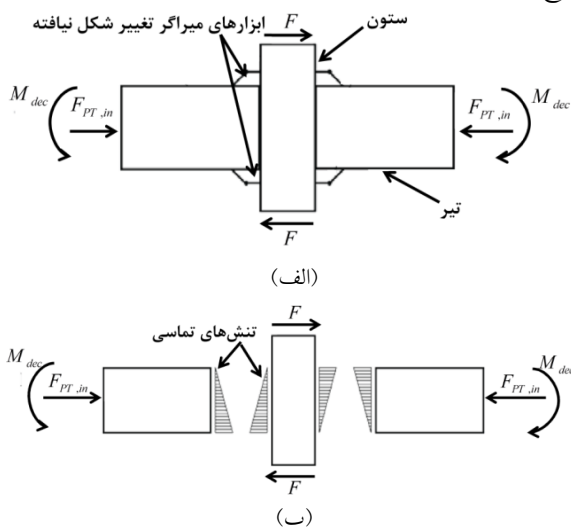


شکل ۱- جزئیات هندسی اتصال با لوله فولادی توخالی [۱۱]

با وجود توسعه چشمگیر این نوع اتصالات در سال های اخیر، بررسی جامع و کمی از تأثیر پارامترهای اصلی طراحی بر رفتار لرزه ای آنها، به ویژه در بستر بارگذاری چرخه ای و تحلیل حساسیت پارامتریک، هنوز به طور کامل انجام نشده است. در بسیاری از مطالعات پیشین، تنها یک یا دو پارامتر به صورت جداگانه بررسی شده اند و تعامل آنها با یکدیگر یا دامنه تأثیر آنها بر پاسخ های لرزه ای اتصال، کم تر مورد توجه قرار گرفته است. پژوهش های صورت گرفته عمدتاً بر تحلیل های تجربی یا مدل سازی کلی رفتار این نوع اتصالات متمرکز بوده اند، اما تاکنون بررسی سیستماتیک و عددی حساسیت اتصال مرکزگرا نسبت به پارامترهای مؤثر طراحی از جمله تنش تسلیم نبشی، نیروی پس کشیدگی کابل و سطح مقطع کابل، به طور جامع انجام نشده است. در این مقاله ابتدا مدل سازی اتصال پس کشیده فولادی در نرم افزار آباکوس پذیرفته و ضمن صحت سنجی با نتایج آزمایشگاهی گارلوک و همکاران [۶]، تأثیر مقاومت و مشخصات هندسی بر روی رفتار اتصال مورد ارزیابی قرار گرفته است. تحلیل حساسیت پارامتریک، بر سه پارامتر کلیدی شامل تنش تسلیم نبشی، نیروی پس کشیدگی کابل و سطح مقطع کابل بر پاسخ اتصال مرکزگرای فولادی بررسی و مقایسه شده است. برای بررسی سختی اولیه، ظرفیت اتلاف انرژی، ظرفیت خمشی و دوران اتصال، هر یک از پارامترها ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد افزایش و سپس ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد کاهش داده شده اند. نتایج مدل سازی ها در دو بخش شامل نمودار و نتایج عددی، همچنین نتایج گرافیکی

<sup>1</sup> Guan  
<sup>2</sup> Opensees  
<sup>3</sup> Huang  
<sup>4</sup> Xiong  
<sup>5</sup> Alqarni

زهانی که لنگر خمشی افزایش می‌یابد، تنش‌های تماسی در سطحی از تیر که به ستون فشرده شده است افزایش می‌یابد، درحالی‌که تنش در سمت کششی (سمتی که تیر از ستون دور می‌شود) کاهش می‌یابد تا به صفر می‌رسد. لنگر خمشی متناظر با این وضعیت لنگر جداشدگی نامیده می‌شود ( $M_{dec}$ ). در این مرحله، تیرها و ستون هنوز در تماس کامل هستند و رفتار اتصال، خطی است. نیروی اعضای پس‌کشیده همچنان برابر با مقدار اولیه خود است زیرا در آن‌ها تغییر طولی صورت نگرفته و هیچ تغییر شکلی در ابزار میراگر به وجود نیامده است.



شکل ۳- نمودار جسم آزاد اتصال تیر به ستون PTED در حالت جداشدگی [۱۸]

برای مقادیر بزرگ‌تر لنگر خمشی، مطابق شکل (۴) فاصله‌ای میان تیر و ستون به وجود می‌آید و متعاقباً سطح تماس فشاری تیر و ستون کاهش می‌یابد. نیروهای داخلی در گره از طریق نیروهای تماسی در سطح مشترک تیر و ستون در ناحیه محدود ذکر شده، متمرکز شده و به همراه نیروها و لنگرهایی که در ابزار میراگر به وجود می‌آید، انتقال داده می‌شوند.

بازشدن فاصله، دو پدیده زیر را به همراه دارد:

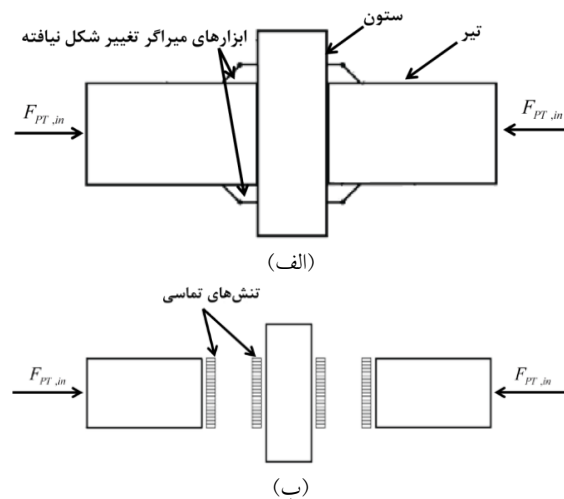
- کابل‌های پس‌کشیده در محدوده الاستیک افزایش طول می‌دهند و در نتیجه نیروی متناظر این اعضا افزایش می‌یابد و به دلیل تمایلی که برای برگشتن به طول اولیه دارند، لحظه به لحظه اتصال را به حالت اولیه بازمی‌گردانند.

- ابزارهای میراگر به دلیل چرخش نسبی بین تیر و ستون تغییر شکل می‌دهند. انرژی وارد شده به سازه به صورت پایدار مستهلک می‌شود و آسیب احتمالی به اعضای میراگر محدود می‌شود.

ارائه شده‌اند. برای نخستین بار، تأثیر تعداد کابل‌ها نیز به‌عنوان یک عامل مکمل در ارزیابی ویژگی‌های سختی، ظرفیت خمشی و خاصیت مرکزگرایی اتصال در نظر گرفته شده است. نتایج حاصل از تحلیل پارامتریک می‌تواند به طراحان در انتخاب مقادیر مناسب این پارامترها برای دستیابی به عملکرد مطلوب‌تر لرزه‌ای، به‌ویژه در سازه‌های واقع در نواحی لرزه‌خیز، کمک شایانی نماید. همچنین می‌تواند به بهینه‌سازی طراحی اتصالات مرکزگرا با هدف افزایش تاب‌آوری لرزه‌ای و اتلاف انرژی مؤثر، به‌ویژه در مناطق زلزله‌خیز کمک کند.

## ۲- رفتار مکانیکی اتصالات PTED

در قاب‌های فولادی دارای اتصالات PTED<sup>۱</sup>، انتقال نیروهای داخلی بین تیر و ستون به وسیله اعضای پس‌کشیده انجام می‌شود که طبق شکل (۲) توزیع یکنواختی از تنش تماسی فشاری را در سطح مشترک تیر و ستون ایجاد می‌کند. به دلیل وجود تنش‌های تماسی، نیروی برشی از طریق اصطکاک بین تیر و ستون انتقال می‌یابد. سیستم‌های دیگری نیز همچون ابزار میراگر با هر دو مکانیسم اصطکاک و تسلیم در انتقال برش نقش دارند. بعد از اعمال نیروی پس‌کشیدگی، تیرها و ستون‌ها در تماس مستقیم هستند و اتصال مانند یک اتصال صلب معمولی عمل می‌کند که قادر است برای مقادیر کوچک لنگر خمشی، نیروهای برشی و لنگر خمشی را بدون چرخش نسبی تیر به ستون انتقال دهد.

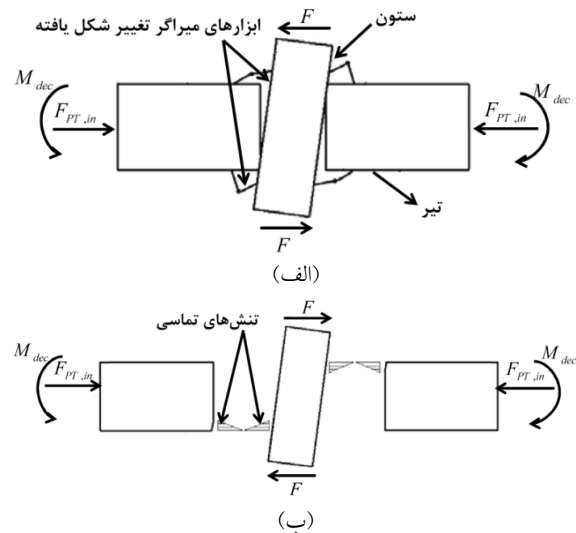


شکل ۲- نمودار جسم آزاد اتصال تیر به ستون PTED برای نشان دادن نیروی پس‌کشیدگی [۱۸]

مطابق شکل (۳) مقدار نیروی پس‌کشیدگی برابر با مقدار اولیه خود ( $F_{PT,in}$ ) است و ابزار میراگر تغییر شکل نداده است.

<sup>1</sup> Posttensioned Energy Dissipation

به دلیل بازشدگی، رفتار اتصال غیرخطی می‌شود. رفتار اعضای سازه‌ای اصلی، تیرها و ستون‌ها و اعضای پس‌کشیده الاستیک، خطی می‌ماند. دلیل اصلی به وجود آمدن رفتار غیرخطی در سیستم، تغییر شرایط مرزی در سطح تماس تیر و ستون است. عامل دیگر این موضوع نیز به تغییر شکل‌های غیرالاستیکی که در ابزار میراگر اتفاق می‌افتد بازمی‌گردد. پس از بازشدن فاصله در سطح مشترک اتصال، سختی سیستم به سختی الاستیک اعضای پس‌کشیده و سختی ابزار میراگر بستگی خواهد داشت.



شکل ۴- نمودار جسم آزاد اتصال تیر به ستون PTED بعد از

بازشدگی [۱۸]

بعد از زلزله انتظار می‌رود که تنها در ابزار میرایی اتصال جابه‌جایی نسبی پسماند باقی بماند و در نتیجه قاب خمشی با اتصال PTED که به درستی طراحی شده است، دچار هیچ‌گونه آسیبی نشود. مشخصاً سیستم پس‌کشیده باید به‌گونه‌ای طراحی شود که در شرایط بهره‌برداری تماس کامل بین تیر و ستون و اصطکاک کافی برای مقاومت برشی را مهیا نماید. علاوه بر این، رفتار اتصال باید تحت زلزله‌های شدید در محدوده الاستیک باشد، زیرا شکست اعضای پس‌کشیده منجر به از بین رفتن خاصیت مرکزگرایی سیستم می‌شود و مهم‌تر از آن به علت فقدان قابلیت انتقال نیروی برشی باعث فروپاشی کل سیستم خواهد شد.

### ۳- معرفی اتصال و فرآیند مدل‌سازی

گارلوک و همکاران شش نمونه اتصال میانی در مقیاس کامل با اتصال خمشی تیر به ستون بال پهن پس‌کشیده را مورد آزمایش قرار دادند [۱۹]. شکل (۵-الف) پیکربندی آزمایشگاهی مطالعه تجربی آن‌ها را نشان می‌دهد. در این اتصال از کابل‌های پس‌کشیده که بال‌های تیر را به ستون فشار می‌دهند تا در برابر لنگر وارده

مقاومت نمایند برای تأمین نیروهای بازگرداننده استفاده می‌شود؛ درحالی‌که اجزای اتلاف انرژی (مانند نبشی‌های بالا و نشیمن) برای اتلاف انرژی به‌کار برده شده‌اند. از ورق‌های پرکننده بین انتهای تیر و بال ستون برای جلوگیری از تماس استفاده می‌شود. به دلیل حضور توام نیروی فشاری و لنگر خمشی در تیر برای جلوگیری از تسلیم بال تیر از ورق‌های تقویتی استفاده شد. طول ورق تقویتی باید به‌گونه‌ای انتخاب شود که کرنش انتهای ورق تقویتی کمتر از دو برابر کرنش تسلیم شود تا از حالت حدی کماتش موضعی تیر جلوگیری نماید. همچنین از ورق‌های پیوستگی برای پیشگیری از تغییر شکل خارج از صفحه بال‌های ستون و از ورق‌های مضاعف در دو طرف چشمه اتصال برای جلوگیری از تسلیم جان ستون استفاده می‌شود.

### ۳-۱- ابعاد و هندسه مدل

در این تحقیق به منظور ارزیابی و بررسی اتصالات پس‌کشیده فولادی، از بین شش اتصال مورد مطالعه گارلوک (۲۰۰۵) نمونه 36S-P-20 در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شده است [۲۰]. جهت مدل‌سازی و صحت‌سنجی مدل عددی از ابعاد و هندسه نشان‌داده‌شده در شکل (۵-ب) استفاده شده است. در این مدل مقطع ستون  $W 14 \times 398$  و مقطع تیر  $W 36 \times 150$  بوده و از نبشی با ساق‌های مساوی به ابعاد مقطع  $L 203 \times 203 \times 19$  میلی‌متر و به طول  $406$  میلی‌متر استفاده شده است. جهت تقویت تیر، ورق‌هایی به ابعاد  $1372 \times 356 \times 25$  میلی‌متر و همچنین ناحیه چشمه اتصال توسط ورق‌های پیوستگی و مضاعف با ضخامت  $25$  میلی‌متر به جان ستون و ورق‌های پرکننده به ابعاد  $32 \times 292 \times 406$  میلی‌متر به بال ستون جوش شده‌اند؛ و هریک از نبشی‌های فوقانی و تحتانی توسط یک ردیف چهارتایی و دو ردیف دوتایی پیچ A490 به قطر  $32$  میلی‌متر به ترتیب به بال و جان ستون متصل می‌شوند. هر کابل پر مقاومت فولادی شامل هفت رشته درهم تنیده فولادی به مساحت کل  $140$  میلی‌متر مربع بوده که در شش ردیف در عمق جان و دو طرف جان تیر قرار گرفته و در انتهای تیرها مهار می‌شوند.

تمامی اعضا با استفاده از المان‌های پیوسته تغییر شکل‌دهنده سه‌بعدی جامد مدل شده‌اند. المان‌های جامد برای استفاده در تحلیل‌های غیرخطی پیچیده که شامل سطوح تماسی زیاد، پلاستیسیته و تغییر شکل‌های بزرگ هستند، مناسب می‌باشند.

### ۳-۲- مشخصات مصالح

مقادیر تنش تسلیم و تنش نهایی فولاد استفاده‌شده در جدول (۱) ارائه شده است. تمامی اعضا به‌غیر از کابل‌ها و پیچ‌ها از فولاد

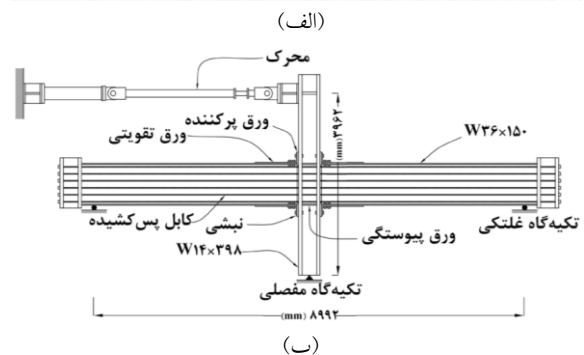
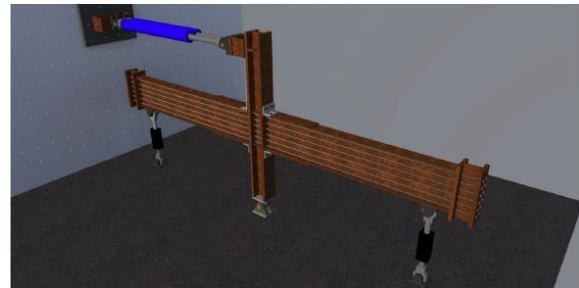
عضو ممکن نیست. این قید از الگوریتم ریاضی Master-Slave استفاده می‌کند و از جداشدن یا لغزش گره‌های Slave از Master جلوگیری می‌نماید. با توجه به این که مؤلفه‌های جوش شده در طول آزمایش دچار آسیب نمی‌شوند، استفاده از قید مهاري به جای مدل کردن جوش‌ها، تأثیری در جواب تحلیل ندارد. به‌طور مشخص قید مهاري برای مدل‌سازی اندرکنش میان اعضای زیر در نظر گرفته شده است: ورق پیوستگی با جان و بال ستون، ورق مضاعف با جان و بال ستون، ورق پرکننده و بال ستون، ورق تقویتی با بال تیر، ورق انتهایی و مقطع تیر و صفحات صلبی که برای اعمال بارگذاری و شرایط مرزی به تیر و ستون متصل شده‌اند.

برای مدل‌سازی اعضای غیرجوشی از الگوریتم تماس کلی استفاده شده است. این اعضا شامل ورق تقویتی و نبشی، نبشی و سرهای پیچ، سرهای پیچ و بال تیر، سرهای پیچ و بال ستون، ورق پرکننده با مقطع تیر، ورق تقویتی و نبشی، گیره‌های مهاري کابل‌ها با ورق‌های انتهایی، بدنه پیچ با دیوارهای داخلی سوراخ‌های نبشی، تیر، ورق تقویتی و ستون، بدنه کابل با دیوار داخلی سوراخ‌های بال ستون و ورق انتهایی هستند. از گزینه Surface Smoothing که در برنامه موجود است جهت بهبود تنش تماسی برای سطوح منحنی مانند کابل‌ها و پیچ‌ها در مدل حاضر استفاده شده است. محدودیت تماسی بین دو عضو غیرجوشی به وسیله Penalty Method انجام گرفته است. رفتار مماسی و عمودی میان این قسمت‌ها در نظر گرفته شده است. برای رفتار تماسی همه اعضا به جز بدنه پیچ، سوراخ‌های مربوط به پیچ، بدنه کابل و سوراخ‌های مربوط به کابل، ضریب اصطکاک ۰/۳۵ مطابق با دستورالعمل‌های AISC 360-16 در نظر گرفته شده است [۲۱]. رفتار مماسی اعضای نام‌برده به صورت بدون اصطکاک در نظر گرفته شده است. رفتار عمودی به صورت تماس سخت<sup>۴</sup> اعمال شده تا از نفوذ دو سطح مجاور در یکدیگر جلوگیری نماید.

### ۳-۴- مش‌بندی

المان‌های تشکیل‌دهنده تمامی اجزای اتصال، المان‌های سه‌بعدی شش‌وجهی C3D8R (هشت گره‌ای خطی) با انتگرال کاهش‌یافته مدل شده‌اند. این المان‌ها شش‌وجهی و هشت گره‌ای بوده و دارای یک نقطه برای انتگرال‌گیری در مرکزشان هستند؛ یک مش‌بندی خوب از المان‌های C3D8R می‌تواند جواب بهینه‌ای با دقت کافی و در زمان تحلیل کم‌تر ارائه دهد. مش‌های کوچک‌تری

ASTM A572 رده ۵۰ ساخته شده‌اند. پیچ‌ها از جنس فولاد ASTM A490 و کابل‌ها از فولاد ASTM A416 هستند. مدول الاستیسیته و نسبت پواسون فولاد مورد استفاده به ترتیب ۲۰۰ گیگاپاسکال و ۰/۳ است. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی فولاد از مدل الاستو-پلاستیک با تسلیم فون‌میسز<sup>۱</sup> همراه با کرنش سخت‌شوندگی<sup>۲</sup> استفاده شده است.



شکل ۵- تنظیمات قاب پس‌کشیده (الف) نمای سه‌بعدی پیکربندی آزمایشگاهی (ب) تنظیمات نمونه در مدل‌سازی اجزای محدود [۱۴]

جدول ۱- خصوصیات مصالح [۶]

تنش تسلیم $\sigma_y$ (MPa)	تنش نهایی $\sigma_u$ (MPa)	قطعه
۳۶۲	۴۹۸	بال تیر
۴۱۴	۵۲۷	جان تیر
۳۹۷	۵۷۴	ورق تقویتی
۳۵۶	۴۹۹	بال ستون
۳۴۵	۴۹۶	جان ستون
۳۸۳	۵۴۵	نبشی
۱۶۲۰	۱۹۰۰	کابل پس‌کشیده

### ۳-۳- سطوح تماسی

برای مدل‌کردن اندرکنش میان اعضای جوش‌شده، از قید مهاري<sup>۳</sup> استفاده می‌شود که در این حالت هیچ‌گونه حرکت نسبی میان دو

<sup>۴</sup> Hard Contact

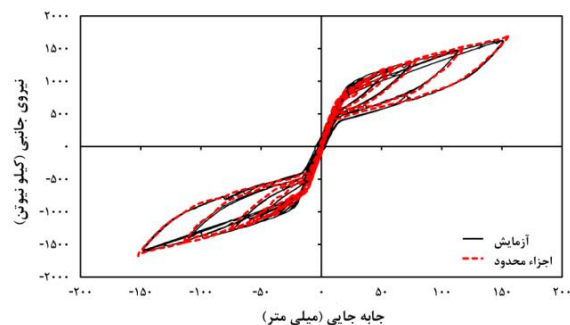
<sup>۱</sup> Von Mises

<sup>۲</sup> Isotropic Hardening

<sup>۳</sup> Tie Constraint

#### ۴- صحت سنجی

شکل (۶) نمودار نیروی جانبی-جابه‌جایی یکنواخت اتصالات پس‌کشیده را در مقایسه با پاسخ چرخه‌ای از آزمایشات گارلوک و همکاران (۲۰۰۵) نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، انطباق قابل‌قبولی بین منحنی پاسخ تحلیلی و تجربی برای نمونه وجود دارد.



شکل ۶- مقایسه پاسخ نیروی جانبی-جابه‌جایی به‌دست‌آمده از مدل اجزای محدود و آزمایشگاهی 36s-20-P [۱۹]

نتایج تحلیل المان محدود هم از نظر پیش‌بینی ویژگی‌های پاسخ (مانند سختی اولیه،  $K_i$  و حداکثر ظرفیت باربری  $F_{max}$ ) و رفتار حالت حدی (شامل نوع آسیب و شروع آسیب) قابل‌قبول تلقی می‌شوند. مقدار حداکثر نیروی جانبی به‌دست‌آمده از تحلیل عددی انجام‌شده در این نمونه ۱۷۳۴ کیلو نیوتن است. مقادیر نیروی جانبی بر اساس نتایج تحلیل آزمایشگاهی توسط گارلوک و همکاران ۱۶۳۶ کیلو نیوتن بود و در نتیجه اختلافی معادل ۶ درصد برای نتایج نیرو بین دو تحلیل عددی و آزمایشگاهی وجود دارد.

#### ۴-۱- سختی اولیه

تحت لنگر اعمال‌شده، اتصال در ابتدا به‌عنوان یک اتصال کاملاً مهارشده عمل می‌کند، تا زمانی که  $\theta_r$  برابر با صفر است در آن سختی اولیه شبیه به اتصال خمشی جوشی است. سختی اتصال پس از بازشدن فاصله اتصال با سختی محوری الاستیک کابل‌های پس‌کشیده و نبشی‌های فولادی مرتبط است که به‌عنوان سختی پسماند نام‌گذاری شده است. با ادامه بارگذاری به‌دلیل تسلیم‌شدن نبشی‌ها سختی اتصال کاهش می‌یابد [۲۳].

سختی اولیه اتصال مرکزگرا ۴۵۸۵۵ کیلو نیوتن بر متر است که تقریباً برابر با اتصال جوشی است. قابل‌ذکر است که مدل اجزای محدود سختی اولیه را کمی بالاتر از قاب آزمایش‌شده نشان

در نواحی اطراف چشمه اتصال که تغییرات بیش‌تری را در تنش و کرنش تجربه می‌کنند و همچنین نبشی‌ها که دچار تسلیم می‌شوند و مفصل پلاستیک تشکیل می‌دهند نیز در نظر گرفته شده است. برای اطمینان از دقت تحلیل و همگرایی نتایج، کیفیت مش‌بندی در مدل اجزای محدود با استفاده از ابزار صحت‌سنج داخلی نرم‌افزار آباکوس مورد ارزیابی قرار گرفت. در این ارزیابی، پارامترهایی نظیر نسبت ابعاد<sup>۱</sup>، انحراف هندسی<sup>۲</sup> و دترمینان ژاکوبین به‌عنوان شاخص‌های کیفی مش در نظر گرفته شدند. مش‌هایی که دارای مقادیر خارج از محدوده قابل‌قبول بودند، به‌صورت موضعی اصلاح یا مجدد مش‌بندی شدند. این فرآیند به کاهش خطاهای عددی، دقت بیش‌تر در توزیع تنش‌ها و پایداری همگرایی تحلیل غیرخطی تحت بارگذاری چرخه‌ای کمک شایانی نمود.

#### ۳-۵- بارگذاری و شرایط مرزی

تکیه‌گاه پای ستون از نوع مفصلی است و چرخش آزادانه نیز دارد. تکیه‌گاه‌های انتهای تیر از نوع غلتکی بوده که در فاصله ۴۴۹۶ میلی‌متری از مرکز ستون در نظر گرفته شده است (جابه‌جایی عمودی صفر است). برای جلوگیری از حرکت خارج از صفحه تیرهای تحت بار چرخه‌ای، جابه‌جایی آن‌ها بسته شده است.

در آزمایش گارلوک و همکاران (۲۰۰۵) بارهای وارده توسط دو محرک به بالای ستون اعمال می‌شوند؛ مدل تحت بار چرخه‌ای قرار گرفته است. بار چرخه‌ای به‌صورت تغییرمکانی در بالای ستون و بر اساس پروتکل بارگذاری مطابق با SAC 1997 است [۲۲]. آزمایش چرخه‌ای با جابه‌جایی نسبی ۴٪ تا زمانی که منجر به شکست در نمونه شود ادامه می‌یابد.

#### ۳-۶- روش و مراحل تحلیل

در این مطالعه، برای تحلیل رفتار اتصال تحت بارگذاری چرخه‌ای، از تحلیل دینامیکی صریح<sup>۳</sup> در نرم‌افزار آباکوس استفاده شده است. این نوع تحلیل برای مسائل گذرای غیرخطی و بارگذاری‌های رفت‌وبرگشتی مناسب بوده و از روش انتگرال‌گیری صریح برای حل معادلات حرکت بهره می‌برد. نوع تحلیل مدل‌ها به‌صورت استاتیکی غیرخطی بوده که شامل تحلیل غیرخطی مصالح و هندسه است. تحلیل در دو مرحله انجام می‌شود. در مرحله اول، تحلیل مربوط به پس‌کشیدگی کابل‌ها و در مرحله دوم، تحت بار چرخه‌ای انجام می‌شود.

<sup>1</sup> Aspect Ratio

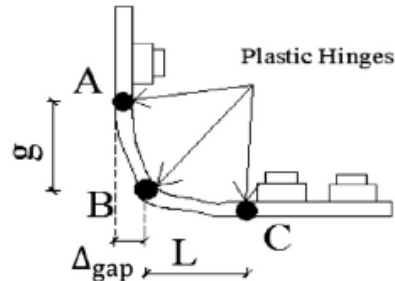
<sup>2</sup> Skewness

<sup>3</sup> Explicit Dynamic Analysis

می‌دهد. نتایج بیان‌کننده آن است که اتصالات فولادی پس‌کشیده می‌تواند مقاومت و سختی کافی را برای قاب خمشی تحت بارگذاری چرخه‌ای فراهم نماید.

#### ۴-۲- اتلاف انرژی

به‌طورکلی، ظرفیت اتلاف انرژی قاب‌های فولادی پس‌کشیده به نبشی بالا و پایین بستگی دارد. هنگامی که باربرداری رخ می‌دهد، نبشی‌های فولادی انرژی را تلف می‌کنند و در نهایت، اتصال به نقطه صفر تغییرشکل خود بازمی‌گردد. یعنی فاصله بین تیر و ستون بسته می‌شود. اتلاف انرژی با ناحیه محصورشده توسط حلقه‌های نمودار نیروی جانبی-جابه‌جایی مرتبط است که با DE ارائه شده است. سازوکار اتلاف انرژی در این اتصالات بر اساس تشکیل سه مفصل پلاستیک در هر نبشی مانند شکل (۷) است. با توجه توزیع کرنش پلاستیک در نبشی نقطه‌ای که دارای کرنش پلاستیک بالا هستند مستعد تشکیل مفصل پلاستیک و اتلاف انرژی هستند.



شکل ۷- سازوکار اتلاف انرژی در اتصالات مرکزگرای پس‌کشیده پس از بارگذاری [۲۴]

#### ۴-۳- ظرفیت باربری (مقاومت نهایی)

مقاومت نهایی ( $F_{max}$ )، نشان‌دهنده مقاومت حداکثر یک اتصال پس‌کشیده است که شروع هرگونه آسیب یا خرابی به‌عنوان سطح ظرفیت نهایی در نظر گرفته می‌شود. با توجه به نتایج عددی مقاومت نهایی اتصال ۱۷۳۴ کیلونیوتن است.

#### ۴-۴- روابط تحلیلی

در اتصال پس‌کشیده فولادی نبشی تحت تنش بالایی قرار می‌گیرد. مفصل پلاستیک و تنش نبشی موجود به‌ترتیب به حد شکست و تنش نهایی می‌رسند. در این بخش دو شاخص شکست برای تشخیص نوع شروع شکست در نبشی‌های فولادی، شکست ترد یا شکست شکل‌پذیر ارائه شده است. بنابراین از شاخص پلاستیسیته (PI)<sup>۲</sup> برای تعیین میزان کرنش پلاستیک و شاخص

گسیختگی (RI)<sup>۳</sup> برای شکست شکل‌پذیر در نبشی‌ها استفاده شد [۲۵].

روابط (۱) و (۲) که برای شاخص پلاستیسیته و رابطه (۳)

برای شاخص گسیختگی استفاده شد به شرح زیر هستند:

$$PI = \frac{PEEQ}{\epsilon_y} \quad (1)$$

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

از آنجایی که شاخص پلاستیسیته نسبت کرنش پلاستیک معادل که از نرم‌افزار آباکوس گرفته می‌شود به کرنش تسلیم نبشی فولاد است، ( $\epsilon_{ij}^p$ ) اجزای کرنش پلاستیک در جهات خاص است.

$$RI = \frac{PEEQ}{\exp(-1.5 \frac{\sigma_m}{\bar{\sigma}})} \quad (3)$$

در معادله شاخص گسیختگی ( $\sigma_m$ ) تنش هیدرواستاتیک و ( $\bar{\sigma}$ ) تنش فون‌میسز هستند. شاخص پلاستیسیته، برای اتصال 36S-P-20 از تحلیل و محاسبه، ۱۵۷ به‌دست می‌آید و شاخص گسیختگی، ۰/۶۶ محاسبه شد.

#### ۵- بررسی پارامتریک حساسیت پارامترهای دارای عدم

##### قطعیت تحت بارگذاری چرخه‌ای

در تجزیه و تحلیل قابلیت اعتماد سازه، تحلیل حساسیت می‌تواند برای اندازه‌گیری چگونگی تأثیر متغیر ورودی بر خروجی مدل استفاده شود [۲۶]. هدف از تحلیل حساسیت (ناشی از پارامتر)، تعیین پارامترهای مهم مدل و اهمیت نسبی آن‌ها است. به‌عنوان مثال، پارامتر A مهم‌تر از پارامتر B است؟ یا اهمیت آن‌ها نسبت به C چیست؟ به‌عبارت دیگر آیا می‌توان پارامترها را به‌ترتیب اهمیت رتبه‌بندی کرد؟ اهمیت به معنای نقش آن‌ها در خروجی است [۲۷].

مراحل معمولی اجرای تحلیل حساسیت شامل موارد زیر است:

۱- طرح آزمایش (تعیین سوالی که در مدل باید پاسخ داده شود) و تعیین ورودی‌هایی که در تحلیل مورد توجه قرار می‌گیرند؛

۲- دومین مرحله در تجزیه و تحلیل حساسیت، تعیین محدوده ورودی‌ها است. انتخاب یک بازه و توزیع آماری مناسب برای در نظر گرفتن عدم قطعیت در هر یک از پارامترهای ورودی مدل، مهم‌ترین مرحله در شبیه‌سازی است و این انتخاب تأثیر مستقیم بر روی

<sup>2</sup> Plasticity Index

<sup>3</sup> Rupture Index

<sup>1</sup> Dissipated Energy

تغییرپذیری پاسخ و همچنین اثر نتایج تحلیل حساسیت دارد؛

۳- مدل مورد مطالعه باید در نرم‌افزار شبیه‌سازی و صحت‌سنجی شود، سپس برای هر بازه تغییرات باید مدل‌ها را ایجاد کرد؛

۴- در تحلیل احتمالاتی، ارزیابی مدل برای هر مجموعه نمونه تولید شده انجام می‌شود. با توجه به این که یک رابطه ریاضی مشخص بین ورودی و خروجی وجود دارد، در این مرحله باید هر نمونه یا بازه تعیین شده به سیستم داده شود و پاسخ سیستم تحت آن محاسبه گردد؛

۵- ارزیابی اثر یا اهمیت نسبی هر پارامتر ورودی بر متغیرهای پاسخ؛

۶- شاخص‌های حساسیت پیشنهادی شامل شاخص حساسیت فردی و شاخص حساسیت تعاملی است. شاخص حساسیت فردی می‌تواند تأثیر فردی متغیر ورودی را بر خرابی سازه اندازه‌گیری نماید. شاخص حساسیت تعاملی می‌تواند مشخص کند که چگونه یک متغیر ورودی بر اثر متغیر ورودی دیگر بر خرابی سازه تأثیر می‌گذارد [۲۸].

در مدل‌های بسیار پیچیده که در آن‌ها استفاده از روش‌هایی مثل مونت‌کارلو<sup>۱</sup> [۲۹] و سوپول<sup>۲</sup> [۳۰] با محدودیت‌هایی مواجه می‌شویم. معمولاً از روش تحلیل حساسیت پارامتریک استفاده می‌شود. در این روش مدل با تعداد تحلیل کم‌تری نسبت به روش‌های دیگر با ترکیب مختلف پارامترها که هر بار یکی از آن‌ها تغییر می‌کند و با تحلیل ابتدایی تأثیر آن‌ها بر خروجی سنجیده می‌شود.

پس از صحت‌سنجی نمونه 36s-P-20، به‌طور جداگانه تأثیر پارامترهای مختلف از جمله تنش تسلیم نبشی (A)، سطح مقطع کابل (B)، نیروی پس‌کشیدگی کابل (C) بر رفتار اتصالات مرکزگرای فولادی انجام شد. در این پژوهش ابتدا محدوده تغییرات هر پارامتر ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد افزایش و سپس ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد کاهش یافت. برای هر پارامتر با تغییرات ذکر شده در جدول (۲)، یک مدل اجزای محدود توسعه داده شد و تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت. به‌عنوان خروجی هر شبیه‌سازی، ابتدا منحنی نیروی جانبی-جابه‌جایی و منحنی لنگر-دوران با

منحنی‌های مدل اصلی مقایسه شد و ویژگی‌های پاسخ مختلف مورد ارزیابی قرار گرفت.

جدول ۲- مدل‌های اجزای محدود برای تحلیل حساسیت

نام مدل	Ns	$L_{rp}$ (mm)	$T_0$ (kN)	A (mm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (MPa)	E (GPa)
SA-1	۳۶	۱۳۷۲	۳۱۹۴	۴۲۰	۴۴۰	۲/۰۹۹
SA-2	۳۶	۱۳۷۲	۳۱۹۴	۴۲۰	۵۲۰	۲/۰۹۹
SA-3	۳۶	۱۳۷۲	۳۱۹۴	۴۲۰	۶۰۰	۲/۰۹۹
SA-4	۳۶	۱۳۷۲	۳۱۹۴	۴۲۰	۳۶۰	۲/۰۹۹
SA-5	۳۶	۱۳۷۲	۳۱۹۴	۴۲۰	۲۸۰	۲/۰۹۹
SA-6	۳۶	۱۳۷۲	۳۱۹۴	۴۲۰	۲۰۰	۲/۰۹۹
SB-1	۳۶	۱۳۷۲	۳۵۱۳/۴	۴۲۰	۴۰۰	۲/۰۹۹
SB-2	۳۶	۱۳۷۲	۴۱۵۲/۲	۴۲۰	۴۰۰	۲/۰۹۹
SB-3	۳۶	۱۳۷۲	۴۷۹۱	۴۲۰	۴۰۰	۲/۰۹۹
SB-4	۳۶	۱۳۷۲	۲۸۷۴/۶	۴۲۰	۴۰۰	۲/۰۹۹
SB-5	۳۶	۱۳۷۲	۲۲۳۵/۸	۴۲۰	۴۰۰	۲/۰۹۹
SB-6	۳۶	۱۳۷۲	۱۵۹۷	۴۲۰	۴۰۰	۲/۰۹۹
SC-1	۳۶	۱۳۷۲	۳۱۹۴	۴۶۲	۴۰۰	۲/۰۹۹
SC-2	۳۶	۱۳۷۲	۳۱۹۴	۵۴۶	۴۰۰	۲/۰۹۹
SC-3	۳۶	۱۳۷۲	۳۱۹۴	۶۳۰	۴۰۰	۲/۰۹۹
SC-4	۳۶	۱۳۷۲	۳۱۹۴	۳۷۸	۴۰۰	۲/۰۹۹
SC-5	۳۶	۱۳۷۲	۳۱۹۴	۲۹۴	۴۰۰	۲/۰۹۹
SC-6	۳۶	۱۳۷۲	۳۱۹۴	۲۱۰	۴۰۰	۲/۰۹۹
SP-P1	۳۶	۱۳۷۲	۴۱۵۲/۲	۴۲۰	۴۰۰	۲/۰۹۹
SP-P2	۲۴	۱۳۷۲	۴۱۵۲/۲	۴۲۰	۴۰۰	۲/۰۹۹
SP-P3	۱۸	۱۳۷۲	۴۱۵۲/۲	۴۲۰	۴۰۰	۲/۰۹۹
SP-P4	۳۶	۱۳۷۲	۴۷۹۱	۴۲۰	۴۰۰	۲/۰۹۹
SP-P5	۲۴	۱۳۷۲	۴۷۹۱	۴۲۰	۴۰۰	۲/۰۹۹
SP-P6	۱۸	۱۳۷۲	۴۷۹۱	۴۲۰	۴۰۰	۲/۰۹۹

#### ۵-۱-۱-۱-۵- تأثیر تنش تسلیم نبشی

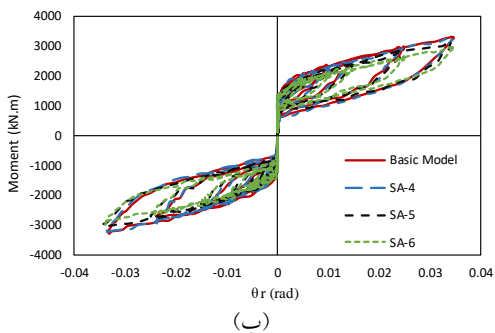
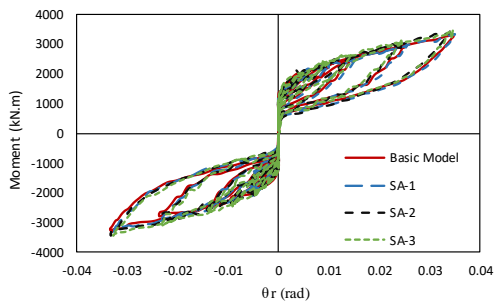
#### ۵-۱-۱-۱-۵- بررسی نتایج عددی

برای ارزیابی تأثیر تغییرات تنش تسلیم نبشی بر روی پاسخ اتصال مرکزگرا طبق جدول (۲) مدل‌های اجزای محدود SA-1، SA-2 و SA-3 به ترتیب با ۱۰٪، ۳۰٪ و ۵۰٪ افزایش تنش تسلیم نبشی و همین‌طور مدل‌های اجزای محدود SA-4، SA-5 و SA-6 به ترتیب با ۱۰٪، ۳۰٪ و ۵۰٪ کاهش تنش تسلیم نبشی ساخته شده و سپس تحت بارگذاری چرخه‌ای تحلیل شدند. همان‌طور که در شکل (۸-الف) نشان داده شده است با افزایش تنش تسلیم نمودارهای نیروی جانبی-جابه‌جایی نسبت به مدل اولیه تغییرات کم‌تری دارند. با توجه به نتایج عددی تأثیر افزایش تنش تسلیم بر ویژگی‌های پاسخ اتصال بدین شرح است. مکانیزم اتصال به‌گونه‌ای است که ابتدا بازشدگی رخ می‌دهد سپس شیب نمودار

<sup>1</sup> Monte Carlo

<sup>2</sup> Sobol

همین‌طور با توجه به نتایج حاصل از نمودارهای لنگر-دوران نشان‌داده‌شده در شکل (۹)، ظرفیت خمشی اتصال با ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد افزایش تنش تسلیم به‌ترتیب ۱، ۳/۱ و ۱۰/۲ درصد افزایش می‌یابد و باعث کاهش دوران نسبی بین تیر و ستون شده است. همچنین ظرفیت خمشی اتصال با ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد کاهش به‌ترتیب ۱/۰۲، ۷/۱۴ و ۱۸/۳۶ درصد کاهش می‌یابد و باعث افزایش جزئی دوران نسبی تیر و ستون می‌شود.

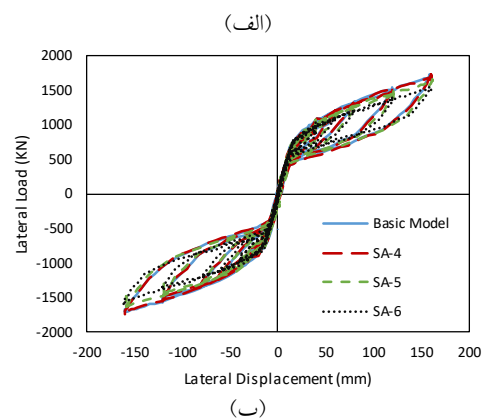
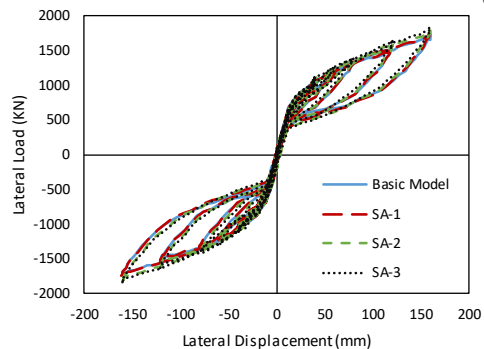


شکل ۹- مقایسه نمودار لنگر-دوران نسبی مدل‌های اجزای محدود با مدل اولیه: الف) SA-1، SA-2 و SA-3 ب) SA-4، SA-5 و SA-6

#### ۵-۱-۲- بررسی نتایج گرافیکی

در اتصال مرکزگرا معمولاً انتهای ماهیچه نبشی و پایین سوراخ ساق نبشی متصل به ستون، تمرکز تنش زیادی وجود دارد و مقدار تنش در این نقاط بسیار بالاتر از سایر نقاط نبشی است. این نقاط روی نبشی کششی، مستعد تشکیل مفصل خمیری هستند. با توجه به تمرکز تنش در نبشی‌ها و تشکیل مفصل خمیری کرنش پلاستیک در نبشی ایجاد می‌شود. بنابراین در شکل‌های (۱۰-الف) الی (۱۰-پ) توزیع کرنش پلاستیک برای مدل‌هایی که افزایش تنش تسلیم داشته‌اند، نشان داده شده است. همان‌طور که مشخص است کرنش پلاستیک نبشی با افزایش تنش تسلیم در اتصال مرکزگرا کاهش می‌یابد. از مقایسه نتایجی که در شکل‌های (۱۱-الف) الی (۱۱-پ) مشخص است، مشاهده می‌شود که مقادیر تنش در تیر اتصال مرکزگرا با افزایش مقاومت تسلیم

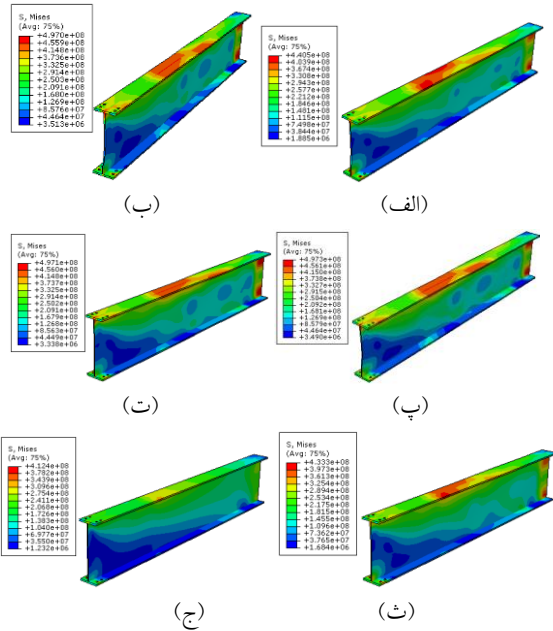
تغییر می‌کند و نبشی شروع به تسلیم می‌نماید. از آنجایی که سختی اتصال قبل از بازشدگی محاسبه می‌شود به همین دلیل تنش تسلیم نبشی تأثیری بر سختی و بازشدگی اتصال ندارد؛ ولی مقاومت نهایی به دلیل افزایش سختی بعد از بازشدگی با ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد افزایش تنش تسلیم نبشی به‌ترتیب ۱/۲، ۳/۴ و ۶/۳ درصد افزایش و مساحت زیر نمودار نیروی جانبی-جابجایی که بیانگر جذب انرژی نیز می‌باشد با ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد افزایش تنش تسلیم نبشی، به‌ترتیب ۰/۸، ۵/۸ و ۱۱ درصد کاهش یافت. وقتی تنش تسلیم کاهش داده می‌شود از مقدار نیروی مورد نیاز برای انتقال برش پایین‌تر می‌رود که باعث کاهش ظرفیت باربری اتصال و تغییرات بیش‌تر در نمودار نیروی جانبی-جابجایی که در شکل (۸-ب) نشان داده شده است، می‌شود. مقاومت نهایی با ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد کاهش تنش تسلیم نبشی، به‌ترتیب ۲/۵، ۸/۷ و ۱۸ درصد کاهش می‌یابد. در اینجا کاهش تنش تسلیم باعث کاهش سختی ثانویه می‌شود به همین دلیل نمودارهای نیروی جانبی-جابجایی نمونه‌ها دچار جمع‌شدگی<sup>۱</sup> شده‌اند. طبق نتایج به‌دست‌آمده در جدول (۳)، مساحت زیر نمودار نیروی جانبی-جابجایی با ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد کاهش تنش تسلیم نبشی، به‌ترتیب ۰/۸۳، ۴/۶ و ۹/۳ درصد افزایش می‌یابد.



شکل ۸- مقایسه نمودار نیروی جانبی-جابجایی مدل‌های اجزای محدود با مدل اولیه: الف) SA-1، SA-2 و SA-3 ب) SA-4، SA-5 و SA-6

<sup>۱</sup> Pinching

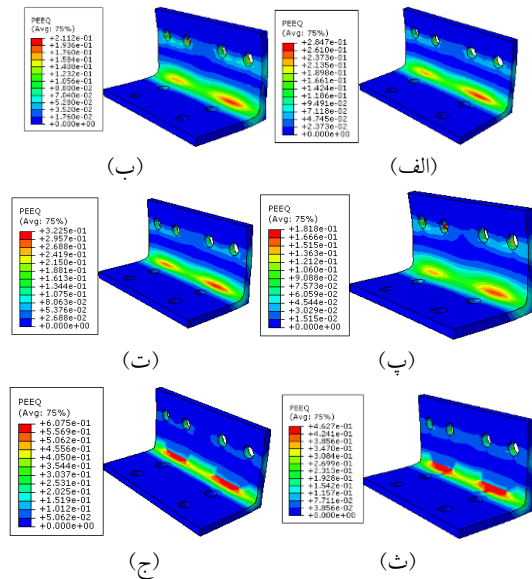
طبق نتایج حاصل از نمودارهای شکل (۱۲-الف) در جدول (۳) با افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد نیروی پس کشیدگی کابل به ترتیب سختی اتصال ۲/۸، ۲/۴ و ۲۶/۶ درصد نسبت به سختی اولیه افزایش می یابد و با افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد نیروی پس کشیدگی کابل مقاومت نهایی اتصال به ترتیب ۲/۲، ۵/۶ و ۷/۶ درصد نسبت به مقاومت نهایی مدل اولیه افزایش می یابد.



شکل ۱۱- توزیع تنش و وضعیت تغییر شکل یافته تیر اتصال مرکزگرا در جابه جایی نسبی ۳ درصد: الف) SA-1، ب) SA-2، پ) SA-3، ت) SA-4، ث) SA-5، ج) SA-6

همین طور نیروی پس کشیدگی بر رفتار نبشی ها تأثیر می گذارد. با بازشدگی بیشتر، تسلیم نبشی به تأخیر می افتد و تغییر پلاستیک کمتری ایجاد می شود که با افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد نیروی پس کشیدگی کابل، سطح زیر نمودار نیروی جانبی-جابه جایی به ترتیب ۱/۲۶، ۳/۸۹ و ۸/۷۶ درصد کاهش پیدا می کند. نیروی پس کشیدگی کابل،  $T_0$ ، به شدت بر وضعیت حدی شکست نبشی تأثیر می گذارد. کاهش نیروی پس کشیدگی اولیه کوچک تر منجر به جداشدگی زودتر می شود و بنابراین باعث افزایش تغییر شکل پلاستیک نبشی ها می شوند و در نتیجه سطح زیر نمودار نیروی جانبی-جابه جایی با کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد نیروی پس کشیدگی کابل به ترتیب ۰/۷، ۴/۴ و ۱۰/۷۲ درصد افزایش می یابد. با کاهش نیروی پس کشیدگی کابل خاصیت مرکزگرایی اتصال کاهش می یابد و جداشدگی زودتر اتفاق می افتد که منجر به کاهش سختی می شود. بنابراین سختی اتصال مرکزگرا با کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد نیروی پس کشیدگی

افزایش می یابد. در شکل های (۱۰-ت) الی (۱۰-ج) توزیع کرنش پلاستیک نشان داده شده است. همان طور که مشخص است کاهش تنش تسلیم نبشی، افزایش کرنش پلاستیک معادل در نبشی ها را به دنبال دارد، این موضوع مؤید افزایش کرنش ها و در نتیجه افزایش پتانسیل شکست اعم از ترد یا شکل پذیر در این نوع اتصالات در مقطع مورد بررسی شده است. در شکل های (۱۱-ت) الی (۱۱-ج) توزیع تنش در تیر اتصال مرکزگرای فولادی نشان داده شده است؛ با کاهش تنش تسلیم نبشی، مقدار تنش ایجاد شده در تیر به دلیل تسلیم شدن زودتر نبشی ها و تمرکز خرابی بر روی نبشی ها کاهش می یابد.



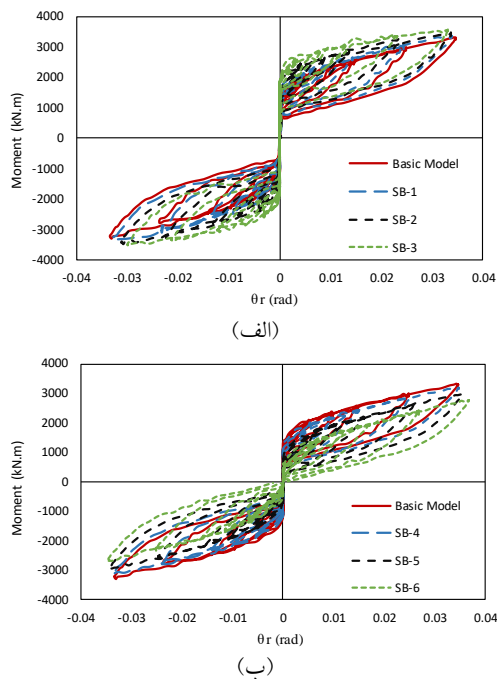
شکل ۱۰- توزیع کرنش پلاستیک نبشی های فولادی اتصال مرکزگرا در جابه جایی نسبی ۳ درصد: الف) SA-1، ب) SA-2، پ) SA-3، ت) SA-4، ث) SA-5، ج) SA-6

## ۲-۵- تأثیر نیروی پس کشیدگی کابل

### ۲-۵-۱- بررسی نتایج عددی

برای ارزیابی تأثیر تغییرات نیروی پس کشیدگی کابل بر روی پاسخ اتصال مرکزگرا نیروی پس کشیدگی کابل ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد افزایش و ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد کاهش داده شدند و طبق جدول (۲) به ترتیب مدل های SA-1، SB-2، SB-3 و SB-1 برای افزایش نیروی پس کشیدگی کابل و SB-4، SB-5، SB-6 برای کاهش نیروی پس کشیدگی کابل ساخته شدند و سپس تحت بارگذاری چرخشی تحلیل شدند. از آنجایی که نیروی پس کشیدگی کابل باعث ایجاد مرکزگرایی در اتصال می شود، هرچه نیروی پس-کشیدگی کابل افزایش یابد، مرکزگرایی بیشتر در اتصال ایجاد می گردد. با توجه به این که نیروی لازم برای بازشدگی، افزایش یافته است، سختی و مقاومت نهایی در اتصال بیشتر می شود.

و ۲۲ درصد افزایش می‌یابد. کاهش بیش از اندازه نیروی پس‌کشیدگی کابل منجر به از دست دادن خاصیت مرکزگرایی می‌شود. از آنجایی که نیروی پس‌کشیدگی کابل نسبت به مدل اولیه کم‌تر می‌شود، بازشدگی زودتر اتفاق می‌افتد و در نتیجه لنگر لازم برای جداشدن تیر از ستون کم‌تر می‌شود و همچنین باعث کاهش ظرفیت خمشی اتصال می‌شود. طبق نمودارهای لنگر-دوران در شکل (۱۳-ب) و نتایج به‌دست‌آمده در جدول (۳) با ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد کاهش نیروی پس‌کشیدگی کابل به ترتیب، لنگر جداشدگی ۱۹/۵، ۴۱/۳ و ۶۵/۲ درصد و ظرفیت خمشی ۲/۰۲، ۱۰/۱۱ و ۲۱/۲۳ درصد کاهش یافته است. هرچه نیروی پس‌کشیدگی کاهش یابد، نیروی مرکزگرایی و نیروی بازگرداننده به موقعیت اولیه تیرها کم می‌شود؛ در نتیجه تیر کاملاً به حالت اولیه باز نمی‌گردد و به همین دلیل دوران نسبی با کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد نیروی پس‌کشیدگی کابل به ترتیب ۰/۶، ۴/۲، ۸/۸۵ درصد افزایش می‌یابد.



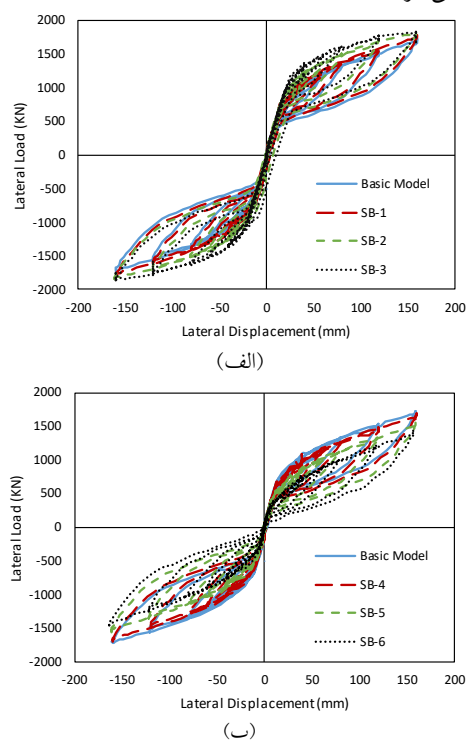
شکل ۱۳- مقایسه نمودار لنگر-دوران نسبی مدل‌های اجزای محدود با مدل اولیه: الف) SB-1، SB-2 و SB-3 ب) SB-4، SB-5 و SB-6

#### ۵-۲-۲- بررسی نتایج گرافیکی

در شکل‌های (۱۴-الف) الی (۱۴-پ) توزیع کرنش پلاستیک برای نمونه‌های اتصال مرکزگرا با افزایش نیروی پس‌کشیدگی با یکدیگر مقایسه شده‌اند. هرچه نیروی پس‌کشیدگی بیشتر شود، تغییر شکل‌های پلاستیک ایجاد شده به دلیل تسلیم دیرتر نبشی‌ها کاهش می‌یابد؛ بنابراین کرنش پلاستیک معادل در نبشی فولادی

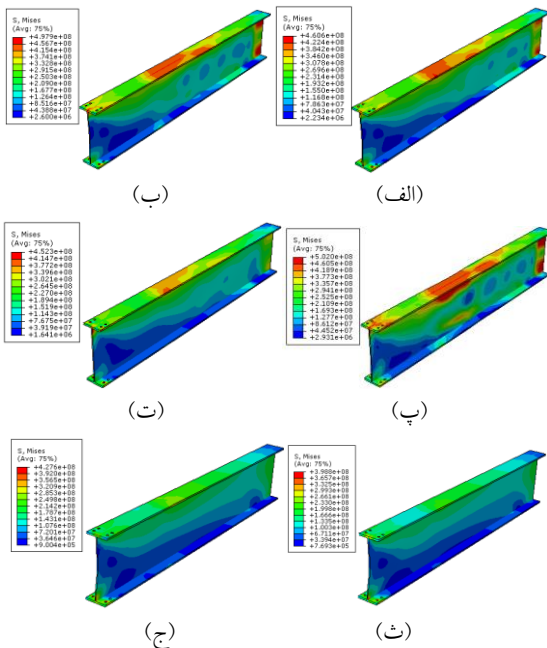
کابل به ترتیب ۲/۲، ۱۵/۵ و ۳۰/۲ درصد کاهش می‌یابد. همان‌طور که در نمودارهای شکل (۱۲-ب) مشخص است مقاومت نهایی اتصال مرکزگرا با کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد نیروی پس‌کشیدگی اولیه به ترتیب ۲/۸۲، ۲/۲ و ۲۲/۲ درصد نسبت به مقادیر مدل اولیه کاهش می‌یابد.

با افزایش نیروی پس‌کشیدگی کابل بال‌های تیر تسلیم شده و دچار کمانش موضعی می‌شوند؛ کمانش موضعی سبب ایجاد تغییر شکل پلاستیک باقی‌مانده در اتصال مرکزگرا می‌شود. بنابراین جابه‌جایی پسماند با افزایش ۱۰ درصد نیروی پس‌کشیدگی کابل ۲/۴ میلی‌متر، با ۳۰ درصد افزایش نیروی پس‌کشیدگی کابل ۶/۲۹ میلی‌متر و با ۵۰ درصد افزایش نیروی پس‌کشیدگی کابل برابر ۱۱/۹ میلی‌متر است.



شکل ۱۲- مقایسه نمودار نیروی جانبی-جابه‌جایی مدل‌های اجزای محدود با مدل اولیه: الف) SB-1، SB-2 و SB-3 ب) SB-4، SB-5 و SB-6

با توجه به نمودارهای لنگر-دوران در شکل (۱۳-الف) و نتایج عددی با افزایش نیروی پس‌کشیدگی کابل، کابل به پارگی تمایل پیدا می‌کند بنابراین باعث دوران کم‌تر اتصال می‌شود. دوران نسبی با افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد نیروی پس‌کشیدگی کابل به ترتیب ۲/۶، ۷/۰۶ و ۲۰/۳ درصد نسبت به دوران نسبی مدل اولیه کاهش می‌یابد. ظرفیت خمشی اتصال نیز با ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد افزایش نیروی پس‌کشیدگی کابل به ترتیب ۲/۸۵، ۱۰/۲



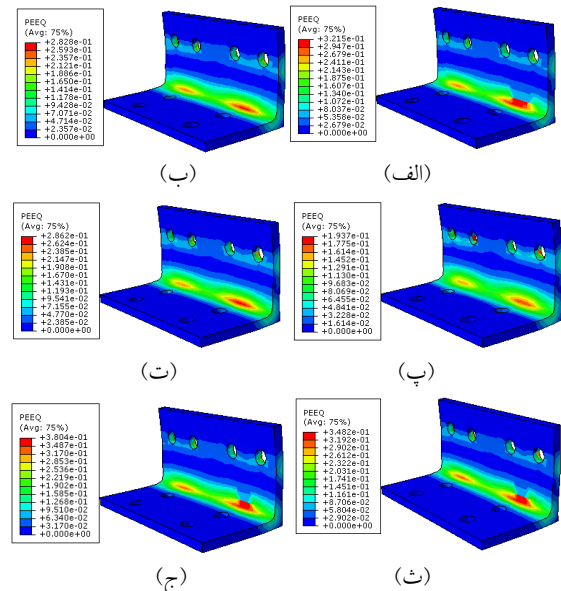
شکل ۱۵- توزیع تنش و تغییر شکل تیر اتصال مرکزگرا در جابه‌جایی نسبی ۳ درصد: الف) SB-1، ب) SB-2، پ) SB-3، ت) SB-4، ث) SB-5، ج) SB-6

### ۳-۵- تأثیر سطح مقطع کابل

#### ۱-۳-۵- بررسی نتایج عددی

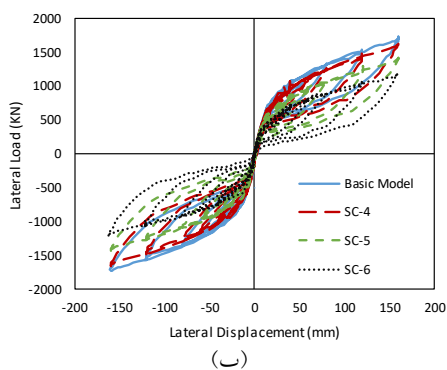
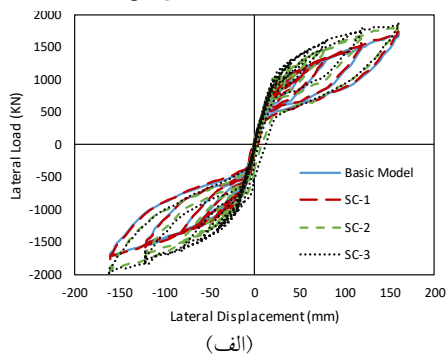
برای ارزیابی تأثیر تغییرات سطح مقطع کابل بر روی پاسخ اتصال مرکزگرا مطابق جدول (۲) مدل‌های اجزای محدود SC-1، SC-2 و SC-3 به ترتیب برای افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سطح مقطع کابل و مدل‌های SC-4، SC-5 و SC-6 به ترتیب برای کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سطح مقطع کابل ساخته شده و سپس تحت بارگذاری چرخشی تحلیل شدند. در شکل (۱۶-الف) نمودارهای نیروی جانبی-جابه‌جایی و در شکل (۱۷-الف) نمودارهای نگر-دوران برای افزایش سطح مقطع کابل و همچنین در جدول (۳) نتایج عددی ارائه شده و با مدل اصلی مقایسه شده‌اند. افزایش سطح مقطع کابل سبب افزایش خاصیت مرکزگرایی در برابر نیروی جانبی وارد بر سازه می‌شود. با توجه به این که نیروی پس کشیدگی اولیه کابل ( $T_0$ ) با تغییر سطح مقطع ثابت مانده است حداکثر نیروی ایجاد شده در کابل ( $T_{max}$ ) با افزایش سطح مقطع کابل رابطه مستقیم دارد. با افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سطح مقطع کابل حداکثر نیروی ایجاد شده در کابل‌ها به ترتیب ۵/۳، ۱۷/۸۶ و ۲۹ درصد افزایش داشته است. همین‌طور با افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سطح مقطع کابل‌ها به ترتیب سختی اتصال ۴/۵، ۱۶/۵۶ و ۳۳/۳ درصد و مقاومت نهایی اتصال ۱/۵، ۵/۴۲ و ۹/۵ درصد افزایش می‌یابد. با افزایش سطح مقطع کابل به‌ازای نیروی پس کشیدگی اولیه ثابت، خاصیت مرکزگرایی افزایش می‌یابد و

با افزایش نیروی پس کشیدگی روند کاهشی داشته است. وضعیت تغییر شکل یافته و توزیع تنش در تیر اتصال مرکزگرای فولادی در دوران نسبی ۳ درصد نشان داده شده است. طبق شکل‌های (۱۵-الف) الی (۱۵-پ) با توجه به نیروی پس کشیدگی بیش‌تر در کابل‌ها، تنش‌های ایجاد شده در نواحی جان و بال تیر افزایش می‌یابد و به دلیل دلیل ازدیاد تنش به وجود آمده در تیر، کماتش در جان تیر نیز افزایش پیدا می‌کند. همین‌طور افزایش تنش ایجاد شده در بال تیر نیز سبب کماتش موضعی و ایجاد تغییر شکل ماندگار در اتصال می‌شود و در نهایت خرابی بیش‌تری در تیر با نیروی پس کشیدگی بالا ایجاد می‌کند. به دلیل کاهش نیروی پس کشیدگی و بازشدگی زودتر اتصال، تغییر شکل پلاستیک نبشی همان‌طور که در شکل‌های (۱۴-ت) الی (۱۴-ج) نشان داده شده است، روند افزایشی دارد؛ بنابراین منجر به ایجاد کرنش پلاستیک بیش‌تر می‌شود. در شکل‌های (۱۵-ت) الی (۱۵-ج) توزیع تنش در تیر اتصال مرکزگرای فولادی برای نمونه‌ها با کاهش نیروی پس کشیدگی کابل نشان داده شده است. به دلیل کم‌بودن نیروی پس کشیدگی کابل و ازدست‌دادن خاصیت مرکزگرایی، تنش ایجاد شده در بال و جان تیر کاهش می‌یابد و ناحیه تسلیم شده در مدل با ۵۰ درصد کاهش نیروی پس کشیدگی کابل نسبت به مدل با ۱۰ درصد کاهش نیروی پس کشیدگی کابل، کم‌تر می‌شود. در نتیجه بیش‌تر خرابی‌ها در نبشی فولادی متمرکز است و تیر آسیب کم‌تری می‌بیند.

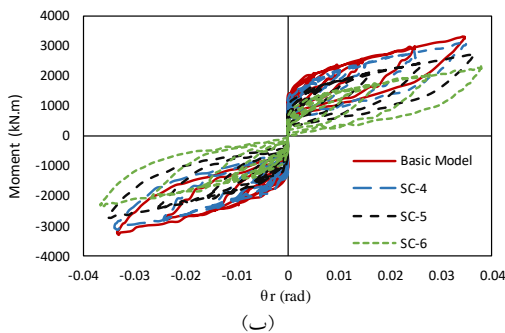
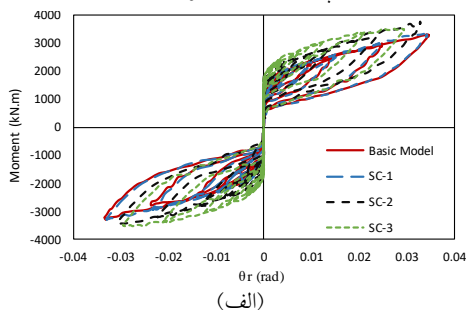


شکل ۱۴- توزیع کرنش پلاستیک نبشی فولادی اتصال مرکزگرا در جابه‌جایی نسبی ۳ درصد: الف) SB-1، ب) SB-2، پ) SB-3، ت) SB-4، ث) SB-5، ج) SB-6

حالت دوران بین تیر و ستون به طور کامل به حالت اولیه باز نمی‌گردد و دوران نسبی با کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد به ترتیب، ۲/۶، ۷/۹ و ۱۲/۶ درصد افزایش می‌یابد.



شکل ۱۶- مقایسه نمودار نیروی جانبی-جابه‌جایی مدل‌های اجزای محدود با مدل اولیه: الف) SC-1، SC-2 و SC-3 ب) SC-4، SC-5 و SC-6



شکل ۱۷- مقایسه نمودار لنگر-دوران نسبی مدل‌های اجزای محدود با مدل اولیه: الف) SC-1، SC-2 و SC-3 ب) SC-4، SC-5 و SC-6

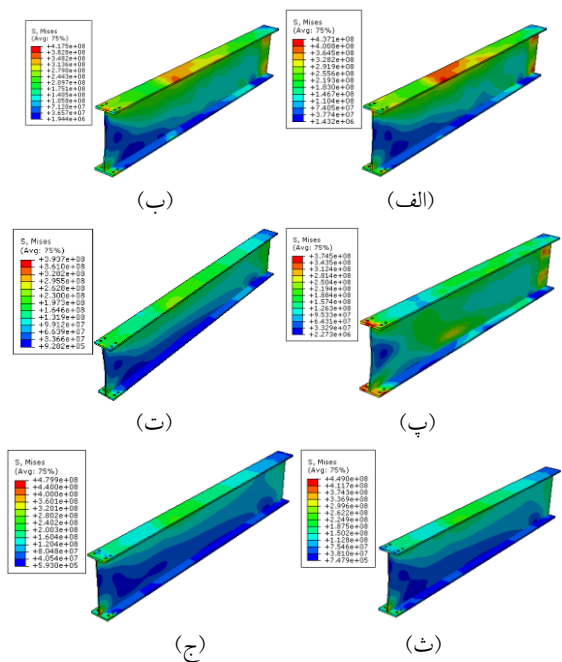
تسلیم نبشی‌ها به تأخیر می‌افتد؛ به همین دلیل سطح زیر نمودار نیروی جانبی-جابه‌جایی با افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سطح مقطع کابل به ترتیب، ۱/۹، ۸/۹ و ۱۵/۶ درصد کاهش می‌یابد. با کاهش سطح مقطع کابل، کابل ضعیف‌تر می‌شود بنابراین حداکثر نیروی کم‌تری در کابل ایجاد می‌شود که با کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سطح مقطع کابل حداکثر نیروی ایجاد شده در کابل به ترتیب ۱/۸، ۱۰/۷ و ۲۵ درصد کاهش یافته است. از طرفی خاصیت مرکزگرایی اتصال کم‌تر شده و موجب بازشدگی زودتر بین تیر و ستون می‌شود. طبق نمودارهای نیروی جانبی-جابه‌جایی شکل (۱۷-ب) حداکثر مقاومت اتصال با کاهش سطح مقطع کابل به ترتیب ۶/۳، ۱۷/۹ و ۳۰/۹ درصد کاهش می‌یابد. همچنین بازشدگی زودتر، نشان‌دهنده کاهش سختی اولیه اتصال است که سختی اولیه با کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سطح مقطع کابل به ترتیب ۳/۸، ۲۰/۱ و ۳۴/۱ درصد کاهش می‌یابد. طبق نتایج حاصل در جدول (۳) حداکثر مقاومت اتصال با کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سطح مقطع کابل به ترتیب ۶/۳، ۱۷/۹ و ۳۰/۹ درصد کاهش می‌یابد. همچنین بازشدگی زودتر، منجر به تسلیم شدن سریع‌تر نبشی‌ها و افزایش تغییرشکل پلاستیک می‌شود. بنابراین مساحت زیر نمودار نیروی جانبی-جابه‌جایی با کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سطح مقطع کابل به ترتیب ۱/۸، ۷/۲ و ۱۷/۶ درصد افزایش می‌یابد. تسلیم بال تیر و کمانش موضعی تیر منجر به رفتار پلاستیک شده و باعث ایجاد تغییرشکل پلاستیک باقی‌مانده در اتصال می‌گردد. با افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سطح مقطع کابل جابه‌جایی باقی‌مانده به ترتیب ۱/۶ میلی‌متر، ۵/۷۲ میلی‌متر و ۱۰/۷ میلی‌متر است.

افزایش سطح مقطع کابل اتصال با نیروی پس‌کشیدگی اولیه ثابت، باعث قوی‌تر شدن کابل می‌شود. در نتیجه پس‌کشیدگی کابل‌ها سخت‌تر شده و به همین دلیل بازشدگی نیز دیرتر اتفاق می‌افتد و از طرفی ظرفیت خمشی اتصال با افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سطح مقطع کابل، به ترتیب ۳/۸، ۱۳/۳ و ۲۱/۴ درصد افزایش می‌یابد. به دلیل نیروی بازگرداننده بیشتر، بازشدگی سریع‌تر به حالت اولیه برمی‌گردد و به همین دلیل دوران نسبی با افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سطح مقطع کابل، به ترتیب ۲/۹، ۵/۶ و ۱۴/۱ درصد کاهش می‌یابد. نمودارهای لنگر-دوران برای کاهش سطح مقطع کابل در شکل (۱۷-ب) ارائه شده است.

ظرفیت خمشی اتصال به دلیل کاهش ظرفیت باربری اتصال با کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سطح مقطع کابل، به ترتیب ۱/۱، ۹/۲ و ۲۹/۶ درصد کاهش یافته است. همچنین کاهش سطح مقطع کابل باعث کاهش نیروی بازگرداننده اتصال می‌گردد. در این

## ۵-۳-۲- بررسی نتایج گرافیکی

همان‌طور که در شکل‌های (۱۸-الف) الی (۱۸-پ) نشان داده شده است با افزایش سطح مقطع کابل، کرنش پلاستیک به دلیل خاصیت مرکزگرایی بیش‌تر و تسلیم دیرتر نبشی کاهش می‌یابد. در شکل‌های (۱۹-الف) الی (۱۹-پ) توزیع تنش و وضعیت تغییرشکل یافته مدل‌های SC-1، SC-2 و SC-3 نشان داده شده است که با افزایش سطح مقطع کابل تنش بیش‌تری در بال و جان تیر ایجاد می‌شود که این تنش بیش‌تر، منجر به کماتش موضعی جان و بال شده که هر چه سطح مقطع بیش‌تر می‌شود تنش ایجادشده بیش‌تر و در نتیجه تغییرشکل نیز افزایش می‌یابد. در شکل‌های (۱۸-ت) الی (۱۸-ج) توزیع کرنش پلاستیک نبشی برای کاهش سطح مقطع کابل نشان داده شده است. با توجه به این که سطح مقطع کابل در نمونه‌های شبیه‌سازی شده این بخش کاهش می‌یابد، به‌ازای نیروی پس‌کشیدگی اولیه ثابت کابل با سطح مقطع کم‌تر ضعیف‌تر شده و در نتیجه سریع‌تر کشیده می‌شود و نبشی زودتر تسلیم شده و باعث ایجاد تغییرشکل پلاستیک بیش‌تر می‌گردد؛ بنابراین کرنش پلاستیک با کاهش سطح مقطع روند افزایشی خواهد داشت. در شکل‌های (۱۹-ت) الی (۱۹-ج) توزیع تنش در جان و بال تیر نشان داده شده است که با کاهش سطح مقطع کابل کاهش می‌یابد.

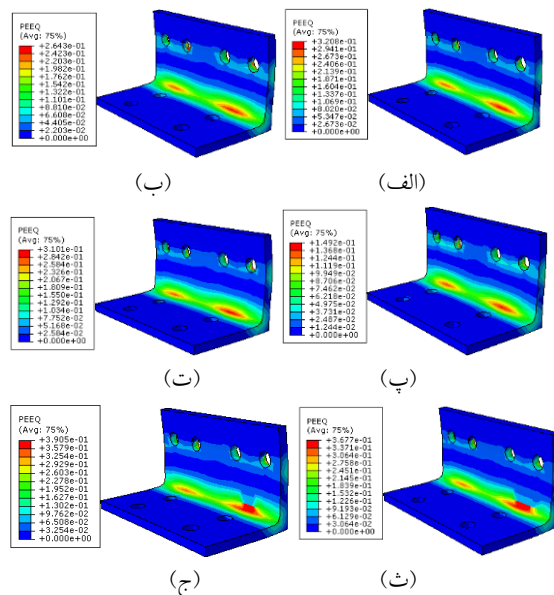


شکل ۱۹- توزیع تنش و تغییرشکل تیر اتصال مرکزگرا در جابه‌جایی نسبی ۳ درصد: الف) SC-1، SC-2 و SC-3 ب) SC-4، SC-5 و SC-6

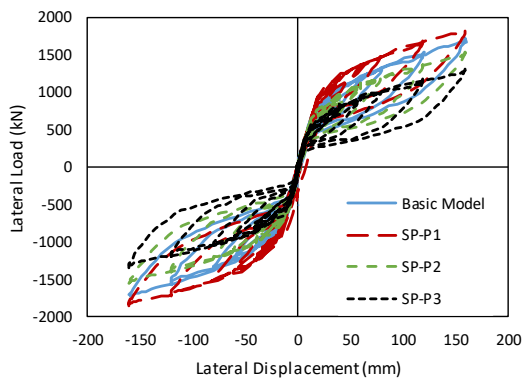
## ۵-۴- تأثیر تغییر تعداد کابل

با توجه به نتایج بخش‌های قبلی نیروی پس‌کشیدگی کابل از فاکتورهای تأثیرگذار بر روی ویژگی‌های پاسخ اتصال مرکزگرا است. از طرف دیگر افزایش نیروی پس‌کشیدگی کابل سبب کاهش اتلاف انرژی می‌شود. برای تأمین استهلاک انرژی و همچنین به دلیل افزایش بیش از حد ظرفیت مرکزگرایی که موجب آسیب‌رساندن به تیر می‌شود، هم‌زمان بررسی تأثیر تغییر تعداد کابل با ثابت نگه‌داشتن نیروی پس‌کشیدگی مدل‌سازی‌ها انجام شد.

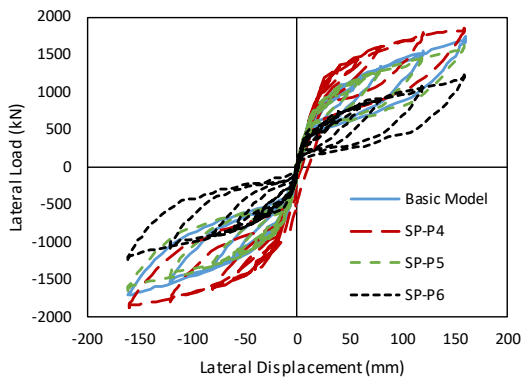
برای انجام تحلیل حساسیت بر روی اتصال مرکزگرا با تعداد کابل متغیر، مدل‌ها طبق جدول (۲) در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شدند. در جدول (۲) مدل‌های SP-P1 تا SP-P3 با ثابت نگه‌داشتن نیروی پس‌کشیدگی کابل بر روی ۳۰ درصد مقدار اولیه SP-P4 تا SP-P6 به‌ترتیب با ثابت نگه‌داشتن نیروی پس‌کشیدگی کابل بر روی ۵۰ درصد مقدار اولیه نیروی پس‌کشیدگی کابل (۳۱۹۴ کیلونیوتن) مدل‌سازی شدند؛ تغییر تعداد کابل بدین صورت در مدل‌سازی انجام شد که ابتدا ۳۶ کابل سپس ۲۴ کابل و در نهایت به ۱۸ کابل تغییر یافت. که طبق مقاله گارلوک هر کابل معادل سه رشته درهم تنیده است که برای مدل‌سازی در نرم‌افزار آباکوس ۳۶ کابل معادل ۱۲ کابل، ۲۴ کابل معادل ۸ کابل و ۱۸ کابل معادل ۶ کابل شبیه‌سازی شد. با توجه به نمودارهای



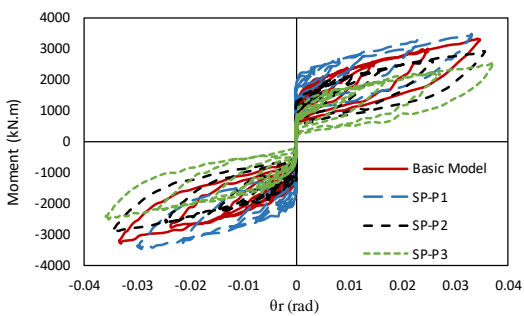
شکل ۱۸- توزیع کرنش پلاستیک نبشی فولادی اتصال مرکزگرا در جابه‌جایی نسبی ۳ درصد: الف) SC-1، SC-2 و SC-3 ب) SC-4، SC-5 و SC-6



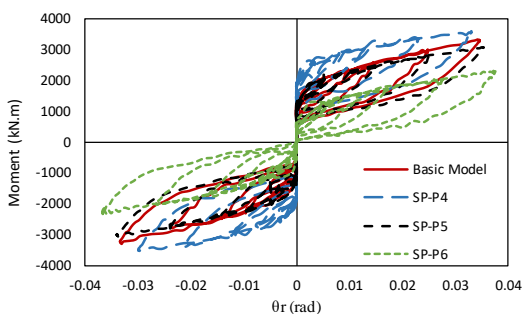
(الف)



(ب)



(پ)



(ت)

شکل ۲۰- مقایسه نمودارهای هیستریزیس مدل‌های SP-P1 تا SP-P6

با مدل اولیه الف) مقایسه نمودارهای نیروی جانبی-جابه‌جایی

مدل‌های SP-P1 تا SP-P3، ب) مقایسه نمودارهای

نیروی جانبی-جابه‌جایی مدل‌های SP-P4 تا SP-P6، پ) مقایسه

نمودارهای لنگر-دوران مدل‌های SP-P1 تا SP-P3، ت) مقایسه

نمودارهای لنگر-دوران SP-P4 تا SP-P6

نیروی جانبی-جابه‌جایی شکل (۲۰-الف) سختی در این حالت برای مدل SP-P2 با ۸ کابل ۲/۱ درصد افزایش و برای مدل SP-P3 با ۶ کابل، چون نیرو کم‌تر از حد معمول شده ۶/۴ درصد کاهش یافته است. برای مدل SP-P1 ظرفیت اتلاف انرژی ۳/۸ درصد کاهش و برای مدل‌های SP-P2 و SP-P3 به ترتیب ۲ و ۶/۳ درصد افزایش یافته است. ظرفیت خمشی اتصال نیز با نیروی پس‌کشیدگی ثابت ۳۰ درصد و تعداد کابل ۸ و ۶ به ترتیب ۱۰/۲ و ۲۴/۳ درصد کاهش یافته است و دوران نسبی تیر نیز با افزایش ۳۰ درصد نیروی پس‌کشیدگی کابل و کاهش تعداد کابل، روند افزایشی داشته است.

با توجه به نمودارهای نیروی جانبی-جابه‌جایی شکل (۲۰-ب) برای مدل‌هایی که نیروی پس‌کشیدگی کابل بر روی ۵۰ درصد مقدار اولیه همزمان با تغییر تعداد کابل ۵۰ درصد افزایش یافته، ظرفیت اتلاف انرژی برای تعداد ۱۲ کابل به دلیل نیروی پس‌کشیدگی بالا ۹ درصد کاهش یافته است و ظرفیت اتلاف انرژی برای نمونه‌های SP-P4 و SP-P5 با ۶ و ۸ کابل به ترتیب ۰/۹ و ۲/۴ درصد افزایش یافته است. همین‌طور سختی اتصال برای دو مدل SP-P4 و SP-P5 به ترتیب ۱۸/۲ و ۲۶/۵ درصد افزایش داشته و برای مدل SP-P6، ۵/۷ درصد کاهش داشته است. همان‌طور که در شکل‌های (۲۰-پ) و (۲۰-ت) مشخص است اتصال مرکزگرا با ۱۲ کابل تأثیر افزایشی بر روی لنگر جداسدگی و ظرفیت اتلاف انرژی دارد؛ ولی با کاهش تعداد کابل به ۸ اتصال مرکزگرا وضعیت بهتری نسبت مدل‌های دیگر دارد و لنگر جداسدگی و ظرفیت خمشی تقریباً با مدل اولیه برابر است. همان‌طور که در بخش‌های قبل توضیح داده شد به دلیل افزایش بیش از حد مرکزگرایی در اتصال چه با افزایش نیروی پس‌کشیدگی و چه با افزایش تعداد کابل، منجر به ازدیاد نیروی مرکزگرایی کابل نسبت به ظرفیت تیر شده و دوران‌های بالا باعث آسیب‌رساندن به تیر می‌شود. با توجه به نتایج اتصال مرکزگرا در حالت افزایش ۳۰ و ۵۰ درصد نیروی پس‌کشیدگی کابل با تعداد ۸ کابل نسبت به مدل‌های دیگر از وضعیت بهتری برخوردار است.

جدول ۳- نتایج تحلیل‌های عددی مدل‌های اجزای محدود

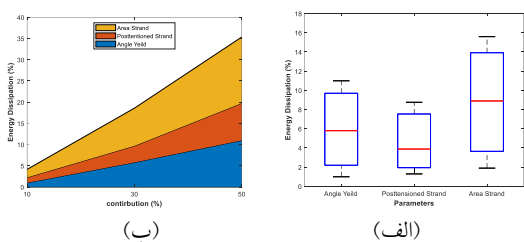
نام مدل	Initial Stiffness (K <sub>i</sub> ) (kN/m)	F <sub>max</sub> (kN)	Dissipated Energy (DE) (kJ)	$M_{max}/M_p$	$\theta_{r max}$ (rad)
SA-1	۴۵۸۹۰	۱۷۵۶	۲۷۳/۴۶	۰/۹۹	۰/۰۳۳۹
SA-2	۴۵۹۱۵	۱۷۹۱	۲۵۹/۱۲	۱/۰۱	۰/۰۳۳۷
SA-3	۴۵۹۹۷	۱۸۴۱	۲۴۲/۳۵	۱/۰۸	۰/۰۳۳۱
SA-4	۴۵۸۷۵	۱۶۹۱	۲۷۶/۳	۰/۹۷	۰/۰۳۳۸
SA-5	۴۵۸۷۰	۱۵۸۳	۲۸۳/۹	۰/۹۱	۰/۰۳۴۱
SA-6	۴۵۸۲۵	۱۴۲۱	۲۹۸/۴۵	۰/۸	۰/۰۳۴۶
SB-1	۴۷۱۷۴	۱۷۷۲	۲۷۲/۲۳	۱/۰۰۸	۰/۰۳۳۱
SB-2	۵۱۵۸۰	۱۸۳۱	۲۶۴/۹۶	۱/۰۸	۰/۰۳۱۶
SB-3	۵۸۰۹۶	۱۸۶۷	۲۵۱/۵۴	۱/۲	۰/۰۲۷۱
SB-4	۴۴۸۸۰	۱۶۸۵	۲۷۷/۴۵	۰/۹۷	۰/۰۳۴۲
SB-5	۳۸۷۷۷	۱۵۳۳	۲۸۷/۷۳	۰/۸۹	۰/۰۳۵۶
SB-6	۳۲۰۳۱	۱۳۴۹	۳۰۵/۲۶	۰/۷۸	۰/۰۳۶۹
SC-1	۴۷۹۷۸	۱۷۶۱	۲۷۰/۴۵	۱/۰۱۷	۰/۰۳۳
SC-2	۵۳۳۴۱	۱۸۲۸	۲۵۱/۴۴	۱/۱۱	۰/۰۳۲۱
SC-3	۶۱۳۱۴	۱۸۹۸	۲۳۲/۰۵	۱/۱۹	۰/۰۲۹۲
SC-4	۴۴۱۲۶	۱۶۲۵	۲۸۰/۶۲	۰/۹۷	۰/۰۳۴۹
SC-5	۳۶۵۴۷	۱۴۳۳	۲۹۳/۷۷	۰/۸۹	۰/۰۳۶۷
SC-6	۳۰۲۱۴	۱۱۹۸	۳۲۱/۴۸	۰/۶۹	۰/۰۳۸۳
SP-P1	۵۱۵۸۰	۱۸۳۱	۲۶۴/۹۶	۱/۰۸	۰/۰۳۲۲
SP-P2	۴۶۸۵۱	۱۵۱۷	۲۸۰/۸	۰/۸۸	۰/۰۳۵۲
SP-P3	۴۲۹۱۷	۱۲۸۳	۲۹۲/۴	۰/۷۴	۰/۰۳۷۲
SP-P4	۵۸۰۹۶	۱۸۶۸	۲۵۱/۵	۱/۲	۰/۰۲۷
SP-P5	۵۴۲۵۴	۱۶۲۷	۲۷۷/۶	۰/۹۳	۰/۰۳۵
SP-P6	۴۳۲۵۷	۱۱۸۷	۲۸۱/۱	۰/۶۹	۰/۰۳۶۷

## ۶- ظرفیت اتلاف انرژی

طبق توضیحات بخش قبل، مقایسه درصد تغییرات ظرفیت اتلاف انرژی برای افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سه پارامتر تنش تسلیم نبشی، نیروی پس کشیدگی کابل و سطح مقطع کابل در شکل (۲۲) نشان داده شده است. نمودار (۲۱-الف) نشان می‌دهد با افزایش نیروی پس کشیدگی و سطح مقطع کابل ظرفیت اتلاف انرژی کاهش می‌یابد که سطح مقطع بیش‌ترین تأثیر و پراکندگی را بر ظرفیت اتلاف انرژی دارد. همچنین با افزایش تنش تسلیم نبشی، ظرفیت اتلاف انرژی کاهش می‌یابد. نمودار (۲۱-ب) نشان می‌دهد که با افزایش پارامترها، ظرفیت اتلاف انرژی کاهش می‌یابد که سطح مقطع کابل سهم قابل توجهی در افزایش آن دارد و نیروی پس کشیدگی کابل کم‌ترین تأثیر را دارد.

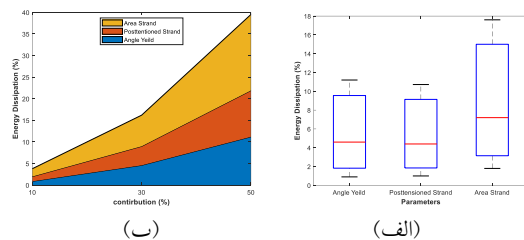
شکل (۲۲) درصد تغییرات ظرفیت اتلاف انرژی را با کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد هر سه پارامتر تنش تسلیم نبشی، نیروی پس کشیدگی کابل و سطح مقطع کابل را نشان می‌دهد. همان‌طور که در نمودار (۲۲-الف) نشان داده شده است کاهش تنش تسلیم نبشی ظرفیت اتلاف انرژی را به دلیل تسلیم زود هنگام نبشی، افزایش می‌دهد. کاهش نیروی پس کشیدگی و سطح مقطع کابل

نیز ظرفیت اتلاف انرژی را افزایش می‌دهند. بنابراین با توجه به نمودار (۲۲-ب) کاهش سطح مقطع بیش‌ترین تأثیر را بر روی افزایش ظرفیت اتلاف انرژی دارد. کاهش تنش تسلیم نبشی تأثیر متوسط و کاهش نیروی پس کشیدگی کم‌ترین تأثیر را دارد.



شکل ۲۱- میزان تغییرات ظرفیت اتلاف انرژی با افزایش سطح مقطع

کابل، تنش تسلیم نبشی و نیروی پس کشیدگی کابل



شکل ۲۲- میزان تغییرات ظرفیت اتلاف انرژی با کاهش سطح مقطع

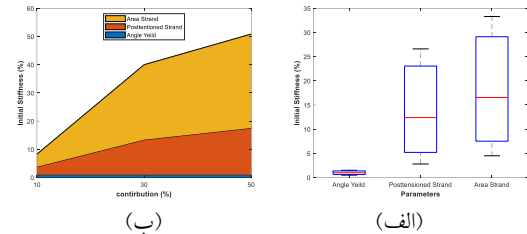
کابل، تنش تسلیم نبشی و نیروی پس کشیدگی کابل

## ۷- سختی اولیه اتصال

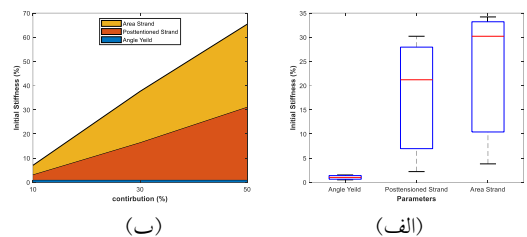
شکل (۲۳) مقایسه سختی اتصال مرکزگرا برای تأثیر افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد هر سه پارامتر تنش تسلیم نبشی، نیروی پس کشیدگی کابل و سطح مقطع کابل را نشان می‌دهد. با توجه به نمودار (۲۳-الف) و توضیحات بخش قبل با افزایش تنش تسلیم نبشی، سختی اولیه اتصال تغییری نمی‌کند و با افزایش نیروی پس کشیدگی کابل و سطح مقطع کابل، سختی اولیه افزایش می‌یابد. تأثیر سطح مقطع کابل بیش‌ترین تأثیر و پراکندگی را بر سختی اولیه اتصال نسبت به پارامترهای دیگر دارد. همچنین با توجه به نمودار (۲۳-ب) نیز می‌توان گفت افزایش سطح مقطع کابل سهم قابل توجهی بر تغییرات سختی دارد. نیروی پس کشیدگی تأثیر کم‌تری نسبت به سطح مقطع کابل دارد و تنش تسلیم نبشی تأثیری بر روی سختی اولیه ندارد.

شکل (۲۴) تأثیر کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد هر سه پارامتر تنش تسلیم نبشی، نیروی پس کشیدگی کابل و سطح مقطع کابل بر روی سختی اولیه را نشان می‌دهد. با توجه به نمودار (۲۴-الف) با کاهش تنش تسلیم نبشی سختی اولیه اتصال تغییر نمی‌کند.

همچنین با کاهش نیروی پس کشیدگی کابل و سطح مقطع کابل سختی اولیه کاهش می‌یابد. همان‌طور که در نمودار (۲۴-ب) نشان داده شده کاهش سطح مقطع کابل به دلیل ضعیف شدن مقطع کابل، سختی اولیه را به نسبت نیروی پس کشیدگی کابل بیش‌تر کاهش می‌دهد.



شکل ۲۳- میزان تغییرات سختی اولیه با افزایش سطح مقطع کابل، تنش تسلیم نبشی و نیروی پس کشیدگی کابل



شکل ۲۴- میزان تغییرات سختی اولیه با کاهش سطح مقطع کابل، تنش تسلیم نبشی و نیروی پس کشیدگی کابل

## ۸- شاخص حساسیت

با توجه به بخش ۴-۴ شاخص گسیختگی و شاخص پلاستیسیته به‌عنوان شاخص‌های حساسیت در این مقاله انتخاب شدند. هرچه شاخص گسیختگی کم‌تر و شاخص پلاستیسیته برای اتصال مرکزگرا بیش‌تر باشد، اتصال از وضعیت بهتری برخوردار است. پس به‌طور خلاصه در بخش قبل سه پارامتر تنش تسلیم نبشی، نیروی پس کشیدگی کابل و سطح مقطع کابل برای انجام تحلیل حساسیت انتخاب شدند و در مجموع ۲۴ تحلیل تحت بارگذاری چرخه‌ای انجام شد.

شاخص پلاستیسیته با توجه به نتایج عددی جدول (۴) به‌عنوان شاخص اندازه‌گیری شکست شکل‌پذیر با افزایش تنش تسلیم نبشی به‌ترتیب در مدل‌های SA-1، SA-2 و SA-3 نسبت به مدل اولیه کاهش می‌یابد. با توجه این که در مدل‌های SB-1، SB-2 و SB-3 نیروی پس کشیدگی افزایش یافته است تغییر شکل پلاستیک نبشی کم‌تر می‌شود. همچنین توزیع کرنش پلاستیک که در بخش‌های قبلی نشان داده شده است کاهش می‌یابد و با توجه به رابطه گفته‌شده در بخش ۴-۴ هرچه توزیع کرنش پلاستیک کاهش یابد، شاخص پلاستیسیته نیز روند کاهشی خواهد داشت.

شاخص پلاستیسیته برای مدل‌های SC-1، SC-2 و SC-3 که سطح مقطع کابل افزایش یافته به دلیل تنش‌های ایجادشده کم‌تر در اتصال و تغییر شکل پلاستیک کم‌تر، کاهش یافته است. همین‌طور شاخص پلاستیسیته با کاهش تنش تسلیم در مدل‌های SA-4، SA-5 و SA-6 افزایش می‌یابد. برای مدل‌های SB-1، SB-2 و SB-3 نیروی پس کشیدگی کاهش یافته است، توزیع کرنش پلاستیک روند افزایشی داشته است که در بخش قبل به‌صورت گرافیکی نشان داده شده است؛ شاخص پلاستیسیته برای این حالت افزایش داشته است. برای مدل‌های SC-4، SC-5 و SC-6 که سطح مقطع کاهش داشته است، به دلیل ضعیف بودن کابل به‌ازای نیروی ثابت، تنش‌های ایجادشده افزایش پیدا می‌کند و با توجه به رابطه گفته‌شده در بخش ۴-۴ موجب افزایش شاخص پلاستیسیته می‌شود.

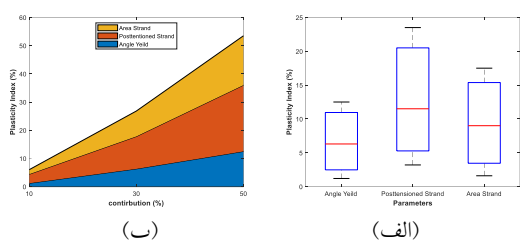
شاخص گسیختگی با توجه به نتایج ارائه‌شده در جدول (۴) برای مدل‌های SA-1، SA-2 و SA-3 که تنش تسلیم نبشی افزایش می‌یابد، نسبت به مدل اولیه کاهش خواهد داشت. شاخص گسیختگی برای مدل‌های SB-1، SB-2 و SB-3 که نیروی پس کشیدگی روند افزایشی دارد، تنش پلاستیک ایجادشده افزایش پیدا می‌کند. با توجه به رابطه (۳) هرچه تنش افزایش یابد، شاخص گسیختگی روند کاهشی خواهد داشت. شاخص گسیختگی برای مدل‌های SC-1، SC-2 و SC-3 به دلیل ازدیاد سطح مقطع کابل نسبت به مدل اولیه با نیروی ثابت قوی‌تر شده است و منجر به خرابی کم‌تر در اتصال می‌شود و از طرفی توزیع کرنش پلاستیک که در بخش قبلی نشان داده شده روند کاهشی دارد، به همین دلیل شاخص گسیختگی با افزایش سطح مقطع کابل کاهش می‌یابد. با افزایش توام کاهش تعداد کابل با نیروی پس کشیدگی کابل، شاخص گسیختگی به نسبت مدل‌هایی که نیروی پس کشیدگی کم‌تری دارند افزایش می‌یابند.

طبق نتایج جدول (۵) شاخص گسیختگی برای مدل‌های SA-4، SA-5 و SA-6 که تنش تسلیم به‌صورت کاهشی بوده است به دلیل تسلیم زود هنگام نبشی، افزایش می‌یابد. همین‌طور برای مدل‌های SB-4، SB-5 و SB-6 که نیروی پس کشیدگی روند کاهش دارد، باعث افزایش شاخص گسیختگی می‌شود. با کاهش سطح مقطع کابل در مدل‌های SC-4، SC-5 و SC-6 توزیع کرنش پلاستیک افزایش می‌یابد و به دلیل ضعیف شدن سطح مقطع کابل اتصال تمایل به گسیختگی دارد، به همین دلیل کاهش سطح مقطع منجر به افزایش شاخص گسیختگی می‌شود.

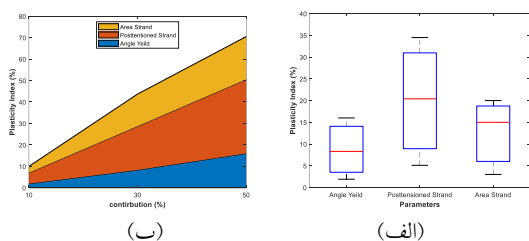
همان‌طور که از نتایج جدول (۴) مشخص است با کاهش تعداد کابل در اتصال مرکزگرا شاخص پلاستیسیته و شاخص

۳۰ و ۵۰ درصد به ترتیب شاخص پلاستیسیته ۱/۲، ۷ و ۱۲/۵ درصد کاهش می یابد. با افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد نیروی پس کشیدگی به ترتیب ۳/۲، ۱۱/۵ و ۲۳ درصد کاهش داشته است و همین طور با افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سطح مقطع کابل به ترتیب ۱/۲، ۹ و ۱۷/۵ درصد کاهش یافته است. با توجه به شکل های (۲۵-الف) و (۲۵-ب) افزایش نیروی پس کشیدگی کابل سهم قابل توجهی در کاهش و پراکندگی شاخص پلاستیسیته دارد. افزایش سطح مقطع کابل تأثیر متوسط و همچنین تنش تسلیم نبشی تأثیر کم تر بر روی شاخص پلاستیسیته دارد.

شکل (۲۶-الف) میزان تغییرات شاخص پلاستیسیته برای کاهش سه پارامتر را نشان می دهد. شاخص پلاستیسیته با کاهش تنش تسلیم نبشی به میزان ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد به ترتیب ۱/۹، ۹/۵ و ۱۶ درصد کاهش می یابد. با کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد نیروی پس کشیدگی به ترتیب ۵/۱، ۲۰/۳ و ۳۴/۵ درصد کاهش داشته است و همین طور با کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سطح مقطع کابل به ترتیب ۳، ۱۳/۳ و ۲۰ درصد کاهش یافته است با توجه به شکل های (۲۶-الف) و (۲۶-ب) کاهش نیروی پس کشیدگی کابل سهم قابل توجهی در افزایش و پراکندگی شاخص پلاستیسیته دارد. کاهش سطح مقطع کابل و تنش تسلیم نبشی تأثیر کم تری بر روی شاخص پلاستیسیته دارند.



شکل ۲۵- میزان تغییرات شاخص پلاستیسیته با افزایش سطح مقطع کابل، تنش تسلیم نبشی و نیروی پس کشیدگی کابل



شکل ۲۶- میزان تغییرات شاخص پلاستیسیته با کاهش سطح مقطع کابل، تنش تسلیم نبشی و نیروی پس کشیدگی کابل

طبق شکل (۲۷-الف) شاخص گسیختگی با افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد تنش تسلیم نبشی به ترتیب ۳/۰۳، ۱۳/۶ و ۳۱ درصد کاهش می یابد. با افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد نیروی

گسیختگی افزایش می یابد. با کاهش تعداد کابل شاخص گسیختگی به نسبت مدل هایی که نیروی پس کشیدگی کم تری دارند افزایش می یابد.

جدول ۴- شاخص گسیختگی و شاخص پلاستیسیته نمونه ها با افزایش تنش تسلیم کابل، نیروی پس کشیدگی کابل، سطح مقطع و تعداد کابل

مدل	Rupture index	Plasticity index
SA-1	۰/۶۴	۱۵۵
SA-2	۰/۵۷	۱۴۶
SA-3	۰/۴۵	۱۳۲
SB-1	۰/۶۳	۱۵۲
SB-2	۰/۵۳	۱۳۹
SB-3	۰/۴	۱۲۱
SC-1	۰/۶۲	۱۵۵
SC-2	۰/۵۱	۱۴۳
SC-3	۰/۳۶	۱۳۰
SP-P1	۰/۸۸	۱۷۹
SP-P2	۰/۵۳	۱۳۹
SP-P3	۱/۴	۱۸۵
SP-P4	۱/۶۶	۲۰۸
SP-P5	۰/۴	۱۲۱
SP-P6	۱/۲	۱۷۷

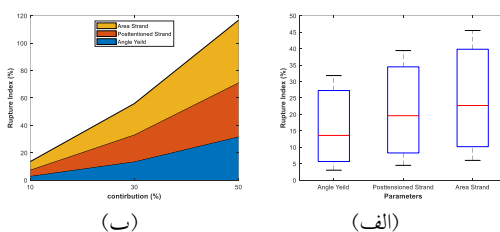
جدول ۵- شاخص گسیختگی و شاخص پلاستیسیته نمونه ها با کاهش تنش تسلیم کابل، نیروی پس کشیدگی کابل و سطح مقطع کابل

مدل	Rupture index	Plasticity index
SA-4	۰/۶۹	۱۶۰
SA-5	۰/۷۷	۱۶۷
SA-6	۰/۸۸	۱۷۹
SB-4	۰/۷۲	۱۶۵
SB-5	۰/۹۱	۱۸۹
SB-6	۱/۱۴	۲۱۱
SC-4	۰/۶۹	۱۶۸
SC-5	۰/۸	۱۷۸
SC-6	۰/۹۹	۱۸۸

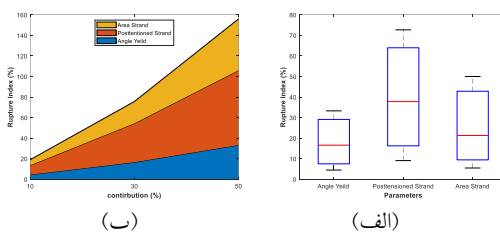
شکل (۲۷-الف) میزان تغییرات شاخص پلاستیسیته برای افزایش سه پارامتر را نشان می دهد. همان طور که در بخش های قبلی توضیح داده شد با افزایش تنش تسلیم نبشی به میزان ۱۰،

پس کشیدگی کابل شاخص گسیختگی به ترتیب ۱۹/۶، ۴/۵ و ۳۹/۴ درصد کاهش داشته است و همین طور با افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سطح مقطع کابل به ترتیب ۶،۰۱، ۲۲/۷ و ۴۵/۵ درصد کاهش یافته است که بیشترین تأثیر و پراکندگی را بر روی شاخص گسیختگی دارد. با توجه به نمودار (۲۷-ب) افزایش سطح مقطع کابل تأثیر زیادی بر کاهش شاخص گسیختگی دارد. افزایش نیروی پس کشیدگی کابل تأثیر متوسط و همچنین افزایش تنش تسلیم کمترین تأثیر را بر روی کاهش شاخص گسیختگی دارند.

شکل (۲۸-الف) میزان تغییرات شاخص گسیختگی برای کاهش سه پارامتر را نشان می‌دهد. شاخص گسیختگی با کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد تنش تسلیم نبشی به ترتیب ۱۶/۵، ۳۳/۳ و ۷۲/۷ درصد افزایش می‌یابد. کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد نیروی پس کشیدگی کابل شاخص گسیختگی را به ترتیب ۳۷/۸، ۳۷/۸ و ۷۲/۷ درصد افزایش می‌دهد که بیشترین پراکندگی را بر روی شاخص گسیختگی دارد و همین طور با افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سطح مقطع کابل به ترتیب ۵/۵، ۲۱/۲ و ۵۰ درصد افزایش یافته است. با توجه به نمودار (۲۸-ب) می‌توان گفت کاهش نیروی پس کشیدگی تأثیر زیادی بر افزایش شاخص گسیختگی دارد. کاهش سطح مقطع کابل تأثیر متوسط و همچنین کاهش تنش تسلیم کمترین تأثیر را بر روی افزایش شاخص گسیختگی دارند.



شکل ۲۷- میزان تغییرات شاخص گسیختگی با افزایش سطح مقطع کابل، تنش تسلیم نبشی و نیروی پس کشیدگی کابل



شکل ۲۸- میزان تغییرات شاخص گسیختگی با کاهش سطح مقطع کابل، تنش تسلیم نبشی و نیروی پس کشیدگی کابل

## ۹- نتیجه گیری

این مقاله تأثیر چهار پارامتر را در پاسخ چرخه‌ای اتصال پس کشیده فولادی ارزیابی کرد. این مطالعه بر اساس شبیه‌سازی اجزای محدود

سه بعدی انجام شد. استفاده از مدل‌سازی اجزای محدود و به‌طور خاص تحلیل صریح، روشی بهینه را برای بررسی اتصالات مرکزگرا که دارای ابعاد بزرگ، جزئیات زیاد، سطوح تماسی بسیار و عوامل ناپوستگی چون کماتش و گسیختگی هستند، فراهم می‌کند. تحلیل اجزای محدود به خوبی قادر است رفتار اتصالات دارای نبشی بالا و پایین را تحت بارگذاری چرخه‌ای پیش‌بینی نماید و فرضیات به‌کاررفته در مدل‌سازی این اتصالات قابل‌اعمال در شبیه‌سازی اتصالات مرکزگرا است. ابتدا صحت‌سنجی مدل‌ها ارائه شد. با توجه به صحت‌سنجی صورت‌گرفته، مشخص شد که مدل‌سازی اتصال پس کشیده با استفاده از روش عددی، رفتار چرخه‌ای این اتصال را به خوبی نشان می‌دهد. با استفاده از روش تحلیل حساسیت پارامتریک، یک مطالعه حساسیت انجام شد. متغیرهای در نظر گرفته شده در پژوهش شامل پارامترهای مربوط به مصالح و هندسه است. نتایج اهمیت هر پارامتر را بر ویژگی‌های پاسخ اتصال پس کشیده تعیین نمود. این متغیرهای پاسخ شامل سختی اولیه اتصال، ظرفیت اتلاف انرژی، ظرفیت خمشی اتصال و بررسی شاخص گسیختگی و شاخص پلاستیسته می‌شود. در این مقاله برای انجام تحلیل حساسیت بر روی پارامترهای اتصال مرکزگرا سه پارامتر تنش تسلیم نبشی، نیروی پس کشیدگی کابل، سطح مقطع و تعداد کابل بدین منظور انتخاب شدند و در نهایت کم‌اهمیت‌ترین و با اهمیت‌ترین پارامتر انتخاب شد. با توجه به مطالعات انجام شده بر روی اتصال مرکزگرای فولادی با نبشی نشیمن و بالایی، برخی از نتایج حاصل به‌طور خلاصه ارائه می‌گردد:

۱- با انجام تحلیل پارامتریک بر روی اتصال مرکزگرا با تغییرات تنش تسلیم نبشی، مشاهده شد که با افزایش تنش تسلیم نبشی میزان حداکثر بازشدگی اتصال و حداکثر نیروی ایجاد شده در کابل تغییری نمی‌کند. با افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد تنش تسلیم نبشی به ترتیب ظرفیت اتلاف انرژی ۰/۸، ۷/۸ و ۱۱ درصد کاهش می‌یابد و ظرفیت خمشی اتصال نیز به اندازه ۱، ۳/۱ و ۱۰/۲ درصد افزایش می‌یابد. همچنین کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد تنش تسلیم نبشی، بر روی سختی اتصال تأثیری ندارد و ظرفیت اتلاف انرژی اتصال را به ترتیب ۰/۸۳، ۴/۶ و ۹/۳ درصد افزایش و ظرفیت خمشی اتصال را ۱/۰۲، ۷/۱۴ و ۱۸/۳۶ درصد کاهش می‌دهد.

۲- با انجام تحلیل پارامتریک بر روی اتصال مرکزگرا با تغییرات نیروی پس کشیدگی کابل، مشاهده شد که با افزایش نیروی پس کشیدگی به میزان ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد، به ترتیب سختی به میزان ۲/۸، ۲/۴ و ۲۶/۶ درصد افزایش و همچنین ظرفیت اتلاف انرژی به میزان ۱/۲۶، ۳/۸۹ و ۸/۷۶ کاهش می‌یابد و افزایش ظرفیت خمشی اتصال با افزایش پس کشیدگی موجب

کمانش موضعی بال تیر و در نهایت موجب جابه‌جایی پسماند در اتصال می‌شود. با کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد نیروی پس‌کشیدگی کابل، به ترتیب سختی اتصال ۲/۲، ۱۵/۵ و ۳۰/۲ کاهش و ظرفیت اتلاف انرژی ۰/۷، ۴/۴ و ۱۰/۷۲ درصد افزایش می‌یابد. همین‌طور ظرفیت خمشی اتصال ۲/۰۲، ۱۰/۱۱ و ۲۱/۲۳ درصد کاهش می‌دهد.

۳- با انجام تحلیل پارامتریک بر روی اتصال مرکزگرا با تغییرات سطح مقطع کابل، مشاهده شد که با افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سطح مقطع کابل نسبت به مقدار اولیه، سختی به ترتیب ۴/۵، ۱۶/۵۶ و ۳۳/۳ درصد افزایش و ظرفیت اتلاف انرژی ۱/۹، ۸/۹ و ۱۵/۶ درصد کاهش می‌یابد. همین‌طور ظرفیت خمشی اتصال به ترتیب ۳/۸، ۱۳/۳ و ۲۱/۴ درصد افزایش پیدا می‌کند. با کاهش سطح مقطع کابل به میزان ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد، به ترتیب سختی اولیه ۳/۸، ۲۰/۱ و ۳۴/۱ درصد کاهش و ظرفیت اتلاف انرژی ۱/۸، ۷/۲ و ۱۷/۶ درصد افزایش می‌یابد. همچنین ظرفیت خمشی اتصال به ترتیب ۱/۱، ۹/۲ و ۲۹/۶ کاهش می‌یابد.

۴- تغییرات شاخص پلاستیسیته برای افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سه پارامتر نشان می‌دهد با افزایش تنش تسلیم نبشی میزان شاخص پلاستیسیته از ۱/۲ تا ۱۲/۵ درصد کاهش می‌یابد. با افزایش نیروی پس‌کشیدگی کابل بین ۳/۲ تا ۲۳ درصد کاهش داشته است و همین‌طور با افزایش سطح مقطع کابل از ۱/۲ تا ۱۷/۵ درصد کاهش یافته است. میزان تغییرات شاخص پلاستیسیته برای کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سه پارامتر نشان می‌دهد که با کاهش تنش تسلیم میزان شاخص پلاستیسیته از ۱/۹ تا ۱۶ افزایش و با کاهش نیروی پس‌کشیدگی کابل و سطح مقطع کابل به ترتیب ۵/۱ تا ۳۴/۵ درصد و ۳ تا ۲۰ درصد افزایش می‌یابد.

۶- میزان تغییرات شاخص گسیختگی برای افزایش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سه پارامتر متغیر بدین صورت است که با افزایش تنش تسلیم نبشی میزان شاخص گسیختگی از ۳/۰۳ تا ۳۱ درصد کاهش می‌یابد و نیروی پس‌کشیدگی کابل بین ۴/۵ تا ۳۹/۴ درصد کاهش داشته است و همین‌طور با افزایش سطح مقطع کابل از ۶/۰۱ تا ۴۵/۵ درصد کاهش یافته است. همچنین تغییرات شاخص گسیختگی برای کاهش ۱۰، ۳۰ و ۵۰ درصد سه پارامتر با توجه به نتایج، با کاهش تنش تسلیم میزان شاخص گسیختگی از ۱/۹ تا ۱۶، به ترتیب با کاهش نیروی پس‌کشیدگی و سطح مقطع کابل ۹/۱ تا ۷۲ درصد و ۵/۵ تا ۵۰ درصد افزایش می‌یابد.

۷- برای کاهش آسیب در تیر در اثر افزایش ۳۰ و ۵۰ درصد نیروی پس‌کشیدگی کابل و حذف جابه‌جایی باقی‌مانده اتصال تعداد کابل‌ها را از ۱۲ به ۸ و ۶ تغییر داده نتایج حاصل ابتدا برای

نیروی پس‌کشیدگی ثابت ۳۰ درصد با تغییر تعداد کابل و سپس برای نیروی پس‌کشیدگی ثابت ۵۰ درصد با تغییر تعداد کابل نتایج ارائه شد. طبق نتایج به دست آمده با ۳۰ و ۵۰ درصد افزایش نیروی پس‌کشیدگی با تعداد کابل ۸ ظرفیت اتلاف انرژی و مرکزگرایی مناسب را نشان داد.

## ۱۰- پیشنهاد برای مطالعات آتی

۱- رفتار بلندمدت و شرایط محیطی: بررسی تأثیرات نظیر خوردگی، خستگی مصالح و تغییر شکل مشخصات مکانیکی در طول زمان به‌ویژه در کابل‌ها برای درک بهتر عملکرد واقعی سازه در شرایط بهره‌برداری بلندمدت ضروری است.

۲- بهینه‌سازی با رویکرد چند هدفه: استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی عددی و فرآیندکاری جهت دستیابی به تعادل میان پارامترهایی مانند سختی، شکل پذیری، اتلاف انرژی و خاصیت مرکزگرایی، از مسیرهای مهم آینده است.

۳- تحلیل هزینه-فایده در طول عمر سازه: افزودن معیارهای اقتصادی شامل هزینه ساخت، تعمیر و نگهداری، قابلیت استفاده مجدد و کاهش خسارات بعد از زلزله، می‌تواند مزیت‌های اقتصادی این سیستم را نسبت به سیستم‌های سنتی آشکار سازد.

- economic loss assessment", *Journal of Constructional Steel Research*, 150, pp.129-140.
- [14] Huang, Y.Z., and Wang, J. (2024), "Self-centering steel beam-to-column connections with novel superelastic SMA angles", *Journal of Constructional Steel Research*, 214, p.108458.
- [15] Xiong, M., Hu, S., Li, X., Lin, X., and Xiong, J. (2024), "Lateral Load Behavior Analysis of a Novel Self-Centering Y-Eccentrically Braced Frames with Slip Connection Shear Link", *International Journal of Steel Structures*, 24(4), pp.777-788.
- [16] Shiravand, M.R., and Torabipour, A. (2020), "Seismic behavior of self-centering steel connections with friction T-stub", *Journal of Constructional Steel Research*, 174, p.106309.
- [17] Alqarni, A.S., Alshannag, M.J., and Higazey, M.M. (2024), "A Novel Technique for Improving Cyclic Behavior of Steel Connections Equipped with Smart Memory Alloys", *Materials*, 17(13), p.3226.
- [18] Esposto, M. (2008), "PTED beam-to-column connections for steel moment resisting frames: structural identification based on numerical analyses", Ph.D. Thesis, Università degli Studi di Napoli Federico II, Naples, Italy.
- [19] Al Kajbaf, A., Fanaie, N., and Najarkolaie, K.F. (2018), "Numerical simulation of failure in steel posttensioned connections under cyclic loading", *Engineering Failure Analysis*, 91, pp.35-57.
- [20] Hibbit, H., Karlsson, B., and Sorensen, E. (2012), "ABAQUS user manual, version 6.12", Simulia.
- [21] ANSI/AISC 360-16, (2016), Specification for Structural Steel Buildings. American institute of steel construction: Chicago.
- [22] Arlock, M.M., Ricles, J.M., and Sause, R. (2003), "Cyclic load tests and analysis of bolted top-and-seat angle connections", *Journal of Structural Engineering*, 12, 129, pp.1615-1625.
- [23] Garlock, M.E.M. (2003), "Design, analysis, and experimental behavior of seismic resistant post-tensioned steel moment resisting frames", Lehigh University.
- [24] Shiravand, M., and Mahboubi, S. (2016), "Behavior of post-tensioned connections with stiffened angles under cyclic loading", *Journal of Constructional Steel Research*, 116, pp.183-192.
- [25] Moradi, S., and Alam, M.S. (2017), "Lateral load-drift response and limit states of posttensioned steel beam-column connections: Parametric study", *Journal of Structural Engineering*, 7, 143, p. 04017044.
- [26] Kala, Z. (2009), "Sensitivity assessment of steel members under compression", *Engineering Structures*, 6, 31, pp.1344-1348.
- [27] Ditlevsen, O., and Madsen, H.O. (1996), "Structural reliability methods", Wiley, New York, Vol. 178.
- [28] Verma, A.K. (2016), "Structural reliability," *Reliability and Safety Engineering*, pp. 257-292.
- [1] Fang, C., Yam, M.C., Chan, T.M., Wang, W., Yang, X., and Lin, X. (2018), "A study of hybrid self-centering connections equipped with shape memory alloy washers and bolts", *Engineering Structures*, 164, pp.155-168.
- [2] Ricles, J.M., Sause, R., Peng, S.W., and Lu, L.W. (2002), "Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections", *Journal of Structural Engineering*, 128(7), pp.850-859.
- [3] Asadolahi, S.M., and Fanaie, N. (2020) "Performance of self-centering steel moment frame considering stress relaxation in prestressed cables", *Advances in Structural Engineering*, 23(9), pp.1813-1822.
- [4] Priestley, M.N., and MacRae, G.A. (1996), "Seismic tests of precast beam-to-column joint subassemblages with unbonded tendons", *PCI Journal*, 41(1), pp.64-81.
- [5] Ricles, J.M., Sause, R., Garlock, M.M., and Zhao, C. (2001), "Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames", *Journal of Structural Engineering*, 127(2), pp.113-121.
- [6] Garlock, M.M., Ricles, J.M., and Sause, R. (2018), "Experimental studies on full-scale post-tensioned seismic-resistant steel moment connections", In *STESSA 2003-Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*, pp.299-305.
- [7] Garlock, M., Li, J., and Blaisdell, M.L. (2006), "Collector beam interaction with steel self-centering moment frames", In *Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Engineering*. Taipei, Taiwan.
- [8] Garlock, M.M., Sause, R., and Ricles, J.M. (2007), "Behavior and design of posttensioned steel frame systems", *Journal of Structural Engineering*, 133(3), pp.389-399.
- [9] Chou, C.C., Chen, J.H., Chen, Y.C., and Tsai, K.C. (2006), "Evaluating performance of post-tensioned steel connections with strands and reduced flange plates", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(9), pp.1167-1185.
- [10] Chou, C.C., and Lai, Y.J. (2009), "Post-tensioned self-centering moment connections with beam bottom flange energy dissipators", *Journal of Constructional Steel Research*, 65(10-11), pp.1931-1941.
- [11] Algobahi, R.M., Fahmy, M.F., and Abdo, M.A.B. (2021), "Innovative energy-dissipation system for self-centering posttensioned steel moment-resisting frames", *Engineering Structures*, 254, p.113835.
- [12] Shiravand, M., and Torabipour, A. (2017), "Post-Tensioned Steel Connections Self-Centering Behavior Using the Finite Element Method", *Journal of Structural Engineering and Geo-Techniques*, 7(1), pp.15-22.
- [13] Guan, X., Burton, H., and Moradi, S. (2018), "Seismic performance of a self-centering steel moment frame building: From component-level modeling to

- [29] Kowronek, M. (2010), "Probabilistic sensitivity of the limit states of structures using Monte Carlo simulation", *Meccanica*, 6, 45, pp.785-796.
- [30] Kala, Z., and Puklický, L. (2009), "Variance-based methods for sensitivity analysis in civil engineering", in *Computational Structural Engineering: Proceedings of the International Symposium on Computational Structural Engineering*, held in Shanghai, Springer, pp.120-130.



## مقایسه عملکرد انواع میراگر ستون مایع تنظیم شده غیر فعال برای کنترل لرزه‌های سازه‌ها

محمدحسین محصل<sup>۱</sup>، احمدرضا مصطفی قره‌باغی<sup>۲\*</sup>، محمدرضا چناقلو<sup>۲</sup>

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی تبریز، تبریز

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی تبریز، تبریز

\*آذربایجان شرقی، صندوق پستی: ۵۱۳۳۵۱۹۹۶، [m\\_mohasel@sut.ac.ir](mailto:m_mohasel@sut.ac.ir)

### چکیده

بسیاری از سازه‌های لاغر و انعطاف‌پذیر نوین به‌طور وسیعی در برابر ارتعاشات دینامیکی حساس هستند که ممکن است منجر به خرابی این نوع سازه‌ها گردد. اخیراً میراگرهای ستون مایع تنظیم شده (Tuned Liquid Column Dampers) مورد توجه بسیاری از محققین واقع شده است. در یک TLCD، حرکت سیال داخل لوله U شکل با ایجاد نیروی بازگرداننده بر روی سازه، باعث کاهش پاسخ سازه شد. از مهم‌ترین مزیت‌های این نوع میراگرها، هزینه ساخت و نگهداری پایین آن است. انواع مختلفی از میراگرهای TLCD برای کنترل ارتعاشات وجود دارد. در این مطالعه، کارایی پنج نوع مختلف میراگر غیرفعال TLCD با هم مقایسه شد. این میراگرها شامل: TLCD به شکل U، TLCD به شکل V، TLCD با مقطع غیر یکنواخت (LCVA)، TLCD توپک‌دار (TLCBD) و TLCD گازی یا دارای فنر (TLCGD) می‌باشند. برای این منظور، پاسخ یک سیستم یک درجه آزادی (SDOF) با وجود میراگرها و بدون آن تحت تحریک زلزله‌های کوبه، ال‌سنترو و تفت مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. برای بررسی کمی و دقیق کارایی هر کدام از این میراگرها و مقایسه عملکرد آن‌ها با یکدیگر، از دو شاخص ضریب کارایی و RE استفاده شد. در این مقاله معادلات حرکت سیستم سازه و میراگر با استفاده از روش عددی در نرم‌افزار متلب تحلیل می‌شود. در این تحقیق برای اولین بار عملکرد این پنج نوع میراگر بر روی سازه بررسی شد. نتایج حاصل بیانگر عملکرد مطلوب به ترتیب: TLCBD، TCGD، و LCVA نسبت به TLCD و V-TLCD می‌باشد.

### واژگان کلیدی

TLCD، کنترل ارتعاش، کاهش پاسخ، ضریب کارایی

## Comparison of the Performance of Tuned Liquid Column Dampers for Seismic Control of the Structures

M.H. Mohasel, A.R. Mostafa Gharabaghi, M.R. Chenaghlu

### Abstract

Many modern slender and flexible structures are highly sensitive to dynamic vibrations, which may lead to the failure of these types of structures. Recently, Tuned Liquid Column Dampers (TLCDs) have gained significant attention from many researchers. In a TLCD, the fluid motion inside a U-shaped tube generates a restoring force on the structure, thereby reducing the structure's response. One of the main advantages of these dampers is their low cost of construction and maintenance. Various types of TLCDs exist for vibration control. In this study, the performance of five different types of passive TLCDs is compared. These dampers include: U-shaped TLCD, V-shaped TLCD, TLCD with non-uniform cross-section (LCVA), ball-type TLCD (TLCBD), and gas or spring-type TLCD (TLCGD). For this purpose, the response of a single degree of freedom (SDOF) system with and without the dampers is evaluated under the excitation of the Kobe, El Centro, and Taft earthquakes. To quantitatively and accurately examine the efficiency of each of these dampers and compare their performance with each other, two indicators, efficiency coefficient and RE, were used. In this paper, the equations of motion for the structure and the damper are analyzed using numerical methods in MATLAB software. In this study, for the first time, the performance of these 5 types of TLCDs on the structure was investigated. The results indicate a superior performance in the following order: TLCBD, TCGD, and LCVA compared to TLCD and VTLCD.

### Keywords

TLCD, Vibration Control, Reduced Response, Efficiency Coefficient

## ۱- مقدمه

ایمنی و کاربرد سازه‌های عمرانی به شدت به نحوه کنترل ارتعاشات نامطلوب ناشی از زلزله، باد شدید، امواج اقیانوس و ... وابسته است. مفهوم کنترل ارتعاش سازه‌ای احتمالاً به تمدن‌های باستانی بازمی‌گردد. برای مثال، معبد افسوس در یونان؛ آرامگاه کوروش کبیر در ایران و معبد راماپا در هند از جمله سازه‌های برجسته کنترل‌کننده ارتعاش هستند که در دوران‌های باستان ساخته شده و هنوز پابرجا مانده‌اند [۱-۴]. باین‌حال، تحقیقات مدرن، که به توسعه تکنیک‌هایی برای کنترل ارتعاشات سازه‌ای در برابر تحریک‌های جانبی اختصاص داده شده‌اند، حدود یک‌ونیم قرن پیش بنیان‌گذاری شد [۵] که منجر به توسعه فناوری جداسازی پایه برای بهبود عملکرد سازه‌های ساختمانی تحت تحریکات لرزه‌ای شد. با استفاده از فناوری جداسازی پایه، حرکت یک سازه از حرکت زمین در طول رویداد زلزله‌ای جدا می‌شود و در نتیجه، ارتعاش سازه کاهش می‌یابد [۶ و ۷]. اکثر جداسازهای زلزله‌ای در درجه اول، انرژی زلزله را از طریق عناصر سختی جدا می‌کنند، اما به دلیل مشارکت ناچیز میرایی، کارایی مؤثری در کاهش ارتعاش ندارند. درحالی‌که برخی از سیستم‌های دارای سختی اضافی، پیچیدگی و هزینه‌های تعمیر و نگهداری بالایی هستند. علاوه بر این، مدل‌سازی مکانیکی دقیق جداسازها و به‌کارگیری آن‌ها با سازه‌ها، به دلیل پیچیدگی ذاتی و رفتار غیرخطی توسعه چندانی نیافته است [۸].

به‌غیر از جداسازی پایه، چندین راهکار دیگر برای کاهش ارتعاشات سازه‌ای توسعه داده شده است که بر اساس یکی از دو اصل زیر عمل می‌کنند. اولین مورد، تغییر ویژگی‌های دینامیکی سازه، از جمله اصلاح سختی و تغییرات آیرودینامیکی است. اصل دوم شامل نصب قطعات میرایی مکمل است که می‌توانند بخشی از انرژی ورودی را به خود جذب کرده و مستهلک کنند [۹]. قطعات میرایی مکمل، بر اساس توان مورد نیازشان برای عملکرد، به چهار گروه عمده، یعنی قطعات غیرفعال، نیمه‌فعال، فعال و ترکیبی طبقه‌بندی می‌شوند [۱۰-۱۲]. قطعات جاذب انرژی غیرفعال به منابع انرژی اضافی برای عملکرد نیاز ندارند و با دریافت ارتعاش از سیستم (سازه) اصلی، که میراگرها به آن متصل هستند، فعال می‌شوند. قطعات نیمه‌فعال به‌عنوان قطعات غیرفعال قابل کنترل شناخته می‌شوند که در آن‌ها، رفتار یک میراگر غیرفعال، بر اساس اطلاعات به‌دست‌آمده در مورد تحریک و پاسخ سازه‌ای، با استفاده از یک فعال‌کننده مکانیکی یا الکتریکی خارجی تنظیم

می‌شود. سیستم کنترل فعال سیستمی است که در آن نیروی کنترلی لازم برای اصلاح حرکت سازه، توسط منبع نیروی خارجی بر اساس پاسخ سازه‌ای دریافت‌شده از طریق حسگر (ها) تولید می‌شود. سیستم‌های کنترل ترکیبی، ترکیب سیستم‌های مختلف غیرفعال، فعال و نیمه‌فعال هستند.

در مقایسه با انواع دیگر قطعات میرایی مکمل، قطعات جاذب انرژی غیرفعال مقرون‌به‌صرفه هستند و نصب و نگهداری آن‌ها آسان است. سادگی نحوه کار و پیکرندی این قطعات، آن‌ها را از نظر ساخت و عملکرد نسبت به سایر قطعات جاذب انرژی برجسته‌تر می‌کند. قطعات جاذب انرژی غیرفعال را می‌توان به دو دسته، یعنی سیستم‌های جاذب مبتنی بر ماده تشکیل‌دهنده و سیستم‌های جاذب اینرسی محور تقسیم کرد [۱۳]. میراگر فلزی [۱۴ و ۱۵]، میراگر اصطکاکی [۱۶]، میراگر ویسکوز سیال [۱۷] و میراگر ویسکوالاستیک [۱۸] نمونه‌هایی از دسته اول هستند. از سوی دیگر، میراگر جرمی تنظیم‌شده (TMD) و میراگر مایع تنظیم‌شده (TLD) نمونه‌هایی از دسته دوم هستند [۱۸]. سیستم‌های جاذب انرژی اینرسی محور با نیروی اینرسی ایجادشده توسط جرم کمکی متصل به سازه اصلی، ارتعاش سازه‌ای را مستهلک می‌کنند. برای به حداکثر رساندن نیروی اینرسی، جرم کمکی به‌طور کلی در نزدیکی بالای سازه اصلی و جایی که حرکت در هنگام ارتعاش حداکثر خواهد بود، قرار می‌گیرد. فرکانس طبیعی جرم کمکی تنظیم می‌شود، یعنی نزدیک به فرکانس سازه در حال ارتعاش، که برای کنترل توسط میراگر نیاز است، حفظ می‌شود. تنظیم فرکانس جرم کمکی نزدیک به فرکانس ارتعاش سازه، امکان انتقال انرژی ارتعاشی از ساختار اصلی به سیستم کمکی را از طریق تعامل دینامیکی بین آن‌ها فراهم می‌نماید. سیستم اینرسی محور با مکانیزم میرایی به‌منظور اتلاف انرژی جذب‌شده از سازه اصلی ارائه می‌شود. میراگر TMD که شکل ساده‌تری از سیستم‌های اینرسی محور است [۱۰]، به‌طور گسترده مورد مطالعه قرار گرفته است و نحوه نصب و عملکرد آن به واقعیت نزدیک‌تر است [۱۹-۲۲]. باین‌حال، این نوع میراگر محدودیت‌های خود را دارد که عمدتاً از تأمین یک جرم جامد، که برای حرکت آزادانه لازم است، و یک عنصر میرایی خارجی ناشی می‌شود. این اشکالات در میراگر TLD برطرف شده است.

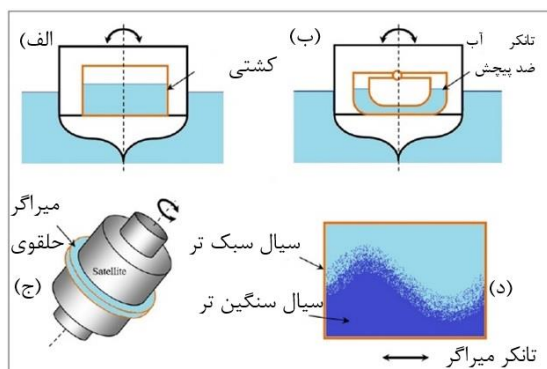
اصطلاح TLD میراگرهایی را شامل می‌شود که در آن‌ها یک مایع، معمولاً از جنس آب، تمام یا بخشی از جرم میراگر را تشکیل می‌دهد و در مکانیسم اتلاف انرژی نقش دارد. در میان انواع موجود

<sup>1</sup> Sensor

درجه آزادی معادل را ارائه دادند و دقت و کارایی آن‌ها را در شبیه‌سازی ویژگی‌های دینامیکی پیچیده نشان دادند.

در مطالعه دینگ<sup>۵</sup> و همکاران [۲۸] امکان استفاده از میراگرهای ستون مایع تنظیم‌شده غیر غوطه‌ور (TLCD) برای کاهش حرکت ارتفاع سازه‌های شناور بسیار بزرگ (VLFSS) از طریق مدل‌سازی تحلیلی و بهینه‌سازی بررسی شد و کارایی آن‌ها در مقایسه با صفحات گرمایش ثابت معمولی (FHPS) نشان داده شد.

مفهوم استفاده از حرکت مایع نگهداری‌شده در یک ظرف به منظور کنترل حرکت نامطلوب سیستمی که ظرف به آن متصل است، در نیمه دوم قرن نوزدهم آغاز شد [۲۹]. مخزن ضد غلتش دارای سطح آزاد، که برای کنترل حرکات غلتشی کشتی‌ها استفاده می‌شود، اولین کاربرد از این سیستم است [۳۰] (شکل ۱-الف)). در اوایل قرن بیستم، یک مخزن ضد غلتش پر از آب U شکل معرفی شد (شکل ۱-ب)). در طول دهه ۱۹۶۰، میراگر حلقوی، برای کنترل حرکت چرخشی ماهواره‌ها توسعه یافت [۳۱] (شکل ۱-ج)). تمامی این سیستم‌ها را می‌توان به‌عنوان پیشینه میراگر TLD مورد استفاده در کنترل ارتعاش امروزی سازه‌های عمرانی در نظر گرفت.



شکل ۱- توسعه اولیه میراگر TLD: (الف) تانکر آب ضدپیچش در کشتی، (ب) تانکر ضدپیچش U شکل در کشتی، (ج) میراگر حلقوی در ماهواره، (د) تانکر میراگر سیالی با دو سیال مخلوط نشدنی. (فلش‌های دو جهته بیانگر جهت تحریک برای کنترل توسط وسیله میراگر می‌باشد). [۳۰]

احتمالاً اولین مطالعه در مورد کاربرد میراگر TLD در سازه‌های عمرانی به‌عنوان وسیله کنترل ارتعاش غیرفعال، در اواخر دهه ۱۹۷۰ توسط وندایور<sup>۶</sup> و میتومه<sup>۷</sup> انجام شد [۳۲]، که نشان دادند حرکت پرتلاطم مایع در مخزنی با طراحی مناسب، که بر روی یک سکوی ثابت دریایی نصب شده، می‌تواند پاسخ دینامیکی سازه را کاهش

قطعات غیرفعال، میراگرهای TLD به دلیل پیکربندی ساده، هزینه پایین، سهولت نصب در سازه‌های جدید و همچنین در سازه‌های از پیش ساخته‌شده و حداقل نیازهای تعمیر و نگهداری، برتری دارند. همچنین، میراگر TLD، از نظر عدم نیاز به آستانه تحریک خارجی برای فعال‌سازی، عدم نیاز به عنصر میرایی خارجی، سهولت تنظیم فرکانس و امکان کنترل ارتعاش چندجهته با یک سیستم، دارای مزایای بیش‌تری نسبت به میراگر TMD است.

در مطالعه موسوی و همکاران [۲۳] کنترل نیمه‌فعال سکوی جکتی رسالت را با استفاده از یک میراگر مغناطیسی در مقیاس بزرگ (MR) با یک کنترل‌کننده منطق فازی بررسی شد. تجزیه و تحلیل، با در نظر گرفتن امواج با دوره‌های بازگشت مختلف، اثربخشی میراگر MR را در افزایش ایمنی و افزایش طول عمر سکو با کاهش ارتعاشات ساختاری تحت بارهای موج مختلف نشان داد. مطالعه سردار و چاکرابورتی<sup>۲</sup> [۲۴] اثر میراگرهای مایع تنظیم‌شده (TLD) را در کاهش ارتعاشات ناشی از موج در سکوهایی جکت دریایی ارزیابی کرد. این مطالعه با مدل‌سازی سکو و لحاظ نمودن اندرکنش شمع خاک و نشان دادن TLD به‌عنوان یک سیستم جرم فنری، مشخص کرد که TLD یک راه‌حل بالقوه برای کاهش ارتعاشات موج از طریق تحلیل‌های پاسخ دینامیکی تحت شرایط مختلف است.

در تحقیقات محصل و همکاران [۲۵] به بررسی دسته‌بندی میراگرهای ستون مایع تنظیم‌شده غیرفعال (TLCD) و عملکرد لرزه‌ای آن‌ها پرداخته شده است. در این مقاله فلوچارت طراحی انواع TLCD ارائه می‌شود و تأثیر کاهش سیال بر طراحی میراگر مورد بحث قرار می‌گیرد و به این نتیجه رسیدند که TLCD برای سکوهایی با فرکانس‌های طبیعی زیر ۰/۵ هرتز بهینه است و برای تمامی فرکانس‌ها TLCDG کارایی بهتری دارد.

در تحقیق دینگ‌زین<sup>۳</sup> و همکاران [۲۶] مطالعه تجربی بر روی یک سیستم جداسازی هوشمند با استفاده از الاستومر مغناطیسی (MRE)<sup>۴</sup> برای کاهش ارتعاشات ناشی از هیدرودینامیک در سکوهایی دریایی، برجسته‌کردن کنترل جداسازی در زمان واقعی، آزمایش مخزن موج، و نتایج قابل توجه سرکوب ارتعاش را مورد بحث قرار دادند.

محصل و همکاران [۲۷] دو روش را برای مدل‌سازی سکوهایی دریایی با استفاده از مدل‌های فرودی تحریف‌شده و یک سیستم

<sup>5</sup> Ding  
<sup>6</sup> Vandiver  
<sup>7</sup> Mitome

<sup>1</sup> Magneto-Rheological  
<sup>2</sup> Chakraborty  
<sup>3</sup> Dingxin  
<sup>4</sup> Magneto-Rheological Elastomer

دهد. پس از آن، فعالیت‌های تحلیلی و تجربی توسط **سایار**<sup>۱</sup> و **بامگارتن**<sup>۲</sup> [۳۳] برای مطالعه رفتار غیرخطی میراگر مایع صورت گرفت.

**لی**<sup>۳</sup> و **ردی**<sup>۴</sup> مطالعه‌ای پارامتریک در مورد عملکرد مخازن پر از مایع به‌عنوان وسیله‌ای برای کاهش تحرک سکوها در یابی در اثر برخورد امواج اقیانوس ارائه کرده و همچنین روش‌های ممکن برای تنظیم فرکانس‌ها بین سازه و میراگر را پیشنهاد نمودند [۳۴]. برای سرکوب ارتعاش‌های ناشی از باد در سازه‌ها، **بایر**<sup>۵</sup> میراگری را طراحی کرد که شامل یک ظرف مستطیلی شکل بود که کاملاً با دو مایع مخلوط‌نشده پر شده بودند [۳۰] (شکل (۱-د)).

**السيف**<sup>۶</sup> و **همکاران** استفاده از مخازن نیمه پر شده با مایع متلاطم را برای کاهش حرکت نوسانی سازه پیشنهاد کردند. تمام نمونه‌های اولیه، از مدل‌های مکانیکی معادل برای نمایش مایع متلاطم استفاده می‌کردند. درحالی‌که برخی دیگر از محققین از یک مدل متمرکز معادل جرم-فنر-میراگر برای نشان دادن میراگر TLD استفاده نمودند [۳۵].

**سایار** و **بامگارتن** مایع متلاطم را از طریق یک آونگ معادل مدل‌سازی کرده و بازه فرکانسی و بازه زمانی در مطالعه سیستم‌های سازه-میراگر TLD را بررسی نمودند [۳۶]. به‌علاوه، تمام روش‌های تحلیلی، به‌جز مطالعات **لی** و **ردی** [۳۴]، با انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی بر روی مدل‌های کوچک و یا با اندازه‌گیری در مقیاس کامل در سازه‌های واقعی تأیید شده‌اند.

در سال‌های اخیر تحقیقات بیش‌تری در خصوص به‌کارگیری TLD صورت پذیرفت. **رزاس**<sup>۷</sup> و **همکاران** [۳۷] یک TLCD دوطرفه (BTLCD) پیشنهاد کردند که به‌عنوان دو TLCD متعامد با مایع مشترک عمل می‌کند و نیاز به مایع را ۳۰٪ در مقایسه با TLCDهای مستقل دوگانه کاهش می‌دهد. تحلیل‌های تجربی و عددی کاهش جابه‌جایی قابل‌توجهی را در سازه‌های چند درجه آزادی تحت تحریک لرزه‌ای نشان دادند.

**مندس**<sup>۸</sup> و **همکاران** [۳۸] با استفاده از TLCDهای تحت فشار (PTLCDs) نشان دادند که سختی خاک به‌شدت بر راندمان میراگر تأثیر می‌گذارد. خاک‌هایی با سختی بالاتر (به‌عنوان مثال، شن متراکم) عملکرد PTLCD را تا ۴۰٪ در کاهش شتاب کف در طول زلزله کوبه افزایش دادند.

مطالعات تجربی **شاه و عثمان**<sup>۹</sup> [۳۹] بر روی یک قاب فولادی چهار طبقه نشان داد که TLCDها شتاب اوج را ۲۵-۳۵٪ تحت بارهای هارمونیک و ۱۵-۲۰٪ در طول رویدادهای لرزه‌ای مانند El Centro کاهش می‌دهند. کاهش جابه‌جایی RMS در فرکانس‌های تشدید به ۳۰٪ رسید.

**پاندي**<sup>۱۰</sup> و **همکاران** [۴۰] نشان دادند که محفظه‌های گاز تحت فشار در PTLCDها تنظیم برای سازه‌های فرکانس بالا را امکان‌پذیر می‌کند، با تنظیمات فشار، پهنای باند عملیاتی ۲۰ درصد بیش‌تری را در مقایسه با TLCDهای معمولی فراهم می‌کند.

**آیدمیر**<sup>۱۱</sup> و **همکاران** [۴۱] اشکال مختلف زانو را در TLCD مقایسه کردند و نشان دادند که زانوهای باز تقریباً ۲۵٪ در عملکرد زلزله بهتر از زانوهای بسته عمل می‌کنند. این مطالعه بر اهمیت انتخاب‌های طراحی در بهینه‌سازی اثربخشی TLCD تأکید می‌کند.

**سرخابی و همکاران** [۴۲] شبیه‌سازی‌های ترکیبی بلادرنگ را برای بررسی اثربخشی TLCDهای مقیاس بزرگ در سناریوهای لرزه‌ای انجام دادند و پیچیدگی رفتار دینامیکی آن‌ها را برجسته کردند. این رویکرد نوآورانه امکان آزمایش مدل‌های بزرگ‌تر را فراهم می‌کند و بینشی در مورد عملکرد آن‌ها در شرایط واقعی ارائه می‌دهد.

**دینگ و همکاران** [۴۳] یک مدل تعمیم‌یافته برای TLCD ایجاد کردند که نفوذ گاز را در دامنه‌های تحریک بالا به حساب می‌آورد و کاربرد مدل کلاسیک TLCD را افزایش می‌دهد. این مدل به درک ویژگی‌های اتلاف انرژی و راندمان کنترل، به‌ویژه تحت تحریکات دامنه بزرگ کمک می‌کند. لذا مطالعه این میراگرها از اهمیت بالایی برخوردار است. در این مقاله کارایی و عملکرد پنج نوع مختلف از این نوع میراگرها بررسی خواهد شد و در نهایت بر اساس یک سری شاخص‌ها، برتری این میراگرها نسبت به یکدیگر سنجیده می‌شود.

## ۲- میراگر ستون مایع تنظیم‌شده (TLCD)

میراگر ستون مایع تنظیم‌شده (TLCD) از یک ظرف U شکل تشکیل شده که قسمتی از آن با مایع پر شده و وقتی تحت تحریک جانبی قرار می‌گیرد، موجب حرکت نوسانی در ستون حاوی مایع می‌شود [۴۴ و ۴۵] (شکل (۲)). فرکانس نوسان ستون حاوی مایع، همان‌طور که در معادله (۱) نشان داده شده، با فرکانس غالب سازه

<sup>9</sup> Osman

<sup>10</sup> Pandey

<sup>11</sup> Aydemir

<sup>1</sup> Sayar

<sup>2</sup> Baumgarten

<sup>3</sup> Lee

<sup>4</sup> Reddy

<sup>5</sup> Bauer

<sup>6</sup> Al-Saif

<sup>7</sup> Rozas

<sup>8</sup> Mendes



برای استفاده مؤثر از میراگر TLCSD به عنوان یک قطعه کنترل ارتعاش تنظیم شده است.

$$\omega_{TLCSD} = \sqrt{\frac{2g}{L_c}} \quad (1)$$

در معادله (1)،  $L_c$  طول کل ستون مایع است.

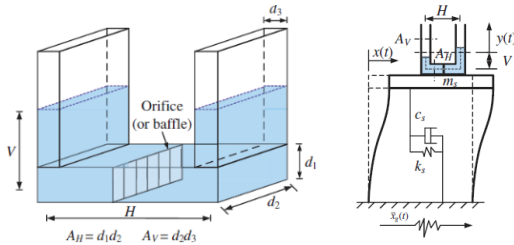
برای مزایای میراگر TLCSD می توان به موارد زیر اشاره نمود:  
 الف) با در نظر گرفتن مقدار معینی از مایع، میراگر TLCSD نسبت به TLD بازده حجمی بالاتری دارد، (ب) میراگر TLCSD به طور مداوم در بازه وسیعی از سطوح ارتعاش عمل می کند، (ج) میراگر TLCSD دارای یک مکانیسم میرایی بسیار واضح و متمایز است که با این مکانیسم می توان مقادیر میرایی را به روشی خاص محاسبه کرد، (د) از آب داخل میراگر می توان به عنوان سیستم اطفای حریق نیز استفاده نمود و در نهایت، (ه) با تغییر طول ستون مایع، فرکانس طبیعی میراگر TLCSD را می توان به راحتی کنترل کرد. باین حال، میراگر TLCSD متداول دو محدودیت اصلی دارد؛ اول، عملکرد میراگر TLCSD متداول یک جهته است، در حالی که سازه باید در امتداد دو جهت اصلی عمل کند. دوم، از آنجایی که میراگر TLCSD متداول یک سیستم ذاتاً با دوره تناوب طولانی مدت است، تنظیم آن در یک سازه با دوره تناوب اصلی نسبتاً کم (زیر ۲ ثانیه) منجر به طراحی طول ستون مایعی می شود که اجرای آن عملاً غیرممکن است. تلاش های پژوهشی قابل توجهی برای غلبه بر معایب میراگر TLCSD معمولی انجام شده است و در نتیجه، برخی اشکال خاص از میراگر TLCSD توسعه یافته اند. همچنین، برخی از تغییرات میراگر TLCSD متداول برای افزایش بیش تر عملکرد دینامیکی، انعطاف پذیری بیش تر در طراحی آن و ایجاد سازگاری بهتر از لحاظ معماری می باشد. این پیکربندی های اصلاح شده در میراگر TLCSD، میراگر ستون مایع شکل [46]، میراگر ستون مایع با مقطع متغیر (LCVA) [46]، میراگر ستون مایع توپک دار (TLCBD) [47] و میراگر ستون مایع گازی یا دارای فنر (TLCGD) [48] را در بر می گیرد.

## ۲-۱- معادلات حاکم بر حرکت سیستم

شکل شماتیک یک TLCSD متداول مستقر بر روی سازه یک درجه آزادی تحت تحریک لرزه ای در شکل (۲) نشان داده شده است. در این بررسی، TLCSD با سطح مقطع یکنواخت در کل طول خود (بخش افقی و بخش قائم) در نظر گرفته شده است. مفروضات زیر برای به دست آوردن معادله حرکت استفاده می شود: الف) رفتار تلاطمی (Sloshing) سیال بر روی سطح مایع ناچیز است. ب) جریان تراکم ناپذیر است. ج) بُعد سطح مقطع بسیار

کوچک تر از طول افقی میراگر است. معادله حرکت سیستم سازه-TLCD تحت بار زلزله را می توان از طریق فرمول لاگرانژ سیستم های دینامیکی به صورت زیر نوشت [46]:

$$\begin{bmatrix} m_s + m_d & am_d \\ am_d & m_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{y} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_s & 0 \\ 0 & c_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x} \\ \dot{y} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ y \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m_s + m_d \\ am_d \end{Bmatrix} \ddot{x}_g \quad (2)$$



شکل ۲- میراگر ستون مایع تنظیم شده (TLCD) [49]

که در رابطه (۲)،  $m_s$  جرم سازه،  $m_d$  جرم میراگر،  $\alpha$  نسبت طول میراگر  $(H/(H+2V))$ ،  $\dot{x}$  شتاب سازه،  $\dot{y}$  شتاب سیال،  $c_s$  ضریب میرایی سازه،  $c_d$  ضریب میرایی میراگر،  $\dot{x}$  سرعت سازه،  $\dot{y}$  سرعت سیال،  $k_s$  سختی سازه،  $k_d$  سختی میراگر،  $x$  جابه جایی سازه،  $y$  جابه جایی سیال و  $\ddot{x}_g$  شتاب افقی حرکت زمین می باشد. غیرخطی بودن واقعی ناشی از میرایی مرتبه دوم در معادله حرکت TLCSD به صورت زیر است:

$$C_d = \frac{1}{2} \rho A \xi |\dot{y}| \quad (3)$$

در معادله (۳)،  $\rho$  چگالی سیال،  $A$  سطح مقطع میراگر و  $\xi$  ضریب افت هد میراگر است. از آنجایی که  $C_d$  در رابطه (۳) به شدت غیرخطی است، روش بهینه سازی پیشنهاد شده توسط دن هارتوگ<sup>۱</sup> [50] در معادله (۴) برای به دست آوردن شکل خطی  $C_d$  و  $k_d$  اعمال می شود. در نهایت،  $C_d$  و  $k_d$  در معادله (۲) را می توان با پارامترهای بهینه به عنوان  $C_d = 2m_d \zeta^* (2\pi f^*)$ ،  $k_d = m_d (2\pi f^*)^2$  محاسبه کرد و جواب تحلیلی را به دست آورد.

$$\begin{aligned} \mu^* &= \frac{\mu \alpha_1 \alpha_2}{1 + \mu(1 - \alpha_1 \alpha_2)} \\ f^* &= \frac{f_s}{1 + \mu^*} \\ \zeta^* &= \sqrt{\frac{3\mu}{8\mu(1 + \mu^*)^3}} \end{aligned} \quad (4)$$

در جدول (۱)، اشکال، مشخصات، معایب و مزایای انواع مختلف میراگرهای TLCSD ارائه شده است.

<sup>1</sup> Den Hartog

جدول ۱- انواع میراگر TLCDC

شماره میراگر	نام میراگر	شکل شماتیک	اولین محقق	مزایا	معایب
T1	میراگر ستون مایع تنظیم شده U شکل متداول (U-TLCD)		ساکایی <sup>۱</sup> و همکاران در سال ۱۹۸۹ [۴۵]	سادگی، هزینه ساخت و نگهداری کم	محدوده فرکانسی خاصی را پوشش می دهد. (صفر تا ۰/۵ هرتز)
T2	میراگر ستون مایع با مقطع متغیر (LCVA)		واتکینز <sup>۲</sup> و هیچکاک <sup>۳</sup> در سال ۱۹۹۱ [۵۱]	علاوه بر مزایای میراگر T1 پوشش فرکانس های بالا	ندارد
T3	میراگر ستون مایع V شکل (V-TLCD)		گائو <sup>۴</sup> و همکاران در سال ۱۹۹۷ [۴۶]	مانند میراگر T1 اما با طول بیش تر در فضای کم تر	مانند میراگر T1
T4	میراگر توپک دار (TLCBD)		السف و همکاران در سال ۲۰۱۱ [۴۷]	علاوه بر مزایای میراگر T1 دارای میرایی بیش تر	مانند میراگر T1 و هزینه ساخت و نگهداری بالا
T5	میراگر گازی (فنی) (TLGGD)		زیگلر <sup>۵</sup> و هورچرینر <sup>۶</sup> در سال ۲۰۰۶ [۴۸]	علاوه بر مزایای میراگر T1 پوشش فرکانس های بالا و سختی بیش تر	هزینه ساخت و نگهداری بالا

می گردد. استفاده از LCVA و TLGGD به ترتیب با تعیین نسبت مساحت مناسب و فشار گاز، این مشکل را بهبود می بخشد.

### ۳- مطالعات عددی

در بخش قبلی معادلات حاکم بر حرکت سازه و انواع مختلف TLCDC تحت تحریک زلزله نوشته شد. در این بخش برای بررسی عملکرد لرزه ای انواع TLCDC، این معادلات به صورت عددی با استفاده از برنامه متلب در مدول سیمولینک و به روش رانگ کوتای مرتبه چهار حل می شود [۵۲].

در این مطالعه برای صحت سنجی و تعریف مدل سیستم برای بررسی عملکرد انواع میراگرهای TLCDC، از تحقیق آزمایشگاهی ژو<sup>۷</sup> و همکاران استفاده شد [۵۳]. آن ها در مطالعه خود برای

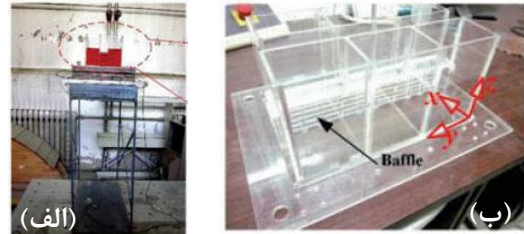
معادلات حرکت سیستم مجهز به میراگرهای اشاره شده در جدول (۱)، در مراجع ذکر شده آن ها، ارائه شده است. مهم ترین مسئله در مورد میراگرهای TLCDC، پوشش فرکانسی محدود آن ها می باشد. یعنی زمانی که فرکانس اصلی سازه بین صفر تا ۰/۵ هرتز باشد می توان به صورت منطقی این میراگرها را طراحی نمود. اما زمانی که فرکانس اصلی سازه بیش تر از ۰/۵ هرتز شود، طراحی هندسی میراگر نامناسب می شود. بدین معنی که طول میراگر کوتاه تر شده اما برای جبران جرم آن (درصدی از جرم سازه) لازم است سطح مقطع آن ها افزایش یابد. هر چه فرکانس اصلی سازه از ۰/۵ هرتز دورتر شود، این ناهمگونی بیش تر و نامعقول تر

1 Sakai  
2 Watkins,  
3 Hitchcock  
4 Gao  
5 Ziegler  
6 Hochrainer  
7 Zhu

### ۳-۱- صحت سنجی

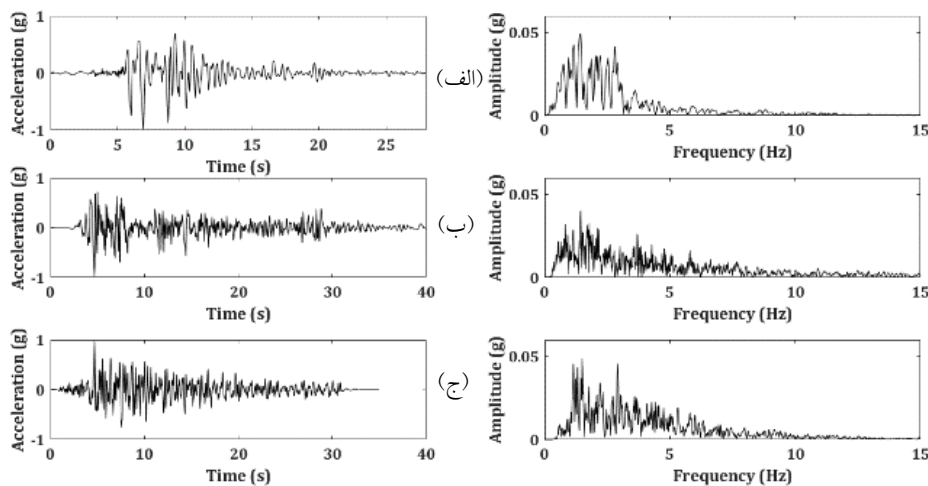
برای تعریف سازه اصلی از مدل تحقیق آزمایشگاهی ژو و همکاران استفاده شد [۵۳]. یک سازه فولادی یک درجه آزادی (SDOF) ساخته شده در آزمایشگاه دانشگاه Tsinghua به عنوان سازه اصلی در نظر گرفته شده است. همان طور که در جدول (۲) نشان داده شده است، این سازه به صورت یک سیستم جرم-میراگر ساده شده است و پارامترهای سازه مربوطه بر اساس برنامه HAZUS استخراج شد. فرکانس اصلی سازه تقریباً ۱/۵۲۶ هرتز و نسبت میرایی سازه ۰/۵ درصد محاسبه شد. مشخصات میراگر بر اساس نسبت جرمی ۰/۷۹ درصد برای یک میراگر، به صورت جدول (۳) استخراج گردید. لذا برای نسبت جرمی ۲/۳۷ درصد از سه میراگر استفاده می شود (شکل ۳-ب). تاریخچه زمانی و طیف فوریه زلزله های کوبه، الاسترو و تفت در شکل (۴) ارائه شده است.

مدل سازی سیستم از روش شبیه سازی ترکیبی زمان واقعی (RTHS) استفاده کردند. در این روش سازه واقعی به صورت عددی در نرم افزار متلب شبیه سازی شد و میراگرها به صورت فیزیکی بر روی میز لرزه قرار گرفتند. آرایش مدل میراگرهای واقع بر روی میز لرزه در شکل (۳) نشان داده شده است. در این سیستم، میز لرزه که ماهیت یک طرفه دارد، با کنترل جابه جایی، حرکت جانبی را به میراگرها اعمال می کند.



شکل ۳- الف) مدل آزمایشگاهی سازه مجهز به میراگر ب) شکل

شماتیک TLCD [۵۳]



شکل ۴- تاریخچه زمانی و طیف فوریه شتاب زلزله های الف) کوبه، ب) الاسترو و ج) تفت

RMS بیانگر ریشه میانگین مربعات متغیرها در طول زمان، with control برای حالت سازه کنترل شده و without control برای حالت سازه کنترل نشده است. در تحلیل پاسخ لرزه ای، RMS شتاب و جابه جایی یک پارامتر استاندارد یا قابل تفسیر مستقیم در مهندسی سازه نیست. با این حال، بر اساس اصول استنباط شده از مطالعات لرزه ای و زمینه های تحقیقاتی ارائه شده، ترکیبی از پیامدهای بالقوه آن است. RMS شتاب یا جابه جایی، مقدار کمی میانگین شدت حرکت زمین در طول زمان است. این پارامتر به ارزیابی پتانسیل آسیب تجمعی، به ویژه برای سازه های انعطاف پذیر حساس به لرزش طولانی مدت کمک می کند.

چهار معیار که با ضرایب کارایی مشخص می شوند، برای ارزیابی اثربخشی کاهش پاسخ در این مقاله به منظور مقایسه استفاده شد. دو معیار اول از نظر پاسخ حداکثر و دو معیار دیگر مربوط به کاهش پاسخ RMS است که به این صورت تعریف می شوند.

$$\begin{aligned}
 P_d &= 1 - \frac{|\max(x_{withcontrol})|}{|\max(x_{withoutcontrol})|} \\
 P_a &= 1 - \frac{|\max(\dot{x}_{withcontrol})|}{|\max(\dot{x}_{withoutcontrol})|} \\
 R_d &= 1 - \frac{RMS(x_{withcontrol})}{RMS(x_{withoutcontrol})} \\
 R_a &= 1 - \frac{RMS(\dot{x}_{withcontrol})}{RMS(\dot{x}_{withoutcontrol})}
 \end{aligned}
 \quad (5)$$

که در رابطه (۵)، (x) و (ẋ) به ترتیب جابه جایی و شتاب سازه می باشد. همچنین اندیس های max بیانگر مقدار حداکثر متغیر،

جدول ۲- مشخصات فنی سازه اصلی [۵۳]

جرم $M_s$	سختی $K_s$	نسبت میرایی $\zeta_s$	فرکانس اصلی $f_s$
۱۹۸/۱۶ کیلوگرم	۱۸۲۱۷/۱۳۳ نیوتن بر متر	۰/۵ درصد	۱/۵۲۶ هرتز

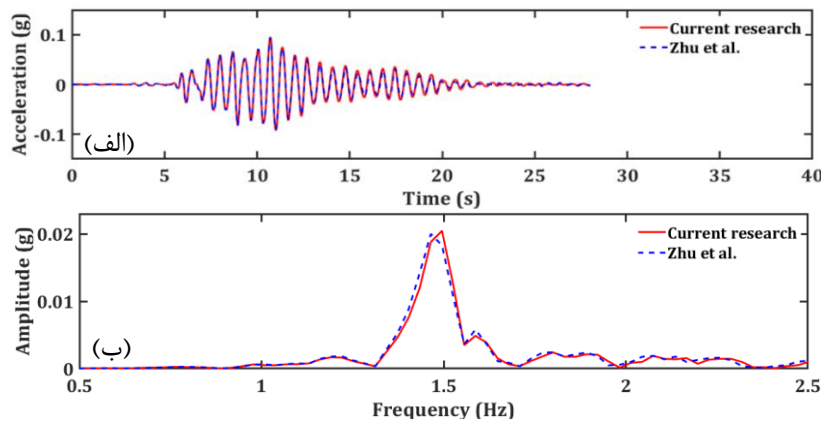
جدول ۳- مشخصات فنی یک میراگر [۵۳]

$f_i$ (Hz)	$A_v$ (m <sup>2</sup> )	$A_H$ (m <sup>2</sup> )	$d_3$ (m)	$d_2$ (m)	$d_1$ (m)	$V$ (m)	$H$ (m)	$\mu$ (%)
۱/۵۲۷	۰/۰۰۷۳۴	۰/۰۰۷۳۴	۰/۰۷۳۴	۰/۱	۰/۰۷۳۴	۰/۰۵۱	۰/۱۱۱	۰/۷۹

### ۲-۳- تحریک خارجی

در تحقیق ژو و همکاران [۵۳] برای تحریک خارجی از شتاب‌های زلزله کوبه، الاسترو و تفت برای تحریک سیستم سازه شبیه‌سازی شده استفاده شد (شکل (۴)). چهار عامل در انتخاب رکوردهای زلزله دخیل هستند که عبارتند از: بزرگی، مدت زمان قابل توجه، PGA و فاصله آن‌ها از گسل (حوزه دور یا نزدیک). تمام رکوردهای زلزله انتخابی باید بزرگی بیش‌تر از ۶/۵ داشته

باشند. طبق شکل (۴)، زلزله‌های کوبه و تفت، زلزله حوزه دور و زلزله الاسترو، زلزله حوزه نزدیک هستند. برای این که سازه تحت بارگذاری لرزه‌ای در محدوده خطی قرار گیرد، مقدار حداکثر شتاب‌های زمین به مقادیر ۰/۲۵g مقیاس شد. برای صحت‌سنجی کدهای نوشته‌شده در نرم‌افزار متلب، تاریخچه زمانی و طیف فوریه پاسخ شتاب-شتاب سازه در تحقیق ژو و همکاران [۵۳] و تحلیل عددی انجام‌شده در این مقاله تحت تحریک زلزله کوبه در شکل (۵) و جدول (۴) مقایسه شد.



شکل ۵- الف) تاریخچه زمانی پاسخ شتاب در تحقیق حاضر و تحقیق ژو و همکاران [۵۳] ب) طیف فوریه پاسخ شتاب شتاب در تحقیق حاضر و تحقیق ژو و همکاران [۵۳]

مطالعه، جابه‌جایی و شتاب سازه با و بدون سیستم میراگر با تحلیل تاریخچه زمانی خطی در مدول سیمولینک نرم‌افزار متلب اندازه‌گیری و با تعیین ضریب کارایی، عملکرد هر کدام از میراگرها برای بهبود پاسخ سازه بررسی و تحلیل شد. سیستم سازه‌ای استفاده‌شده برای این تحقیق، مدل به‌کاررفته در تحقیق ژو و همکاران [۵۳] می‌باشد (جدول (۲)). برای تحریک خارجی از رکوردهای ارائه‌شده در بند ۳-۱ (شکل (۴)) استفاده شد که برای قرارگیری سازه در محدوده خطی تحت بارگذاری لرزه‌ای، مقدار حداکثر شتاب‌های زمین برای هر سه رکورد، به مقادیر ۰/۲۵g مقیاس شدند.

#### ۴-۱- مدل‌سازی میراگرها

به‌منظور مقایسه بهتر و دقیق‌تر، نسبت جرم  $\mu$  و نسبت طول  $\alpha$  (به‌ترتیب برابر با ۰/۲۳۷ و ۰/۵۲) برای همه TLCDها یکسان در

مطابق نتایج حاصله از تحلیل سازه مورد نظر با کدهای نوشته‌شده در محیط نرم‌افزار متلب در این تحقیق، بر اساس جدول (۴) اختلاف ناچیزی بین نتایج مشاهده شد که بیانگر صحت روش استفاده‌شده در این مطالعه است.

جدول ۴- مقایسه ضرایب کارایی میراگرها

مطالعات	$R_a$	$R_d$	$P_a$	$P_d$
تحقیق حاضر	۳۱/۵۱	۳۱/۱۱	۱۹/۱۶	۱۱/۲۹
تحقیق ژو و همکاران [۵۳]	۳۰/۲۳	۲۹/۴۱	۱۸/۳۷	۱۰/۸۵
اختلاف نتایج (%)	۴/۲۳	۵/۷۸	۴/۳	۴/۰۵

### ۴-۲ نتایج و بحث

در این مقاله، هدف اصلی بررسی رفتار لرزه‌ای سازه با انواع میراگرهای TLCD و بهبود پاسخ لرزه‌ای سازه است. در این

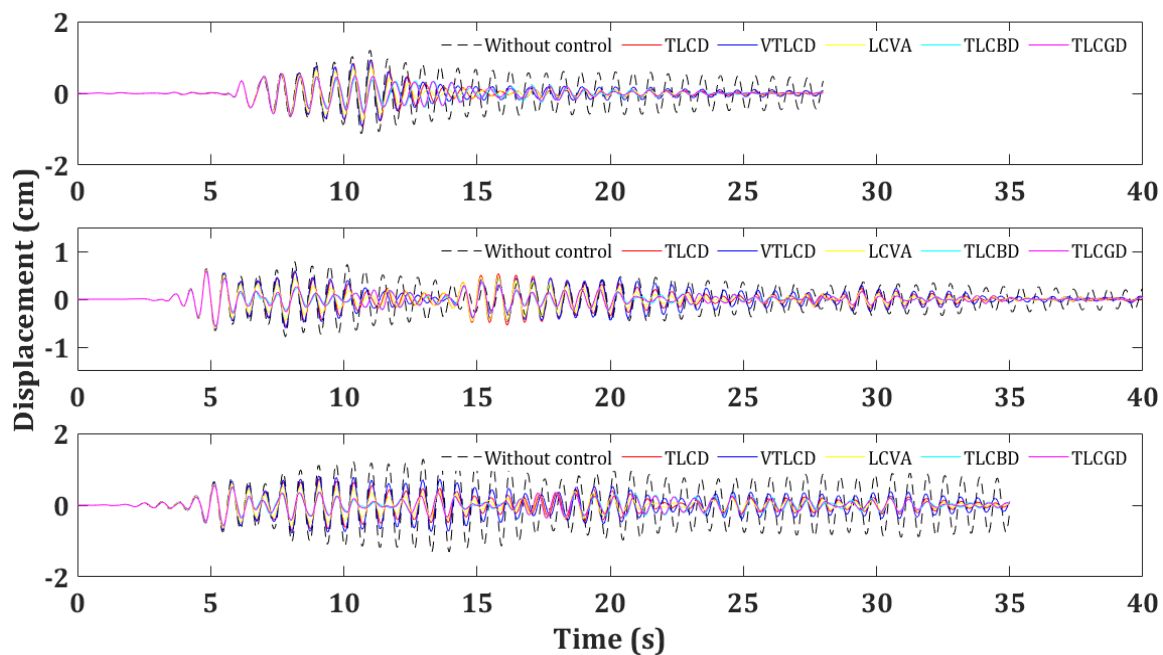
#### ۴-۲- تاریخچه زمانی پاسخ سازه

برای نسبت جرمی ۰/۰۲۳۷ و نسبت طول ۰/۵۲ برای تمامی میراگرها، در شکل (۶) تاریخچه زمانی پاسخ جابه‌جایی و در شکل (۷) پاسخ شتاب سقف سازه تحت سه رکورد زلزله کوبه، ال‌سنتر و تفت با استفاده از ۵ میراگر، نشان داده شده است. مطابق شکل‌های (۶) و (۷)، استفاده از میراگرهای ستون مایع تنظیم‌شونده تأثیر خوبی بر کاهش پاسخ سازه می‌گذارد. با ترتیب دقیق‌تر مشاهده می‌شود از بین پنج میراگر تعریف‌شده، به ترتیب T4، T5، T3، T1 و T2 بهترین عملکرد را از خود نشان می‌دهند. برای بررسی دقیق این موضوع می‌توان با استفاده از ضرایب کارایی میراگرها که در بخش ۳-۱ و معادله (۵) به آن‌ها اشاره شد، عملکرد هر کدام از این میراگرها را برای کاهش پاسخ جابه‌جایی و شتاب سازه به صورت کمی کنترل نمود.

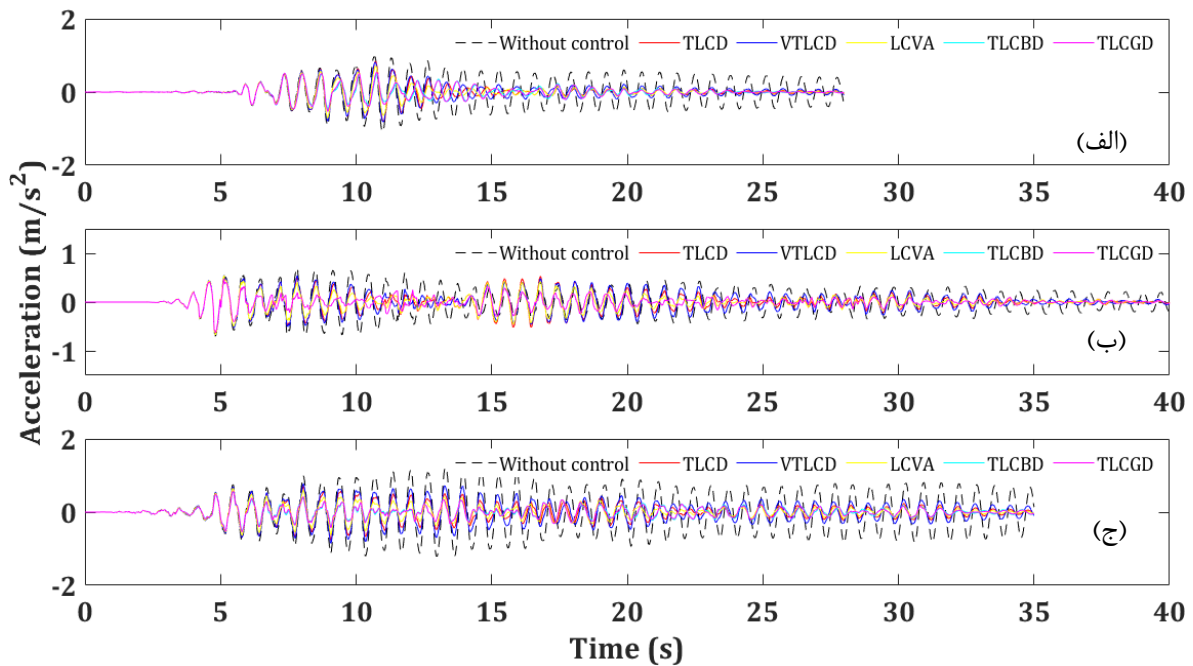
نظر گرفته شد. فرکانس  $f^*$  و ضریب میرایی  $\zeta^*$  میراگرها از پارامترهای بهینه ارائه‌شده توسط **دن هارتوگ** که در بخش ۲-۲ و معادلات (۴) به آن‌ها اشاره شد، محاسبه گردید. زاویه شیب برای V-TLCD، ۶۰ درجه است. نسبت مساحت بخش قائم به بخش افقی میراگر (u)، برای همه میراگرها برابر واحد و برای میراگر LCVA مقدار ۲ در نظر گرفته شد. در TLCBD از یک توپک فولادی روکش‌دار با چگالی ۸۰۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب و نسبت قطر توپک به قطر بخش افقی لوله میراگر، برابر ۰/۹۵ فرض گردید. برای TLCGD فشار گاز ثابت، ۰/۱ بار است. در جدول (۵) مشخصات فنی هر پنج میراگر تعریف‌شده در این مقاله ارائه شده است.

جدول ۵- مشخصات فنی هر میراگر

نام میراگر	H (m)	V (m)	A <sub>H</sub> (m <sup>2</sup> )	f <sub>r</sub> (Hz)	$\zeta_d$
T1	۰/۱۱۱	۰/۰۵۱	۰/۰۲۲	۱/۵۱۶	۰/۰۵
T2	۰/۰۳۱	۰/۰۰۲	۰/۰۶۶	۱/۵۱۶	۰/۰۵
T3	۰/۰۹۲	۰/۰۳۹	۰/۰۲۲	۱/۵۰۷	۰/۰۷۲
T4	۰/۱۱۱	۰/۰۵۱	۰/۰۲۲	۱/۵۱۶	۰/۰۵
T5	۰/۱۴۸	۰/۰۳۷	۰/۰۲۱	۱/۵۱۶	۰/۰۵



شکل ۶- تاریخچه زمانی پاسخ جابه‌جایی سقف سازه برای زلزله: الف) کوبه، ب) ال‌سنتر و ج) تفت



شکل ۷- تاریخچه زمانی پاسخ شتاب سقف سازه برای زلزله: الف) کوبه، ب) الاسترو و ج) تفت

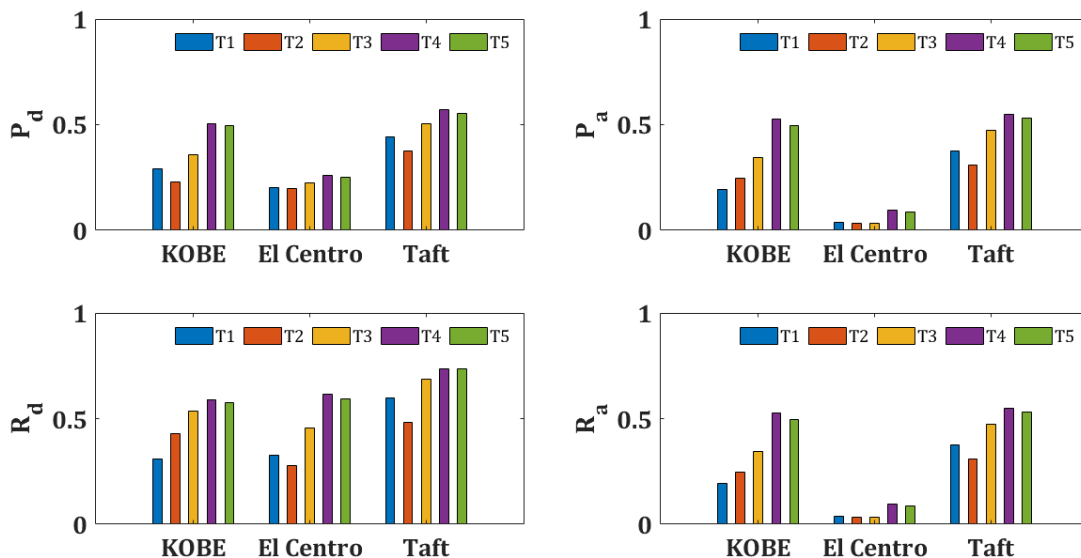
#### ۳-۴- کارایی میراگرها

برای بررسی کمی و کیفی بهتر عملکرد هر کدام از میراگرها در این تحقیق، ضریب کارایی میراگرها، برای هر سه رکورد مورد نظر در جدول (۶) و شکل (۸) ارائه شده است. طبق جدول (۶) و شکل (۸)، بهترین عملکرد برای کاهش پاسخ حداکثر جابه‌جایی سقف سازه به ترتیب برای میراگرهای T4، T3، T5، T1 و T2 می‌باشد. بهترین عملکرد برای کاهش پاسخ حداکثر شتاب سقف سازه به ترتیب برای میراگرهای T4، T5، T1، T3 و T2 هستند.

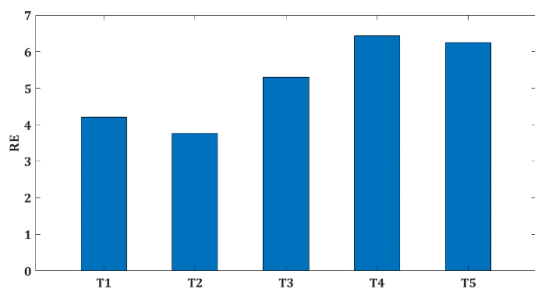
همچنین بهترین عملکرد برای کاهش ریشه میانگین مربعات جابه‌جایی سقف و شتاب سازه نیز به ترتیب برای میراگرهای T4، T5، T3، T1 و T2 می‌باشد.

جدول ۶- ضرایب کارایی میراگرها

نام میراگر	کوبه				الاسترو				تفت			
	(%) R <sub>a</sub>	(%) R <sub>d</sub>	(%) P <sub>a</sub>	(%) P <sub>d</sub>	(%) R <sub>a</sub>	(%) R <sub>d</sub>	(%) P <sub>a</sub>	(%) P <sub>d</sub>	(%) R <sub>a</sub>	(%) R <sub>d</sub>	(%) P <sub>a</sub>	(%) P <sub>d</sub>
T1	۳۱/۵۱	۳۱/۱۱	۱۹/۱۶	۱۱/۲۹	۳۲/۹۵	۳۲/۷۱	۳/۵۹	۱۸/۳۰	۵۹/۵۰	۵۹/۶۰	۳۷/۳۹	۴۴/۱۴
T2	۲۷/۴۵	۲۸/۲۷	۱۹/۶۶	۱۱/۴۸	۲۷/۱۵	۲۷/۸۸	۳/۳۸	۱۷/۹۲	۴۷/۹۷	۴۸/۲۴	۳۰/۸۱	۳۷/۶۲
T3	۵۵/۲۲	۵۳/۵۲	۳۴/۵۴	۳۵/۸۶	۴۴/۹۰	۴۵/۶۹	۳/۴۰	۲۰/۲۴	۶۸/۳۵	۶۸/۴۷	۴۷/۴۰	۵۰/۴۸
T4	۶۲/۵۲	۵۹/۰۳	۵۲/۵۱	۵۰/۲۴	۶۰/۳۵	۶۱/۷۳	۹/۶۰	۲۴/۰۲	۷۵/۶۳	۷۳/۵۴	۵۵/۰۳	۵۶/۴۵
T5	۵۸/۲۴	۵۹/۰۳	۵۲/۰۷	۴۹/۸۱	۵۹/۱۵	۶۰/۴۹	۸/۹۹	۲۵/۵۶	۷۵/۴۴	۷۳/۷۲	۵۴/۰۸	۵۶/۰۸



شکل ۸- ضرایب کارایی میراگرها



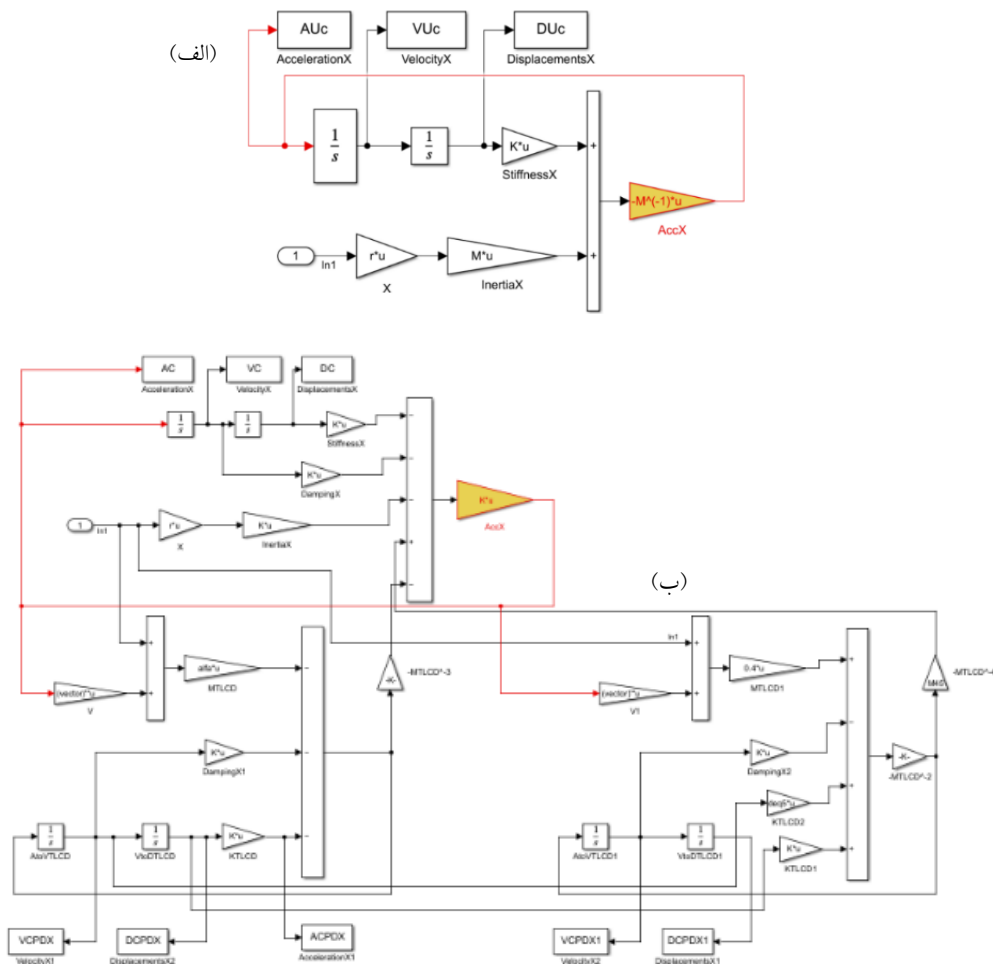
شکل ۹- ضرایب کلی کارایی میراگرها

همان‌طور که قبلاً اشاره شد، برای تحلیل عددی پاسخ سازه مجهز به میراگرهای TLCD، از برنامه رایانه‌ای متلب و مدول سیمولینک استفاده شد. روش تحلیلی استفاده شده برای حل معادلات دینامیکی حرکت سیستم در سیمولینک متلب، رانگ کوتای مرتبه ۴ بود که در شکل (۱۰) نشان داده شده است.

با بررسی دقیق جدول (۶) و شکل (۸) مشاهده می‌شود که رفتار برخی میراگرها مانند TLCD و VTLCD برای زلزله‌ها کمی متفاوت است. لذا برای کنترل نهایی عملکرد این میراگرها بر روی رفتار لرزه‌ای سازه، برای یک میراگر، این چهار ضریب کارایی با لحاظ همه رکوردهای زلزله مورد نظر، با هم جمع شده و با عنوان ضریب کارایی کلی که به صورت رابطه زیر تعریف می‌شود، در نمودار شکل (۹) برای هر پنج میراگر ترسیم می‌گردد.

$$RE = W_1 [P_d(Kobe) + P_a(Kobe) + R_d(Kobe) + R_a(Kobe)] + W_2 [P_d(Elcentro) + P_a(Elcentro) + R_d(Elcentro) + R_a(Elcentro)] + W_3 [P_d(taft) + P_a(taft) + R_d(taft) + R_a(taft)] \quad (6)$$

که در رابطه بالا، (RE) حاصل جمع ضرایب کارایی هر یک از میراگرها برای جابه‌جایی حداکثر پاسخ، (Pd) جابه‌جایی، (Pa) شتاب و همچنین RMS جابه‌جایی (Rd) و شتاب سقف سازه (Ra) تحت هر سه رکورد زلزله کوبه، ال‌سنتر و تفت می‌باشد. همچنین (Wi)ها (i=1, 2, 3) اوزان مربوط به زلزله‌ها است که بسته به سلیقه طراح (بزرگی، نوع گسل و ...) می‌تواند متغیر باشد. در این تحقیق مقادیر وزن‌ها برابر با یک فرض شده است.



شکل ۱۰- مدل سیمولینک الف) ارتعاش سازه بدون میراگر و ب) ارتعاش سازه با میراگر

## ۵- نتیجه گیری

در این تحقیق عملکرد انواع میراگرهای ستون مایع تنظیم شده در حالت غیرفعال برای کاهش پاسخ سازه مورد بررسی قرار گرفت. برای بررسی صحت روش عددی مورد استفاده در این مقاله که با استفاده از نرم افزار مدول سیمولینک متلب بود، از نتایج تجربی تحقیق ژو و همکاران استفاده شد، که نتایج حاصل بیانگر درستی روش مورد استفاده بود (شکل ۵) و جدول (۴)). این میراگرها به طور جداگانه بر روی مدل سازه تعریف شده در بخش ۴ نصب شدند و مجموعه‌ای از تحلیل‌های عددی برای مطالعه رفتار لرزای آنها تحت زلزله‌های کوبه، ال‌سترو و تفت انجام شد.

تاریخچه زمانی پاسخ جابه‌جایی و شتاب سازه با و بدون میراگرها به صورت کیفی در شکل‌های (۶) و (۷)، و کارایی میراگرها هم به صورت کمی و کیفی در جدول (۶) و شکل (۸) ارائه گردید. همان‌طور که مشاهده شد، طبق شکل‌های (۶) الی (۸)، میراگرهای TLCGD، TLCBD و LCVA بهترین عملکرد و

میراگر TLCD و V-TLCD کم‌ترین عملکرد برای کاهش پاسخ سازه را از خود نشان دادند.

با بررسی دقیق شکل (۸) مشاهده شد که برخی از میراگرها مانند TLCD و VTLCD رفتارها و کارایی متفاوتی در برابر زلزله‌ها از خود نشان دادند لذا برای کنترل این موضوع از یک ضریب با عنوان ضریب کارایی کلی که بیانگر تأثیر تمامی رکوردها و هر چهار ضریب رابطه (۵) بود، استفاده شد؛ که در رابطه (۶) این ضریب ارائه شده است. همچنین شکل (۸) نشان می‌دهد کارایی میراگر برای زلزله‌های حوزه دور بهتر از حوزه نزدیک است.

ضریب RE در شکل (۹) برای هر پنج میراگر ترسیم شد. مطابق شکل (۹)، بهترین عملکرد کنترلی میراگر ستون مایع تنظیم شده به ترتیب مربوط به میراگرهای T1, T3, T5, T4 و T2 بود که قبلاً در شکل‌های (۶) و (۷) نیز مشاهده شد. طبق شکل (۹)، کارایی کلی برای میراگرهای TLCD، در حدود ۴/۲۱؛ در VTLCD در حدود ۳/۷۷؛ در LCVA در حدود ۵/۳؛ در TLCBD در حدود ۶/۴۳ و TLCGD در حدود ۶/۳۵ محاسبه شد. لذا طبق

محاسبات، میراگرهای TLCBD, TLCGD و LCVA بهترین عملکرد را از خود نشان دادند. دلیل برتری میراگر TLCBD وجود گوی داخل میراگر است که با ایجاد نیروی اینرسی، میرایی و الاستیک مضاعف سبب بهبود پاسخ‌ها می‌شود. برای میراگر TLCGD نیز وجود فشار مضاعف در دو انتهای اعضای قائم، سبب انعطاف‌پذیری طراحی میراگر برای فرکانس‌های مختلف و نیز افزایش سختی سیستم از طریق فشار گاز می‌شود. موضوع مهم‌تر این است که اصلی‌ترین عیب این نوع میراگرها، محدودیت فرکانسی آن‌ها بین صفر الی ۰/۵ هرتز می‌باشد که با لحاظ این مسئله و همچنین محدودیت‌های معماری در سازه، میراگرهای LCVA و TLCGD می‌تواند پیشنهاد شود. اما نکته مهم‌تر اجرای ساده و هزینه ساخت این میراگرها نیز می‌باشد. در میراگر TLCBD نیاز به تعبیه یک گوی فولادی در داخل بخش افقی لوله است. به دلیل استمرار حضور این گوی در محیط آبی داخل لوله که منجر به زنگ‌زدگی و خوردگی این گوی می‌شود، و همچنین عدم دسترسی به گوی جهت انجام بازرسی و سرویس‌دهی به آن به هنگام بهره‌برداری، امکان خرابی و تغییر خصوصیات مکانیکی آن وجود دارد. همچنین ممکن است در اثر ارتعاشات شدید و نیز تغییر شکل اعضای میراگر، گوی به اعضای قائم میراگر برخورد کرده و سبب آسیب به اعضای میراگر و سازه اصلی شود. لذا میراگر TLCBD متحمل هزینه‌های بالایی می‌شود. البته با ایجاد پوشش بر روی گوی (Coating) می‌توان این مشکل را حل نمود. همچنین برای میراگر TLCGD نیز لازم است دو انتهای قائم میراگر بسته و تحت فشار قرار گیرد، که این موضوع مستلزم هزینه و بازرسی‌های دوره‌ای خاص (ایجاد پوشش (Coating) خاص در محل اتصالات) برای کنترل عدم نشستی و ... اعضای قائم میراگر می‌باشد. لذا از بین این سه میراگر، ظاهراً میراگر LCVA به دلیل سادگی و انعطاف‌پذیری خوب خود در برابر محدوده‌های فرکانسی متعدد سازه و نیز ملاحظات خاص معماری سازه، گزینه بسیار مناسبی برای به‌کارگیری این نوع میراگر است.

- future", *Journal of Engineering Mechanics*, 123(9), pp.897-971.
- [13] Alhasan, A.A., Vafaei, M., and C Alih, S. (2022), "Viscoelastic dampers for protection of structures against seismic actions", *Innovative Infrastructure Solutions*, 7(5), p.309.
- [14] Aghlara, R., and Tahir, M.M. (2018), A passive metallic damper with replaceable steel bar components for earthquake protection of structures", *Engineering Structures*, 159, pp.185-197.
- [15] Jarrah, M., Khezzzadeh, H., Mofid, M., and Jafari, K. (2019), "Experimental and numerical evaluation of piston metallic damper (PMD)", *Journal of Constructional Steel Research*, 154, pp.99-109.
- [16] Del Gobbo, G.M., Williams, M.S., and Blakeborough, A. (2018), "Comparing fluid viscous damper placement methods considering total-building seismic performance", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 47(14), pp.2864-2886.
- [17] Zhong, J., Hu, Z., Yuan, W., and Chen, L. (2018), "System-based probabilistic optimization of fluid viscous dampers equipped in cable-stayed bridges", *Advances in Structural Engineering*, 21(12), pp.1815-1825.
- [18] Barzegar, V., Laflamme, S., Downey, A., Li, M., and Hu, C. (2020), "Numerical evaluation of a novel passive variable friction damper for vibration mitigation", *Engineering Structures*, 220, p.110920.
- [19] Bekdaş, G., and Nigdeli, S.M. (2011), "Estimating optimum parameters of tuned mass dampers using harmony search", *Engineering Structures*, 33(9), pp.2716-2723.
- [20] Hoang, N., Fujino, Y., and Warnitchai, P. (2008), "Optimal tuned mass damper for seismic applications and practical design formulas", *Engineering Structures*, 30(3), pp.707-715.
- [21] Rana, R., and Soong, T.T. (1998), "Parametric study and simplified design of tuned mass dampers", *Engineering Structures*, 20(3), pp.193-204.
- [22] Xu, S., Fang, G., Zhang, M., Øiseth, O., Zhao, L., and Ge, Y. (2023), "Optimization of tuned mass dampers for multiple mode vortex-induced vibration mitigation in flexible structures: An application to multi-span continuous bridge", *Mechanical Systems and Signal Processing*, 205, p.110857.
- [23] Gavgani, S.A.M., Jalali, H.H., and Farzam, M.F. (2021), "Semi-active control of jacket platforms under wave loads considering fluid-structure interaction", *Applied Ocean Research*, 117, p.102939.
- [1] Altay, O., and Klinkel, S. (2018), "A semi-active tuned liquid column damper for lateral vibration control of high-rise structures: theory and experimental verification", *Structural Control and Health Monitoring*, 25(12), p.e2270.
- [2] Wang, W., and Wang, X. (2023), "Seismic behaviour of structures under long-duration ground motions: A review", In *Structures*, Vol. 54, pp.1224-1236
- [3] López-Castañeda, A.S., Reinoso, E., and Martín del Campo, J.O. (2022), "Influence of site-specific strong-motion duration on structural performance", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 20(13), pp.7047-7075.
- [4] Cimellaro, G.P., Marasco, S., Cimellaro, G.P., and Marasco, S. (2018), "Tuned-mass dampers", *Introduction to Dynamics of Structures and Earthquake Engineering*, pp.421-438.
- [5] Bosco, M., and Tirca, L. (2023), "A novel design criterion for I-shape beams of steel MRF buildings in subduction-zone earthquake-prone areas", In *Structures*, Vol. 48, pp. 2098-2115.
- [6] Makris, N. (2019), "Seismic isolation: Early history", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 48(2), pp.269-283.
- [7] Yang, T.Y., Xu, H.C. and Tobber, L. (2020), "Mechanism and experimental validation of innovative self-centering conical friction damper", *Structural Control and Health Monitoring*, 27(10), p.e2609.
- [8] Xu, Z.D., Gai, P.P., Zhao, H.Y., Huang, X.H., and Lu, L.Y. (2017), "Experimental and theoretical study on a building structure controlled by multi-dimensional earthquake isolation and mitigation devices", *Nonlinear Dynamics*, 89, pp.723-740.
- [9] Kareem, A., Kijewski, T., and Tamura, Y. (1999), "Mitigation of motions of tall buildings with specific examples of recent applications", *Wind and Structures*, 2(3), pp.201-251.
- [10] Constantinou, M.C., Soong, T.T., and Dargush, G.F. (1998), "Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit", *MCEER*.
- [11] Elias, S., and Matsagar, V. (2017), "Research developments in vibration control of structures using passive tuned mass dampers", *Annual Reviews in Control*, 44, pp.129-156.
- [12] Housner, G., Bergman, L.A., Caughey, T.K., Chassiakos, A.G., Claus, R.O., Masri, S.F., Skelton, R.E., Soong, T.T., Spencer, B.F., and Yao, J.T. (1997), "Structural control: past, present, and

- [36] Sayar, B.A., and Baumgarten, J.R. (1982), "Linear and nonlinear analysis of fluid slosh dampers", AIAA Journal, 20(11), pp.1534-1538.
- [37] Rozas, L., Boroschek, R.L., Tamburrino, A., and Rojas, M. (2016), "A bidirectional tuned liquid column damper for reducing the seismic response of buildings", Structural Control and Health Monitoring, 23(4), pp.621-640.
- [38] Mendes, M.V., Ribeiro, P.M.V., and Pedrosa, L.J. (2019), "Effects of soil-structure interaction in seismic analysis of buildings with multiple pressurized tuned liquid column dampers", Latin American Journal of Solids and Structures, 16, p.e225..
- [39] Shah, M.U., and Usman, M. (2022), "An experimental study of tuned liquid column damper controlled multi-degree of freedom structure subject to harmonic and seismic excitations", Plos one, 17(6), p.e0269910.
- [40] Pandey, D.K., Mishra, S.K., and Chakraborty, S. (2022), "A tuned liquid mass damper implemented in a deep liquid storage tank for seismic vibration control of short period structures", The Structural Design of Tall and Special Buildings, 31(8), p.e1928.
- [41] Aydemir, M.C., Damcı, E., Taşkın, Y., and Şekerci, Ç. (2024), "Comparison of the Dynamic Characteristics of Tuned Liquid Column Dampers with Different Elbow Forms", Turkish Journal of Civil Engineering, 35(6).
- [42] Ashasi Sorkhabi, A., Qiu, B., and Mercan, O. (2024), "Investigating Large-Scale Tuned Liquid Dampers through Real-Time Hybrid Simulations", Buildings, 14(7), p.2017.
- [43] Ding, H., Zhang, J., and Wang, J.T. (2025), "Generalized Mathematical Modeling of Tuned Liquid Column Dampers Under Varying Excitation Amplitudes", Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
- [44] Saoka, Y., Sakai, F., Takaeda, S., and Tamaki, T. (1988), "On the suppression of vibrations by tuned liquid column dampers", In Annual Meeting of JSCE. Japan Society of Civil Engineers Tokyo, Japan.
- [45] Sakai, F. (1989), "Tuned liquid column damper-new type device for suppression of building vibration", In Proceedings of International Conference on High-rise Buildings, pp.926-931.
- [46] Gao, H., Kwok, K.C.S., and Samali, B. (1997), "Optimization of tuned liquid column dampers", Engineering Structures, 19(6), pp.476-486.
- [24] Sardar, R., and Chakraborty, S. (2022), "Wave vibration control of jacket platform by tuned liquid dampers", Ocean Engineering, 247, p.110721.
- [25] Mohasel, M.H., Mostafa Gharabaghi, A.R., and Chenaghloou, M.R. (2023), "Presenting an Optimal Design Procedure for a Variety of TLCs to Improve the Seismic Response of Offshore Platforms", Computational Engineering and Physical Modeling, 6(3), pp.1-26.
- [26] Leng, D., Lv, P., Zhu, Z., Li, Y., and Liu, G. (2024), "Experimental study on semi-active magnetorheological elastomer based isolation system for offshore platform using wave tank", Ocean Engineering, 292, p.116467.
- [27] Mohasel, M., Mostafa Gharabaghi, A.R., and Chenaghloou, M.R. (2024), "Comparative Analysis of Distorted Froudean and Equivalent Single Degree of Freedom Models in Offshore Jacket Platform Seismic Simulation", International Journal Of Coastal, Offshore And Environmental Engineering (ijcoe).
- [28] Ding, H., Ma, R., Wang, J., Bi, K., Fang, X., and Song, J. (2025), "Using tuned liquid column dampers (TLCs) for heave motion mitigation of very large floating structures (VLFSs)", Ocean Engineering, 321, p.120391.
- [29] Mohasel, M.H., Mostafa Gharabaghi, A.R., and Chenaghloou, M.R. (2023), "Presenting an Optimal Design Procedure for a Variety of TLCs to Improve the Seismic Response of Offshore Platforms", Computational Engineering and Physical Modeling, 6(3), pp.1-26.
- [30] Bauer, H.F. (1984), "Oscillations of immiscible liquids in a rectangular container: a new damper for excited structures", Journal of Sound and Vibration, 93(1), pp.117-133.
- [31] Carrier, G.F., and Miles, J.W. (1960), "On the annular damper for a freely precessing gyroscope".
- [32] Vern, S., Shrimali, M.K., Bharti, S.D., and Datta, T.K. (2022), "Optimum Seismic Control and Safety Measures in Liquid Storage Tanks by the Amalgamation of Different Passive Control Devices", Journal of Performance of Constructed Facilities, 36(3), p.04022026.
- [33] Sayar, B.A., and Baumgarten, J.R. (1981), "Pendulum analogy for nonlinear fluid oscillations in spherical containers".
- [34] Lee, S.C. and Reddy, D.V., 1982. Frequency tuning of offshore platforms by liquid sloshing. Applied ocean research, 4(4), pp.226-231.
- [35] El-Sherif, F.S., Farghaly, S.H., Farghaly, M.H., and El-Mandy, T.H. (1985), "Analysis of fluid sloshing in tanks for vibration control", In International Conference on Aerospace Sciences and Aviation

- [47] Al-Saif, K.A., Aldakkan, K.A., and Foda, M.A. (2011), "Modified liquid column damper for vibration control of structures", International Journal of Mechanical Sciences, 53(7), pp.505-512.
- [48] Reiterer, M., and Ziegler, F. (2006), "Control of pedestrian-induced vibrations of long-span bridges", Structural Control and Health Monitoring: The Official Journal of the International Association for Structural Control and Monitoring and of the European Association for the Control of Structures, 13(6), pp.1003-1027.
- [49] Wang, L., Bergua, R., Robertson, A., Wright, A., Zalkind, D., Fowler, M., Lenfest, E., Viselli, A., Goupee, A., and Kimball, R. (2024), "Experimental investigation of advanced turbine control strategies and load-mitigation measures with a model-scale floating offshore wind turbine system", Applied Energy, 355, p.122343.
- [50] Den Hartog, J.P. (1985), "Mechanical vibrations.", Courier Corporation.
- [51] Watkins, R.D. (1991), "Tests on various arrangements of liquid column vibration absorbers", NASA STI/Recon Technical Report N, 92, p.26506.
- [52] Hokmabady, H., Mohammadyzadeh, S., and Mojtahedi, A. (2019), "Suppressing structural vibration of a jacket-type platform employing a novel Magneto-Rheological Tuned Liquid Column Gas Damper (MR-TLCGD)", Ocean Engineering, 180, pp.60-70.
- [53] Zhu, F., Wang, J.T., Jin, F., and Lu, L.Q. (2016), "Seismic performance of tuned liquid column dampers for structural control using real-time hybrid simulation", Journal of Earthquake Engineering, 20(8), pp.1370-1390.



# بررسی تأثیر میراگر سوپر الاستیک بر رفتار میراگر زانویی دو طرفه

معین رضاپور<sup>۱</sup> و مهدی قاسمیه<sup>۲\*</sup>

۱- دانش آموزخته دکتری دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران

۲- استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران

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

## چکیده

آلیاژهای حافظه دار شکلی به عنوان مواد نوین، به دلیل رفتار ویژه‌ای که دارند، توجه بسیاری از مهندسان را به خود جلب کرده‌اند. یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های این مواد، رفتار فوق‌الاستیک آن‌ها است. این رفتار موجب بازگشت دوباره آلیاژ به فرم اولیه خود پس از تغییر شکل قابل توجه می‌شود. در این نوع رفتار، آلیاژهای حافظه دار می‌توانند مقادیر قابل توجهی از انرژی را نیز در حین بازگشت به حالت اولیه خود اتلاف کنند. در این تحقیق، از آلیاژ فوق‌الاستیک نایتینول برای بهبود عملکرد دمپرهای زانو استفاده شده است. برای این منظور، یک چارچوب با دمپر زانو به عنوان مدل مرجع انتخاب و با استفاده از نرم‌افزار عددی آباکوس مدل‌سازی و اعتبارسنجی شد. پس از تأیید رفتار درست مدل عددی، دمپر SMA به صورت عمود بر دمپر زانو و در فاصله بین دمپر زانو و اتصال تیر به ستون نصب گردید. در این مقاله، دو پارامتر سطح مقطع و طول دمپر SMA بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد که افزایش طول SMA موجب افزایش مقاومت سیستم می‌شود. همچنین با افزایش سطح مقطع دمپر SMA، تأثیر طول آن بر مقاومت سیستم بیش‌تر می‌گردد. افزایش سطح مقطع میراگر SMA همچنین به‌طور چشمگیری، خاصیت مرکزگرایی سیستم را افزایش می‌دهد. به علاوه، به دلیل مرکزگرایی قابل توجه، مقدار اتلاف انرژی سیستم نسبت به مدل مرجع کاهش می‌یابد. میزان اتلاف انرژی وابسته به طول و سطح مقطع دمپر SMA است. به طوری که طول بیش‌تر SMA به معنای اتلاف انرژی بیش‌تر و سطح مقطع بیش‌تر به معنای اتلاف انرژی کم‌تر در سیستم می‌باشد.

## واژگان کلیدی

میراگر زانویی، میراگر فوق‌الاستیک، آلیاژ حافظه دار شکلی، اتلاف انرژی

## Examining the impact of superelastic dampers on the behavior of double-sided knee braces

M. Rezapour, M. Ghassemieh

### Abstract

Shape Memory Alloys (SMAs) as novel materials have attracted significant attention from engineers due to their unique behavior. One of the most important characteristics of these materials is their superelastic behavior, which allows them to return to their original shape after considerable deformation. In this type of behavior, shape memory alloys can also dissipate significant amounts of energy while returning to their initial state. In this research, superelastic Nitinol alloy is used to enhance the performance of knee dampers. To this end, a frame with knee dampers was selected as the reference model and was modeled and validated using the numerical software Abaqus. After confirming the correct behavior of the numerical model, the SMA damper was installed perpendicularly to the knee damper and in the space between the knee damper and the connection of the beam to the column. This paper examines two parameters: the cross-section and the length of the SMA damper. The results indicate that increasing the length of the SMA increases the system's resistance, and the impact of the SMA length on the system resistance becomes more pronounced with an increase in the cross-section of the SMA damper. Additionally, the increase in the cross-section of the SMA damper significantly enhances the system's recovery. Furthermore, due to the considerable recovery that the SMA damper provides in the structure, the amount of energy dissipation in the system is reduced compared to the reference model. The amount of energy dissipation is dependent on the length and cross-section of the SMA damper, such that a longer SMA leads to greater energy dissipation and a smaller cross-section results in less energy dissipation in the system.

### Keywords

Knee Damper, Superelastic Damper, Shape Memory Alloy, Energy Dissipation

## ۱- مقدمه

به دلیل اجتناب ناپذیری زلزله‌ها و خسارت‌های فراوان جانی و مالی ناشی از آن‌ها، یافتن راه‌حلی مناسب برای مهار این پدیده طبیعی ضروری است. استفاده از مصالح با کیفیت بالا، مانند میلگرد و تیر آهن، تأثیرگذار است، اما به تنهایی کافی نیست. از آنجایی که جلوگیری از وقوع زلزله ممکن نیست، ایمن‌سازی ساختمان‌های موجود در برابر این پدیده طبیعی امری اجتناب‌ناپذیر است. بنابراین، ضرورت دارد که روش‌های متنوعی برای بهسازی ساختمان‌ها با توجه به شرایط موجود ارائه شود.

وظیفه اصلی یک سازه به‌طور کلی، تحمل بارهای مؤثر بر آن و انتقال این بارها به پی سازه است. انرژی وارد شده به سازه باید از طریق یک مکانیزم مناسب به زمین منتقل شود یا مستهلک گردد. مهندسان راهکارهای متعددی برای بهسازی رفتار سازه معرفی کرده‌اند، اما در میان این راهکارها، میراگرها از جایگاه ویژه‌ای برخوردارند. اتلاف انرژی در یک سازه معمولاً در محدوده رفتار غیرخطی آن حاصل می‌شود و اساس رفتار یک میراگر نیز مبتنی بر این پدیده است.

در بین انواع میراگرها، میراگر زانویی وجود دارد که با استفاده از تغییر شکل پلاستیک، انرژی را مستهلک می‌کند. این المان به یک بادبند متصل است و این بادبند در طول بارگذاری الاستیک باقی می‌ماند. عمده تغییر شکل‌های غیرخطی و آسیب‌های وارد بر سازه، در ناحیه زانویی متمرکز می‌شود. از این رو، بهبود رفتار این میراگر بسیار حائز اهمیت است.

آلیاژهای حافظه‌دار شکلی<sup>۱</sup>، انواعی از مواد هوشمند هستند که می‌توانند شکل اولیه خود را پس از تغییر شکل به‌دست آورند، به شرط این که دما به مقدار خاصی برسد [۱]. این آلیاژها معمولاً از ترکیب دو یا چند فلز، مانند نیکل و تیتانیوم، تشکیل شده‌اند. در اثر تغییرات دما، این مواد می‌توانند بین دو فاز مختلف برای تغییر شکل و عملکرد در کاربردهای متنوع، از جمله تجهیزات پزشکی (مانند استنت‌ها)، موتورها و سیستم‌های خودکار، جابه‌جا شوند. به‌عنوان مثال، در دماهای پایین‌تر، آلیاژ ممکن است فرم قابل انعطاف‌تری داشته باشد، در حالی که با افزایش دما و انتقال به فاز جدید، به شکل ثابت و محکم خود بازمی‌گردد. این ویژگی‌ها آلیاژهای حافظه‌دار شکلی را به گزینه‌های جذابی برای کاربردهای مهندسی و علمی تبدیل کرده است.

آلیاژهای حافظه‌دار شکلی (SMA) به‌طور گسترده در میراگرها به‌کار می‌روند تا انرژی لرزه‌ای را در سازه‌ها به‌طور مؤثری مستهلک نمایند. این مواد می‌توانند با تغییر دما به شکل اولیه خود بازگردند و در نتیجه در میراگرهای فعال، به‌ویژه در مواجهه با بارهای دینامیکی نظیر زلزله، عمل کنند. با توانایی کاهش خسارت‌ها و مقاومت در برابر ارتعاشات مکرر، میراگرهای مبتنی بر آلیاژهای حافظه‌دار به افزایش استحکام و عمر سازه‌ها کمک می‌کنند و می‌توانند به‌عنوان یک راه‌حل مؤثر در بهسازی لرزه‌ای به کار گرفته شوند.

به دلیل این مزایا، این مواد توجه محققان را برای کاربرد در سازه‌های مهندسی عمران جلب کرده‌اند. بنابراین، مطالعات زیادی با استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار شکلی برای بهبود رفتار غیرخطی سازه‌ها انجام شده است. آندراوز<sup>۲</sup> و دسرچس<sup>۳</sup> پتانسیل کاربرد یک ماده فوق‌کشسان را در پل‌های بتن مسلح چنددهان‌های بررسی کردند و قابلیت SMA را به‌عنوان یک مهارکننده برای پل‌ها نشان دادند [۲]. آن‌ها همچنین اثرات دما بر عملکرد مهارکننده‌های SMA را مطالعه کردند [۳ و ۴].

ژانگ<sup>۴</sup> و همکاران در پژوهشی توسعه و ارزیابی عملکرد یک سیستم جداکننده چندمرحله‌ای از نوع یاتاقان‌های لغزشی صاف با کنترل‌کننده‌های SMA را بررسی کردند. این سیستم برای کاهش تغییر شکل و جلوگیری از آسیب‌های ناشی از هم‌ضربه‌ای در زمان زلزله‌های شدید طراحی شد [۵].

چن<sup>۵</sup> و همکاران در پژوهشی یک نوع جدید از دمپر مرکزگرا را ارائه دادند که از میله‌های آلیاژ حافظه‌دار به همراه مکانیزم اصطکاک متغیر برای رفتار هیستریزس تنظیم‌پذیر و افزایش شکل‌پذیری استفاده می‌شود. این دمپر جدید به‌طور قابل‌توجهی قابلیت شکل‌پذیری و توانایی جذب انرژی را نسبت به دستگاه‌های مرکزگرای موجود با اعضای SMA تحت کشش افزایش می‌دهد [۶].

کیو<sup>۶</sup> و همکاران نوع جدیدی از دمپر مرکزگرا را پیشنهاد کردند که از پیچ‌های آلیاژ حافظه‌دار و مکانیزم سایش متغیر بهره می‌برد. در این تحقیق، رفتار چرخه‌ای این دمپر آزمایش شده و داده‌های تجربی با روش‌های تحلیلی و مدل‌سازی اجزای محدود اعتبارسنجی شده است. نتایج نشان می‌دهد که دمپر مورد نظر

<sup>1</sup> Shape Memory Alloys (SMAs)

<sup>2</sup> Andrawes

<sup>3</sup> DesRoches

<sup>4</sup> Zhang

<sup>5</sup> Chen

<sup>6</sup> Qiu



دارای ظرفیت مرکزگرای عالی و ظرفیت جذب ارتعاش مناسب است [۷].

**میرزایی و همکاران** یک میراگر فوق‌کشسان جدید پیشنهاد کردند و از میراگر پیشنهادی در قاب EBF استفاده کردند. آن‌ها از تحلیل تاریخچه زمانی برای بررسی عملکرد SMA در سازه استفاده نمودند [۸-۱۰].

**آریان و قاسمی** از این ماده در یک پل چندده‌ان‌های استفاده کردند و یک سیستم فوق‌کشسان نوآورانه برای بهسازی پیشنهاد نمودند. آن‌ها همچنین یک روش طراحی پل جدید را پیشنهاد کردند که می‌تواند به‌طور همزمان اثرات تحریکات لرزه‌ای عمودی و افقی را کاهش دهد [۱۱-۱۳].

**عمار عباس و همکاران** رویکرد جدیدی برای بازسازی پل‌های طراحی‌شده قبلی استفاده کردند. آن‌ها پل را به سه ناحیه تقسیم نموده و از SMA نصب‌شده نزدیک به سطح در ناحیه‌ای که احتمال تغییرشکل پلاستیک بیش‌تر بود، استفاده کردند [۱۴].

**فرمانی و قاسمی** نشان دادند که مواد SMA می‌توانند به‌عنوان بولت‌ها و تاندون‌ها در اتصالات فولادی مورد استفاده قرار گیرند. در مطالعات عددی آن‌ها، میزان تغییرشکل‌های دائمی پس از باربرداری کاهش یافته و تقریباً به صفر رسید [۱۵ و ۱۶].

**قاسمی و همکاران** اثربخشی این مواد را بر روی دیوارهای برشی بتن ارزیابی کردند. مطالعات آن‌ها شامل چندین دیوار برشی جامد و متصل بود تا نشان دهد که SMA می‌تواند آسیب به بتن در دیوارها، به‌ویژه در تیرک‌های متصل را کاهش دهد [۱۷ و ۱۸].

**قاسمی و قوامی** به‌منظور بررسی عملکرد مهارهای ساخته‌شده از SMA از تحلیل بار افزون، تاریخچه زمانی و تحلیل دینامیکی فزاینده استفاده کردند [۱۹]. نتایج تحلیل‌های لرزه‌ای نشان داد که کاربرد مهارهای SMA عملکرد سازه را بهبود بخشیده و ظرفیت مرکزگرایی بالایی ایجاد می‌کند؛ به‌گونه‌ای که به شکل قابل‌توجهی جابه‌جایی ماندگار سازه را کاهش می‌دهد.

**صادقی و حسامی** یک تحلیل المان محدود ارائه کردند که در آن SMA به‌عنوان میله‌های دوال در رویه‌های بتنی مفصلی استفاده شد و از خاصیت مقاومت خستگی SMA بهره بردند [۲۰].

**علام<sup>۱</sup> و همکاران** آسیب‌پذیری لرزه‌ای یک پل بزرگراهی پیوسته چنددهانه‌ای را با استفاده از بلبرینگ‌های لاستیکی و مهارکننده SMA ارزیابی نمودند [۲۱-۲۴].

**دزفولی و همکاران** از سیم‌های فوق‌کشسان SMA در سیستم ایزولاسیون پایه پل برای بهبود رفتار لرزه‌ای سازه استفاده کردند.

آن‌ها نشان دادند که SMA می‌تواند به‌طور قابل‌توجهی عملکرد لرزه‌ای پایه‌ها را با کاهش برش پایه بهبود بخشد [۲۵].

در این پژوهش، تأثیر آلیاژهای حافظه‌دار شکلی بر بهبود رفتار میراگر زانوئی مورد بررسی قرار می‌گیرد. به این منظور، یک سیستم زانوئی تجربی در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس مدل‌سازی و اعتبارسنجی می‌شود و آلیاژهای SMA با طول‌های متفاوت در آن جایگذاری می‌گردند. سیستم‌های پیشنهادی تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار می‌گیرند و رفتار آن‌ها با یکدیگر مقایسه می‌شود.

## ۲- آلیاژ حافظه‌دار شکلی

آلیاژهای حافظه‌دار شکلی برای نخستین بار در اوایل دهه ۱۹۶۰ میلادی کشف شدند. این آلیاژها به‌دلیل توانایی آن‌ها در بازگشت به فرم اولیه خود پس از تغییرشکل و حرارت‌دهی، توجه بسیاری را جلب کردند. یکی از مشهورترین آلیاژهای حافظه‌دار، آلیاژ نیکل-تیتانیوم (NiTi) است که به‌عنوان "نایتینول" نیز شناخته می‌شود. از آن زمان، SMA در بسیاری از کاربردها از جمله مهندسی عمران، پزشکی و الکترونیک به‌کار گرفته شده و تحقیقات گسترده‌ای در زمینه بهبود خواص و کاربردهای آن انجام شده است [۲۶]. آلیاژهای حافظه‌دار شکلی معمولاً از یک یا چند عنصر اصلی تشکیل می‌شوند که در آن‌ها انتقال فاز قابل‌توجهی در دماهای مختلف رخ می‌دهد. در دماهای پایین، ساختار کریستالی این آلیاژها به‌صورت مارتنزیت<sup>۲</sup> است که ویژگی‌های انعطاف‌پذیری و شکل‌پذیری بالاتری دارد. با افزایش دما، آلیاژ به فاز آستنیت<sup>۳</sup> منتقل می‌شود که ساختاری سخت‌تر و مقاوم‌تر دارد. این تغییرات ساختاری ناشی از جابه‌جایی اتم‌ها در شبکه بلوری است و باعث می‌شود که آلیاژ حافظه‌دار بتواند پس از تغییرشکل به فرم اولیه خود بازگردد [۲۷].

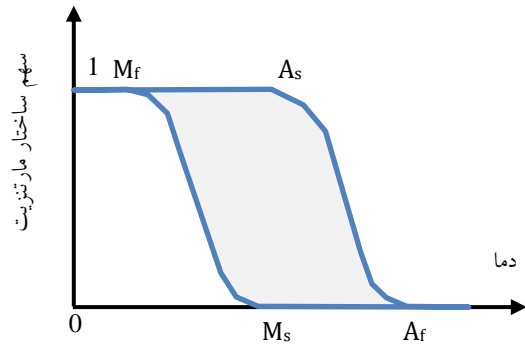
حالت آستنیت در دماهای زیاد و تنش‌های پایین پایدار است در صورتی که حالت مارتنزیت در دماهای پایین و تنش‌های بالا پایدار است [۲۸]. با اعمال بارگذاری‌های حرارتی و مکانیکی این دو فاز می‌توانند به یکدیگر تبدیل شوند. در حالت کلی این ساختارها برای تبدیل به یکدیگر به چهار دمای مشخصه نیاز دارند. مطابق شکل (۱) دماهای مشخصه  $M_s$ ،  $A_s$ ،  $M_f$  و  $M_s$  می‌باشند که به ترتیب دمای آغاز حالت آستنیت، دمای پایان حالت آستنیت، دمای آغاز حالت مارتنزیت و دمای پایان حالت مارتنزیت هستند [۲۹].

<sup>۲</sup> Martensite

<sup>۳</sup> Austenite

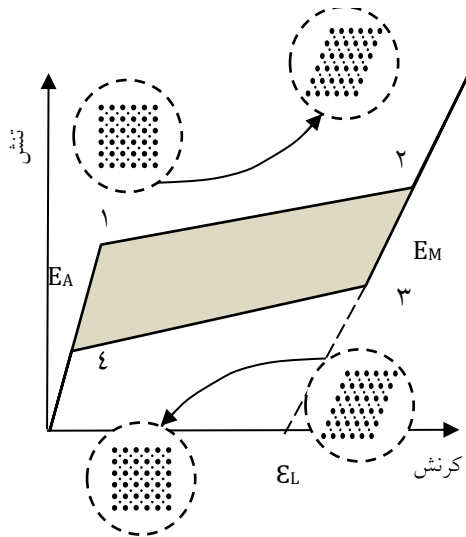
<sup>۱</sup> Alam





شکل ۱- نسبت مارتنزیت در برابر دما در آلیاژ حافظه‌دار شکلی

رفتار سوپرالاستیک زمانی بر آلیاژ حافظه‌دار شکلی حاکم می‌شود که دمای آلیاژ در تنش صفر بالاتر از حد  $A_f$  باشد. در این حالت ساختار اتمی آن آستنیت می‌باشد که مسئول ایجاد رفتار سوپرالاستیک است. شکل (۲) نمودار تنش- کرنش این رفتار را نشان می‌دهد و بر طبق آن هیچ تغییر شکل ماندگاری در آلیاژ باقی نمی‌ماند. این پدیده به سبب ساختار اتمی آستنیت رخ می‌دهد زیرا که این ساختار همواره تمایل دارد به شکل اولیه خود بازگردد. در طی فرآیند بارگذاری و باربرداری ساختار اتمی پیوسته در حال تغییر است. این تغییرات به علت عدم پایداری ساختارهای اتمی در دماها و تنش‌های مختلف می‌باشد [۳۰]. در فاز رفتاری سوپرالاستیک به علت آن که ساختار اتمی آستنیت در تنش‌های بالا ناپایدار است، پس از اعمال مقداری تنش ساختار آلیاژ ناپایدار شده و می‌بایست تبدیل به ساختاری شود که در تنش‌های بالا پایدار باشد. از این رو ساختار اتمی آستنیت در تنش بالا تبدیل به مارتنزیت شده که در طول این تبدیل سختی کاهش می‌یابد (نقطه ۱). پس از اتمام تغییر ساختار، تمام آلیاژ دارای ساختار مارتنزیت شده و سختی آلیاژ افزایش می‌یابد (نقطه ۲). در هنگام باربرداری میزان تنش در SMA کاهش می‌یابد و از آنجا که ساختار اتمی مارتنزیت در تنش‌های پایین ناپایدار است، آلیاژ نیاز به تغییر ساختار اتمی دارد (نقطه ۳). در این هنگام ساختار اتمی آلیاژ به حالت آستنیت تغییر وضعیت می‌دهد (نقطه ۴). به همین علت در فاز رفتار سوپرالاستیک تغییر شکل ماندگاری وجود ندارد و میزان اتلاف انرژی آن نسبت به سایر حالات رفتاری پایین‌تر است [۳۱].



شکل ۲- نمودار رفتار تنش-کرنش سوپرالاستیک [۱۸]

### ۳- میراگر زانویی

میراگر زانویی در مهاربند به‌عنوان یک تقویت‌کننده ساختاری عمل می‌کند که به افزایش استحکام و پایداری سازه‌های فلزی کمک می‌نماید. این عنصر معمولاً در نقاطی از سازه که بارهای جانبی و کششی بالایی وجود دارد، قرار داده می‌شود و به جلوگیری از تغییر شکل و شکست در این مناطق می‌پردازد.

مهم‌ترین مزایای میراگر زانویی شامل کاهش تغییر شکل‌ها در اثر بارهای زلزله و باد و همچنین بهبود رفتار دینامیکی سازه است. با اعمال نیروهای اضافی و توزیع بارها، این میراگرها به کارکرد بهتر و ایمن‌تر سازه کمک می‌کنند [۳۲].

سیستم مهاربندی زانویی به‌عنوان یک سیستم سازه‌ای جدید توسط محققان مورد بررسی قرار گرفته است. هسو<sup>۱</sup> و همکاران به‌طور تجربی عملکرد سیستم مهاربندی زانویی را با استفاده از بارگذاری چرخه‌ای ارزیابی کردند [۳۳].

مفید و همکاران تحقیقات متعددی در مورد رفتار غیرخطی سیستم KBF انجام دادند تا به‌طور تقریبی آن رفتار را پیش‌بینی کنند [۳۴-۳۶].

آنیلو<sup>۲</sup> و همکاران تأثیر استفاده از مهاربند زانویی مختلف را برای بهبود پاسخ سازه‌ای یک قاب از طریق تحلیل دینامیکی غیرخطی مطالعه کردند [۳۷].

به‌منظور رفع مشکلات سیستم مهاربندی معمولی، اوچوا<sup>۳</sup> سیستم جدیدی به نام قاب مهاربندی زانویی تعویض‌پذیر معرفی کرد [۳۸]. در این سیستم انتهای مهاربند به‌جای اتصال به محل تلاقی تیر و ستون، به المان زانویی متصل می‌شود و سختی سازه

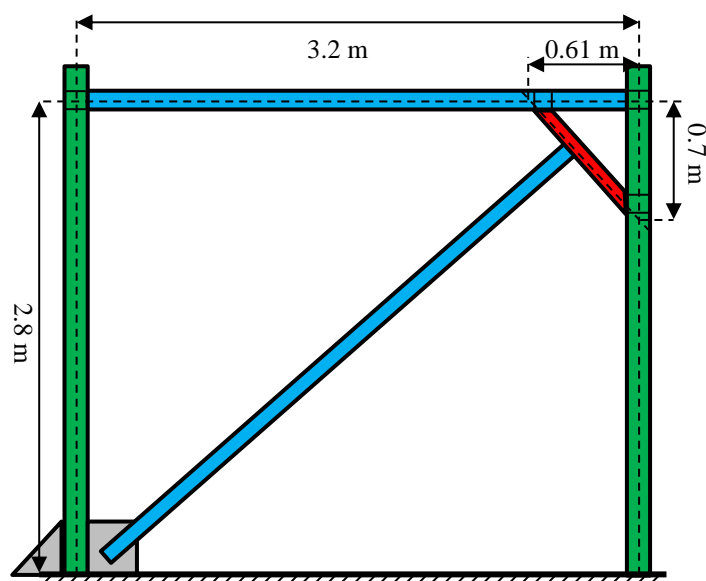
<sup>1</sup> Hsu

<sup>2</sup> Aniello

<sup>3</sup> Ochoa

#### ۴- سیستم مورد مطالعه

بلندرا و همکاران آزمایش‌های متعددی در مقیاس واقعی بر روی سیستم قاب مهاربندی زانویی انجام دادند [۳۹]. این آزمایش‌ها شامل شرایط مختلفی از جمله حالات تسلیم زانویی در خمش یا برش، نوع اتصال مهاربند های قطری به اعضای زانویی و مقاطع مختلف زانویی به کاررفته در قاب بودند. آن‌ها مدل زانویی با رفتار خمشی را تحت آزمایش‌های شبه‌دینامیکی قرار دادند تا پاسخ غیرخطی این قاب مورد بررسی قرار گیرد. در شکل (۳)، مدل آزمایش‌شده توسط بلندرا و همکاران نمایش داده شده است.



شکل ۳- قاب خمشی مجهز به میراگر زانویی طراحی شده توسط بلندرا

جدول ۱- مقاطع در قاب مجهز به میراگر زانویی

مقطع	نام المان
WF125 × 125 × 23.8 kg/m	تیر
WF 100 × 100 × 17.2 kg/m	ستون
C-channels 100 × 50 × 5	مهاربند
SHS 60 × 60 × 4.5 mm	زانویی

تمام عناصر سازه، به جز قسمت زانو، از فولاد با مقاومت تسلیم ۳۵۰ مگاپاسکال ساخته شده‌اند. فولاد استفاده‌شده در دمپر زانو دارای مقاومت تسلیم ۴۱۷ مگاپاسکال است. مدول کشسانی فولاد ۱۹۰ گیگاپاسکال و نسبت پواسون آن ۰/۳ است. استفاده از فولاد با مقاومت‌های تسلیم متفاوت در بخش‌های مختلف سازه

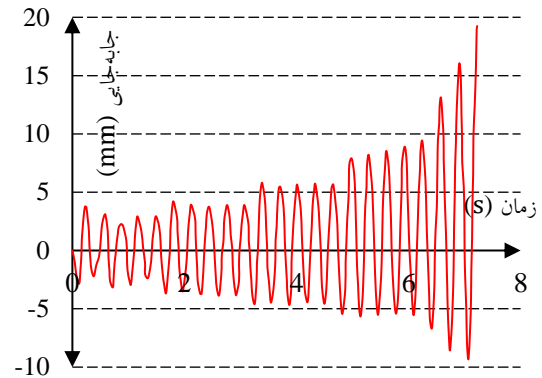
توسط مهاربند قطری و شکل‌پذیری و اتلاف انرژی آن به وسیله المان زانویی فراهم می‌شود. در این سیستم کماتش در مهاربند سبب کاهش توان اتلاف انرژی می‌شود. بدین منظور مهاربند به گونه‌ای طراحی می‌شود که دچار کماتش نشود. از این رو، بلندرا<sup>۱</sup> سیستمی به نام قاب مهاربندی زانویی ارائه کرد. در سیستم جدید ارائه‌شده توسط بلندرا، مهاربند قطری کماتش نمی‌کند و از طرفی سختی جانبی قاب را تأمین می‌نماید. المان زانویی به وسیله تسلیم خمشی، شکل‌پذیری و اتلاف انرژی را فراهم می‌نماید. هنگام دریافت‌های بزرگ، المان زانویی ابتدا تسلیم می‌شود و رفتار مهاربند، خطی باقی می‌ماند [۳۹].

آن‌ها مقاطع تیر و ستون را به گونه‌ای انتخاب کردند که در محدوده بارگذاری تقریباً الاستیک باقی بمانند. ابعاد بادبند نیز به طور دقیق طراحی شد تا نه تنها در طول بارگذاری الاستیک عمل کند، بلکه از کماتش نیز جلوگیری نماید. در محل اتصالات تیر به ستون، سخت‌کننده‌هایی با ضخامت ۲۰ میلی‌متر نصب شده‌اند تا از کماتش جانبی ستون جلوگیری شود. همچنین در محل اتصال زانویی به تیر و ستون نیز از سخت‌کننده‌های با ضخامت مشابه استفاده شده است که به تیر و ستون جوش داده شده‌اند. به علاوه، برای تسهیل تعویض زانویی، از صفحاتی با ضخامت ۱۵ میلی‌متر برای اتصال زانویی به تیر و ستون استفاده شده است. در جدول (۱) مقاطع به کاررفته در سیستم مذکور ارائه شده است.

<sup>1</sup> Balendra

نشان‌دهنده توجه به استحکام و پاسخ‌گویی مناسب سازه به بارهای زلزله است.

در مطالعه بالندرا، بار تحریکی سینوسی به‌منظور شبیه‌سازی نیروهای زلزله اعمال شد. فرکانس تحریکی ۲۰ رادیان بر ثانیه بود. دامنه اولیه تحریکی ۲/۲۵ متر بر مجذور ثانیه بود و بعد از هر پنج دوره، این مقدار ۰/۷۹ متر بر مجذور ثانیه افزایش می‌یابد (شکل ۴)).



شکل ۴- بارگذاری اعمال شده توسط بلندرا [۳۹]

بار سینوسی اعمال شده در مطالعه بالندرا برای شبیه‌سازی نیروهای زلزله امری رایج در تحقیقاتی است که به دنبال ارزیابی رفتار سازه‌ها تحت بارهای دینامیکی هستند. فرکانس و دامنه تحریکی، تعیین‌کننده شدت و نوع پاسخ سازه در برابر زلزله هستند. افزایش تدریجی دامنه تحریکی (۰/۷۹ متر بر مجذور ثانیه بعد از هر پنج دوره) نشان‌دهنده این است که آزمایش به‌گونه‌ای طراحی شده تا بتواند پاسخ سازه را در برابر بارهای فزاینده ارزیابی کند و به این ترتیب، نقاط ضعف یا قوت سازه را شناسایی نماید.

## ۵- مدل‌سازی عددی

روش اجزای محدود (FEM) یک تکنیک عددی برای تحلیل و حل مسائل مهندسی و فیزیکی است که به‌ویژه در حوزه‌هایی مانند مکانیک، دینامیک و تحلیل حرارتی کاربرد دارد. این روش با تقسیم یک ساختار پیچیده به اجزای کوچک‌تر و ساده‌تر (اجزا)، اجازه می‌دهد تا رفتار سیستم تحت بارگذاری‌ها و شرایط مختلف با استفاده از معادلات دیفرانسیل و قوانین فیزیکی مطالعه شود. در مدل‌سازی اجزای این سیستم، از دو نوع المان سالیید<sup>۱</sup> و شل<sup>۲</sup> استفاده شده است.

المان سالیید هشت‌گره‌ای با انتگرال کاهش یافته، یک المان سه‌بعدی است که از هشت گره تشکیل شده و هر گره دارای سه درجه آزادی است. این المان برای شبیه‌سازی رفتار مواد در مسائل پیچیده مورد استفاده قرار می‌گیرد و با استفاده از انتگرال‌گیری کاهش یافته، تعداد نقاط محاسباتی را کاهش می‌دهد تا به افزایش کارایی و کاهش زمان حل مسئله کمک نماید.

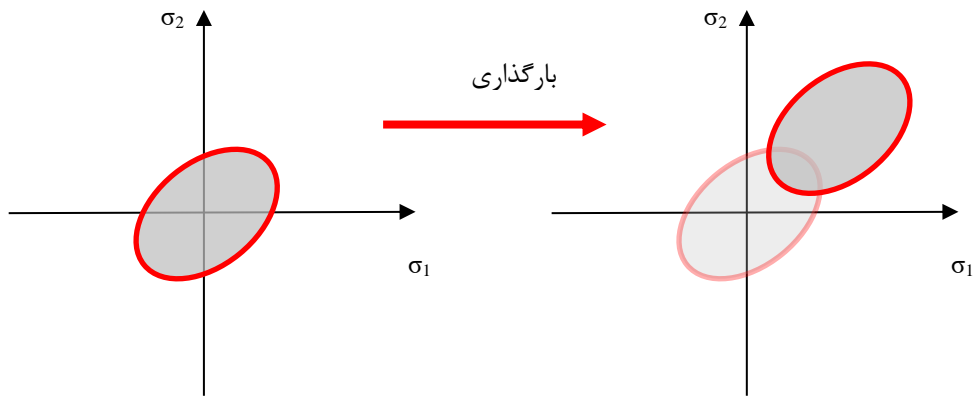
المان شل نوعی المان در روش اجزای محدود است که برای مدل‌سازی ساختارهای سطحی مانند دیواره‌ها، صفحات و پوسته‌ها استفاده می‌شود. این المان معمولاً از چهار یا تعداد بیش‌تری گره تشکیل شده است و می‌تواند رفتار دوبعدی را در سه‌بعدی توصیف کند، با فرض این که ضخامت آن نسبت به سایر ابعاد بسیار کوچک‌تر است. المان‌های شل به‌دلیل ساده‌سازی محاسبات و کاهش زمان پردازش، در تحلیل رفتار سازه‌ها تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی، تغییرشکل‌ها و تنش‌ها به‌کار می‌روند. این المان‌ها می‌توانند به‌خوبی رفتارهای خمشی و کششی را در انواع مختلف سازه‌ها شبیه‌سازی نمایند. تمامی اجزای سازه به‌جز زانویی مورد بررسی، با استفاده از المان‌های شل مدل‌سازی شده‌اند. زانویی لینک برای تحلیل دقیق‌تر تنش‌ها، کرنش‌ها و رفتار پلاستیک آن، با استفاده از المان‌های سالیید که دارای دقت بیش‌تری در محاسبات نسبت به المان‌های شل هستند، شبیه‌سازی شده است.

در این مقاله رفتار تنش-کرنش مصالح فولاد به‌صورت دوخطی که شامل ناحیه ارتجاعی و ناحیه پس از تسلیم است و به‌دلیل بارگذاری چرخه‌ای حاکم بر سیستم، از رفتار کینماتیک<sup>۳</sup> که در این نوع بارگذاری مناسب‌تر است، استفاده شده است. در این روش، مساحت مرز تسلیم تغییر نمی‌کند و تنها مختصات مرکز سطح آن جابه‌جا می‌شود. این ویژگی باعث می‌شود که مدل ما قادر به پیش‌بینی رفتار فولاد در شرایط بارگذاری غیرخطی و پلاستیک باشد.

در شکل (۵) سطح تسلیم فون‌میزس<sup>۴</sup> به تصویر کشیده شده است. با شروع بارگذاری، مکان این سطح تغییر می‌کند درحالی‌که ابعاد آن حفظ می‌شود. این تغییر مکان سطح تسلیم، در واقع نشان‌دهنده تغییرات داخلی ماده در حین بارگذاری و بازگشت به حالت اولیه بعد از باربرداری است. این موضوع اهمیت خاصی در طراحی سازه‌های مقاوم و با دوام دارد، به‌ویژه در سازه‌هایی که تحت بارهای دینامیکی یا بارهای غیرمترقبه قرار دارند.

<sup>3</sup> Kinematic  
<sup>4</sup> Von mises

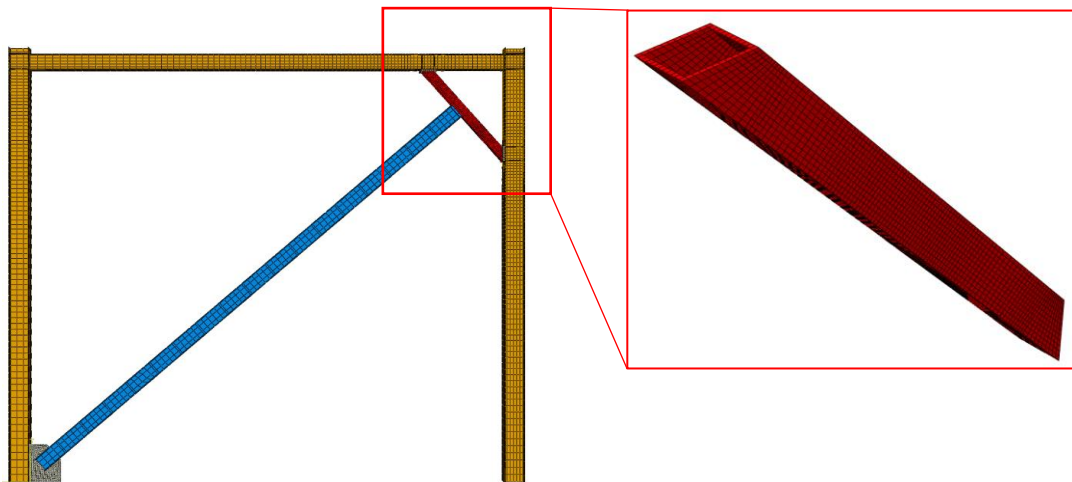
<sup>1</sup> Solid  
<sup>2</sup> Shell



شکل ۵- معیار تسلیم فون میزس در کینماتیک

تعریف شده است، به گونه‌ای که حرکت نسبی گره‌های المان‌ها در سه جهت انتقالی محدود شده است. در قاب مورد مطالعه ابعاد مش در نواحی دور از محل اتصالات قاب به زانویی که تنش قابل توجه و رفتار پلاستیک در آن‌ها شکل نمی‌گیرد، حدود ۴۵ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. با نزدیک شدن به محل اتصالات زانویی ابعاد مش‌بندی به حدود ۲۵ میلی‌متر کاهش پیدا می‌کند؛ مش‌بندی لینک زانویی از ۸ الی ۱۲ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. در شکل (۶) نحوه مش‌بندی قاب و زانویی نشان داده شده است.

تعریف اندرکنش بین تمامی اجزای در تماس با یکدیگر، یکی از جنبه‌های کلیدی در مدل‌سازی به‌شمار می‌آید. برای تعیین این تعامل در قاب مورد مطالعه، با توجه به ترکیب المان‌های سالید و شل، و این که المان‌های سالید تنها دارای درجات آزادی انتقالی و المان‌های شل علاوه بر درجات آزادی انتقالی، دارای درجات آزادی دورانی نیز هستند، کلیه اجزا به‌جز زانویی لینک به‌صورت یکپارچه مدل‌سازی شده است. در این مدل، تعامل در سطوح تماس زانویی لینک با تیر، ستون و مهاربند به‌صورت نوع تای<sup>۱</sup>

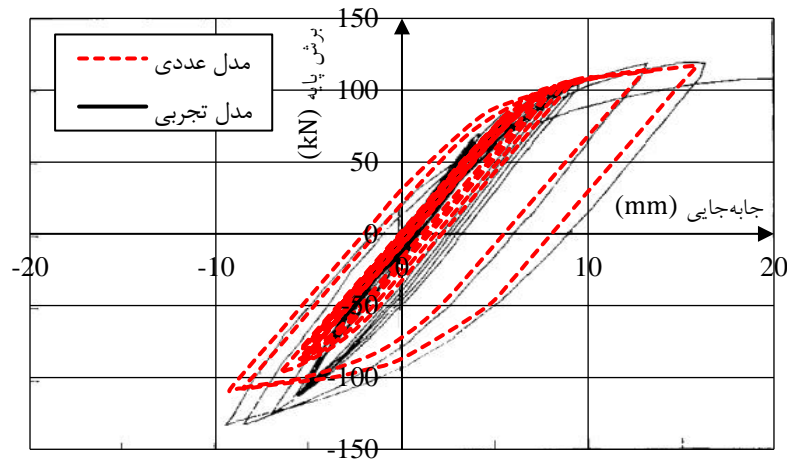


شکل ۶- نحوه شبکه‌بندی قاب مدل‌سازی شده

مقایسه نتایج آباکوس و تست آزمایشگاهی نشان می‌دهد که این مدل عددی دارای دقت مناسبی است.

به‌منظور اعمال شرایط مرزی، پایین ستون‌ها، ثابت در نظر گرفته شده است و بارگذاری چرخه‌ای به بالای سازه اعمال شده است. در شکل (۷) نتایج مدل عددی و تجری ارائه شده است.

<sup>1</sup> Tie



شکل ۷- مقایسه نتایج به دست آمده از مدل سازی در آباکوس و تست آزمایشگاهی

## ۶- مدل سازی رفتار سوپرالاستیک در آلیاژهای

### حافظه دار شکلی

برای مدل سازی رفتار سوپرالاستیک آلیاژهای SMA، از فرضیات موجود در نرم افزار آباکوس بهره برداری شده است. این فرضیات قابلیت توصیف رفتار سوپرالاستیک را دارا بوده و برای آلیاژهایی همچون نایتینول مناسب هستند. در این مدل، ساختارهای آستنیت و مارتنزیت به صورت ایزوتروپیک در نظر گرفته می شوند. بر اساس میزان کرنش وارد شده به آلیاژ و تغییر ساختارهای اتمی، سختی و نسبت پواسون آلیاژ محاسبه می گردد.

$$E = E_A + \xi(E_M - E_A) \quad (1)$$

$$v = v_A + \xi(v_M - v_A) \quad (2)$$

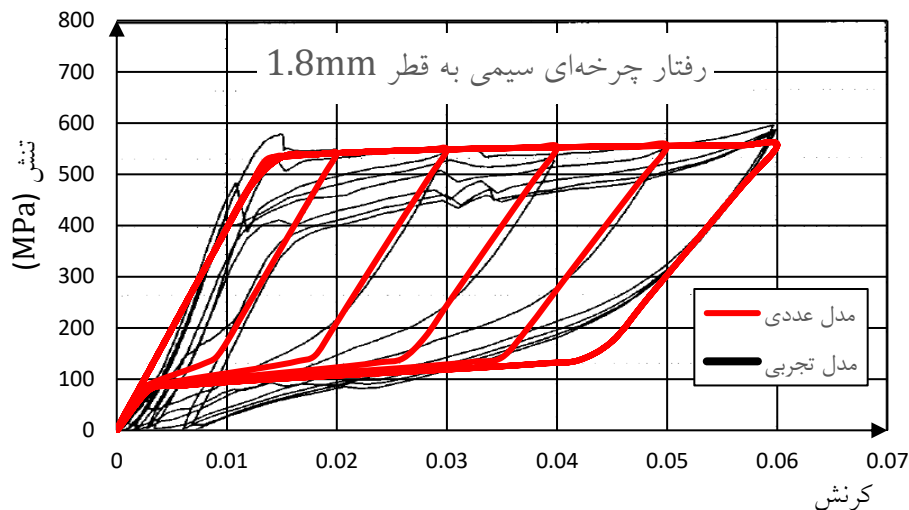
که در آن  $\xi$  نسبت مارتنزیت است و  $(E_A)$  و  $(E_M)$  به ترتیب مدول یانگ آستنیت و مارتنزیت می باشند.  $(v_A)$  و  $(v_M)$  نیز

به ترتیب نسبت پواسون آستنیت و مارتنزیت هستند. پس از اعمال یک تنش مشخص، آستنیت به طور کامل به مارتنزیت تبدیل می شود. در روابط مذکور  $\xi$  مابین ۰ و ۱ است. اگر ساختار آلیاژ کاملاً آستنیت باشد، میزان آن برابر با صفر است و اگر ساختار آلیاژ کاملاً مارتنزیت باشد، میزان این رقم ۱ است.

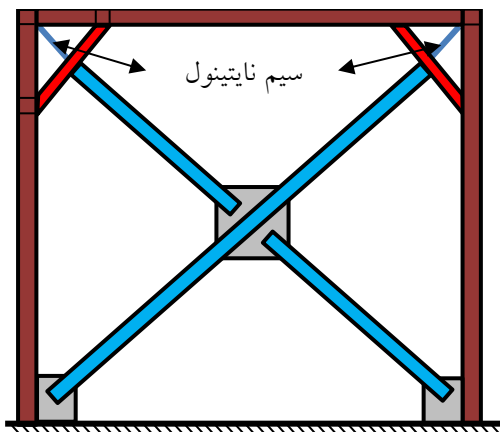
در این مطالعه، از سیم های نایتینول برای بررسی تأثیر دمپر سوپرالاستیک بر دمپرهای زانو استفاده شده است. این سیم با قطر ۱/۸ میلی متر و طول ۱۵ سانتی متر تحت بارگذاری سیکلیک قرار گرفته است. مشخصات مکانیکی آلیاژ نایتینول در جدول (۲) ارائه شده است. برای شبیه سازی سیم SMA از یک عنصر تیر دوگره ای استفاده شده است. شکل (۸) پاسخ سیم حافظه دار شکلی را تحت بارگذاری چرخه ای نشان می دهد. بر اساس این شکل مدل ارائه شده رفتار قابل قبولی نسبت به مدل تجربی دارد.

جدول ۲- مشخصات مکانیکی آلیاژ حافظه دار شکلی در فاز رفتاری سوپرالاستیک [۴۰]

مدول آستنیت (GPa)	دمای آغاز آستنیت (°C)	مارتنزیت آغاز (MPa)	مارتنزیت پایان (MPa)	تنش آغاز آستنیت (MPa)	تنش پایان آستنیت (MPa)
۴۰	-۲۶	۵۳۹	۵۷۴	۱۰۴	۶۹



شکل ۸- راستی آزمایی سیم سوپرالاستیک نایتینول

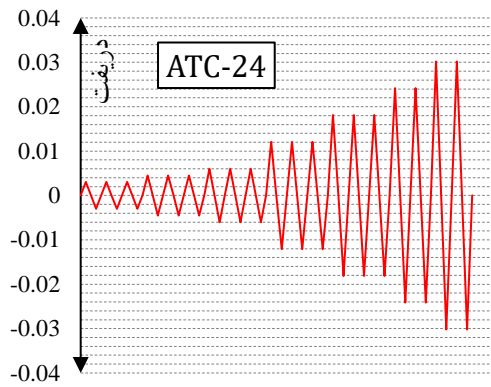


شکل ۹- مدل میراگر زانویی مجهز به سیم‌های سوپرالاستیک نایتینول

#### ۷- مدل‌های عددی

در این مقاله به منظور بررسی اثر SMA بر روی سیستم KBF محل قرارگیری سیم SMA عمود بر زانویی در نظر گرفته شده است. مطابق شکل (۹) سیم SMA مابین میراگر زانویی و نقطه اتصال تیر به ستون قرار می‌گیرد. در محل مذکور بیش‌ترین تغییر شکل رخ می‌دهد و از آنجا که میراگر SMA برای اتلاف انرژی نیاز به تغییر مکان دارد، این محل به عنوان مکان تعبیه SMA در نظر گرفته شد. هر چه تغییر شکل اعمالی بر SMA بیش‌تر باشد، اثر آن بر رفتار سازه نیز بیش‌تر است. از آنجا که میراگر SMA به صورت سیم در نظر گرفته شده است و این سیم‌ها در برابر فشار دچار کماتش می‌شوند، در مدل‌سازی رفتار SMA در فشار تعریف نشده است. به منظور آن که در بارگذاری چرخه‌ای در هر دو جهت مثبت و منفی اثر SMA در نظر گرفته شود، از دو سیستم KBF مطابق شکل به صورت ضربدری استفاده شد. در این سیستم اگر سیم SMA در یک طرف دچار کماتش شود، سیم SMA در جهت دیگر تحت کشش قرار می‌گیرد و کماتش SMA جبران می‌شود.

در این پژوهش میزان طول و تعداد سیم‌های SMA (سختی) به عنوان دو پارامتر اصلی بررسی می‌شوند. در مدل‌های مجهز به SMA میزان ابعاد زانویی کوچک‌تر از مدل اصلی (مدل بدون SMA) است. این ابعاد به گونه‌ای انتخاب شده است که سختی مدل‌های عددی تقریباً با یکدیگر برابر باشند. در جدول (۳) مشخصات مدل‌های عددی مورد مطالعه ارائه شده است. در نام‌گذاری، مدل KBF بدون SMA است و رقم عدد بعد از آن طول سیم‌های SMA بر حسب سانتی‌متر می‌باشد. عدد انتهایی در نام‌گذاری بیانگر تعداد سیم‌های SMA در سختی مدل را بیان می‌کند. هر چه این عدد بزرگ‌تر باشد، سیم‌های SMA سهم بیش‌تری در سختی کلی میراگر دارند.



شکل ۱۰- پروتکل بارگذاری در ATC-24

در شکل‌های (۱۱) الی (۱۳)، نمودار هیستریسیس برای مدل‌های مجهز به میراگرهای SMA با طول‌های ۱۰، ۱۵ و ۲۰ سانتی‌متر در کنار مدل بدون میراگر سوپرالاستیک ارائه شده است. این نمودارها نمایانگر تأثیرات مختلفی هستند که طول و سطح مقطع SMA بر پارامترهای کلیدی مانند مقاومت تسلیم، تغییرشکل ماندگار، توان اتلاف انرژی و دیگر ویژگی‌ها دارند. به‌طور خاص، در این پژوهش این پارامترها به‌صورت جداگانه بررسی شدند و همچنین میزان تأثیر SMA در هر یک از مدل‌ها در مقایسه با مدل KBF ارائه شد.

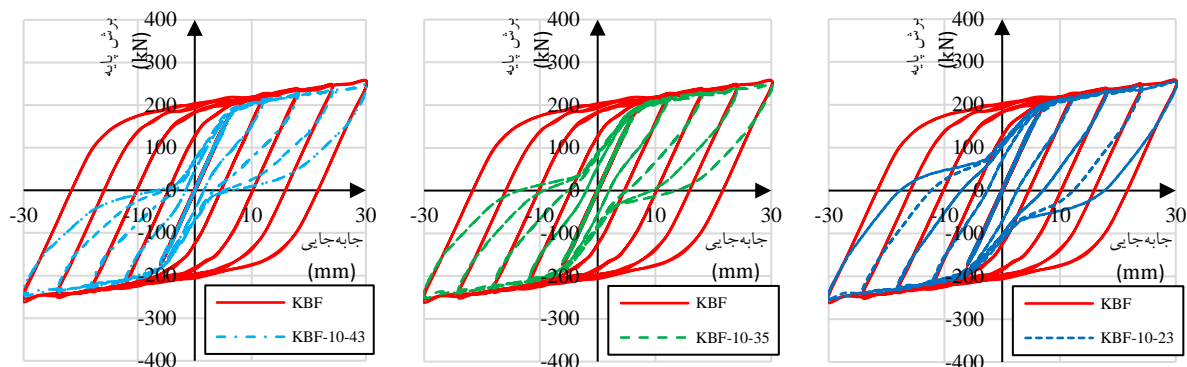
بنا به شکل‌های مورد اشاره، مشاهده می‌شود که میراگرهای سوپرالاستیک به ایجاد مرکزگرایی در سازه کمک می‌کنند. باین‌حال، شدت این مرکزگرایی در هر یک از مدل‌ها متفاوت است و این میزان تحت تأثیر عواملی همچون طول و سختی SMA قرار دارد. بر اساس نمودارهای مذکور در هیچ یک از مدل‌ها، تغییرشکل ماندگار به صفر نرسیده و به‌عبارت دیگر، مرکزگرایی کاملی در آن‌ها ایجاد نشده است.

مرکزگرایی کامل در یک سازه مجهز به SMA زمانی امکان‌پذیر است که تمامی تغییرشکل‌های غیرخطی سازه در اجزای SMA واقع گردد و سایر اجزا در محدوده تغییرات خطی باقی بمانند. اما بر اساس مشاهدات انجام‌شده در مدل‌های عددی مورد مطالعه، بخش بزرگی از تغییرشکل‌های غیرخطی در نواحی زانویی رخ داده است. با توجه به این شرایط، می‌توان نتیجه گرفت که مرکزگرایی در سیستم به‌طور کامل تحقق نیافته و این مسأله نیازمند بررسی‌های بیش‌تری برای بهینه‌سازی طراحی سازه‌های مجهز به میراگرهای SMA است.

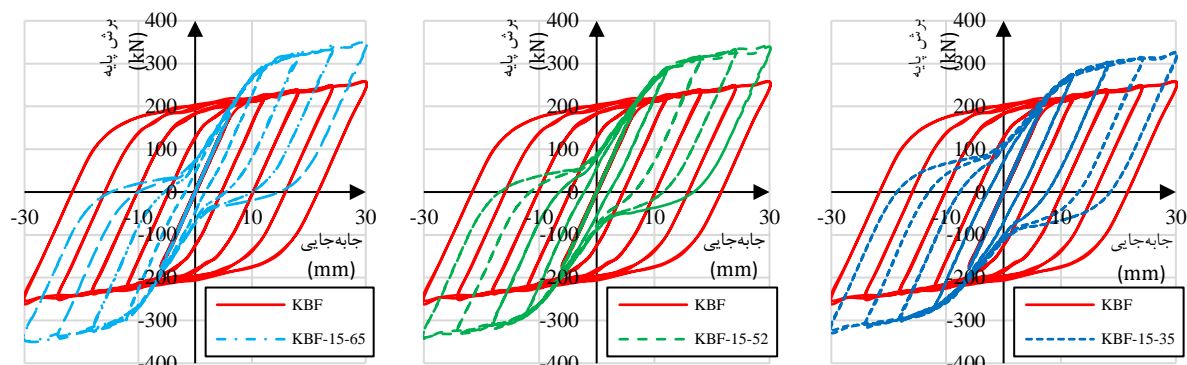
جدول ۳- مدل‌ها و مشخصات میراگر در آن

نام مدل	مقطع زانویی (mm)	تعداد سیم‌ها	طول مؤثر سیم (cm)
KBF	60×60×4.5	0	...
KBF-10-23	55×55×3.5	2×23	10
KBF-10-35	50×50×3.0	2×35	10
KBF-10-43	50×50×2.5	2×43	10
KBF-15-35	55×55×3.5	2×35	15
KBF-15-52	50×50×3.0	2×52	15
KBF-15-65	50×50×2.5	2×65	15
KBF-20-44	55×55×3.5	2×44	20
KBF-20-65	50×50×3.0	2×65	20
KBF-20-79	50×50×2.5	2×79	20

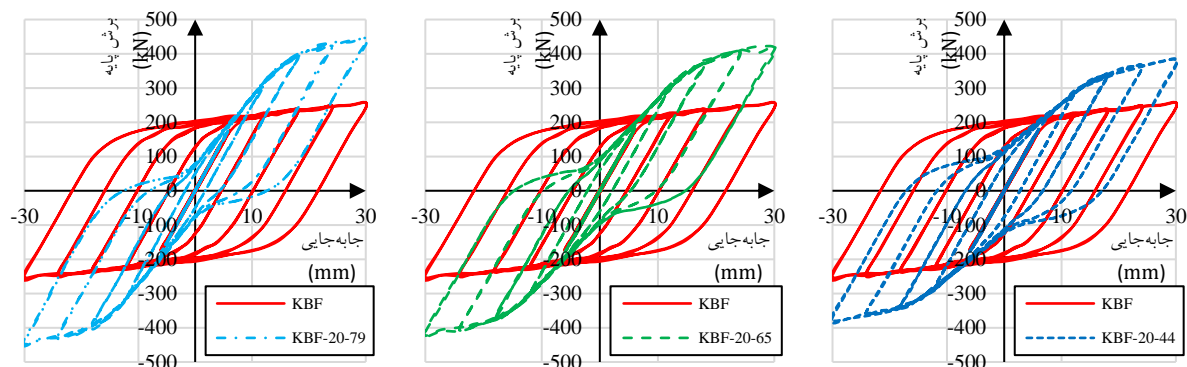
از آنجا که در بارگذاری ارائه‌شده در مدل بلندرا، تغییرشکل بزرگ به‌صورت قابل‌توجهی به سازه اعمال نمی‌شود، برای بررسی بهتر رفتار غیرخطی مدل‌های عددی، از پروتکل بارگذاری ATC-24 مطابق با شکل (۱۰) استفاده شد. این پروتکل یکی از اولین استانداردهای رسمی است که در ایالات متحده برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای عناصر سازه‌های فولادی با تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای توسعه یافته است. پروتکل ATC-24 به دقت طراحی شده است تا ویژگی‌های کلیدی رفتار سازه‌ها را تحت بارگذاری‌های لرزه‌ای نشان دهد [۴۱]. این پروتکل شامل هفت حد برای دررفت است که در آن پنج دررفت اول سه بار و دو دررفت آخر دو بار تکرار می‌شود. این رویکرد تکرار شده به تحلیل دقیق‌تر پاسخ سازه کمک می‌کند و تأثیر بارگذاری‌های چرخه‌ای را به‌طور کامل مورد بررسی قرار می‌دهد. علاوه بر این، معمولاً در دررفت‌های بزرگ با تعداد تکرار کم‌تر، آسیب قابل‌توجهی به سازه وارد می‌شود. این ویژگی از آن جهت حائز اهمیت است که ممکن است در بارگذاری‌های مکرر، آسیب‌پذیری سازه‌های فولادی به‌دلیل تنش‌های تجمعی افزایش یابد. بنابراین، استفاده از پروتکل ATC-24 به محققین و مهندسان کمک می‌کند تا رفتار دینامیکی سازه‌های فولادی را در شرایط مختلف بارگذاری مورد تحلیل قرار دهند و به نتایج بهتری در زمینه طراحی و ارزیابی لرزه‌ای دست یابند [۴۲].



شکل ۱۱- سیستم های زانویی مجهز به میراگر سوپرالاستیک ۱۰ سانتی متری



شکل ۱۲- سیستم های زانویی مجهز به میراگر سوپرالاستیک ۱۵ سانتی متری



شکل ۱۳- سیستم های زانویی مجهز به میراگر سوپرالاستیک ۲۰ سانتی متری

و زانویی در راستای یکدیگر قرار دارند، افزایشی در طول SMA منجر به افزایش مقدار تغییر مکان تسلیم سیستم (زانویی در کنار SMA) خواهد شد. از طرفی، با توجه به این که سختی مدل‌ها برابر است، این افزایش در تغییر مکان تسلیم به موازات آن موجب افزایش مقاومت سازه نیز می‌گردد.

در مدل‌هایی که طول SMA برابر با ۲۰ سانتی متر در نظر گرفته شده است، مشاهده می‌شود که مقاومت جانبی بیش‌تری نسبت به مدل‌های کوتاه‌تر وجود دارد. بر اساس نمودارهای هیسترسیس، مدل‌های مجهز به SMA با طول ۱۰ سانتی متر کم‌ترین تغییر مکان تسلیم و در نتیجه پایین‌ترین مقاومت را از خود نشان می‌دهند؛

#### ۸- نقطه تسلیم

مقاومت و تغییر مکان تسلیم، از جمله مهم‌ترین پارامترهایی هستند که به طور مستقیم بر رفتار سازه تأثیر می‌گذارند. این دو پارامتر به طول و سختی آلیاژهای هوشمند (SMA) وابسته‌اند. ابعاد زانویی و سطح مقطع SMA به گونه‌ای طراحی شده‌اند که سختی در تمامی مدل‌ها تقریباً مساوی باشد و این سختی در سیم‌های SMA و زانویی نیز به شکل تقریباً موازی قرار می‌گیرد.

هرچه طول SMA افزایش یابد، تغییر مکان تسلیم آن نیز به طور طبیعی افزایش می‌یابد. از این رو، با توجه به این که سیم‌های SMA

درحالی که مدل‌های با طول ۲۰ سانتی‌متر، این مقادیر را به‌طور قابل‌توجهی افزایش می‌دهند.

افزایش سهم SMA در سختی می‌تواند به‌طور محسوسی موجب افزایش مقاومت و تغییر مکان تسلیم شود، به‌خصوص در مدل‌هایی که به SMAهای ۲۰ سانتی‌متر مجهز هستند. در این مدل‌ها، اثرات مثبت افزایش طول SMA بیش‌تر نمایان می‌شود و در مدل KBF-20-79 بیش‌ترین میزان مقاومت و تغییر مکان تسلیم ثبت شده است.

با وجود آن که در مدل‌های مجهز به SMAهای ۱۰ سانتی‌متری، تأثیر افزایش سختی بر تغییر شکل ماندگار به‌وضوح مشهود بود، اما در این مدل‌ها اثر افزایش سختی بر مقاومت تسلیم نسبتاً ناچیز است. در مقابل، در مدل‌های با SMAهای ۲۰ سانتی‌متری، هرچند تأثیر افزایش سختی SMA بر تغییر شکل ماندگار به میزان قابل‌توجهی کم‌تر است، اما تأثیر آن بر مقاومت تسلیم بسیار قابل‌توجه و بااهمیت خواهد بود. این رفتار می‌تواند به طراحی و بهینه‌سازی سازه‌های مقاوم‌تر و ایمن‌تر کمک شایانی نماید. بنابراین انتخاب و طراحی مناسب طول و سختی SMAها تأثیر مستقیمی بر عملکرد سازه‌ها دارد و توجه به این پارامترها می‌تواند به افزایش کارایی و ایمنی در مهندسی سازه کمک کند.

**۹- توانایی یک سازه در مرکزگرایی و تغییر شکل ماندگار**  
توانایی یک سازه در حفظ مرکزگرایی به میزان تغییر شکل ماندگار آن بستگی دارد. به‌عبارت دیگر، هر چه تغییر شکل ماندگار یک سیستم کم‌تر باشد، نمودار هیسترسیس آن بیش‌تر به شکل پرچم نزدیک می‌شود، که نشان‌دهنده عملکرد بهینه‌تری در مواجهه با بارها و نیروهای مختلف است. در مدل‌های عددی مورد بررسی، تغییر شکل ماندگار متفاوت است و به پارامترهای طول و سختی آلیاژهای هوشمند (SMA) وابسته است.

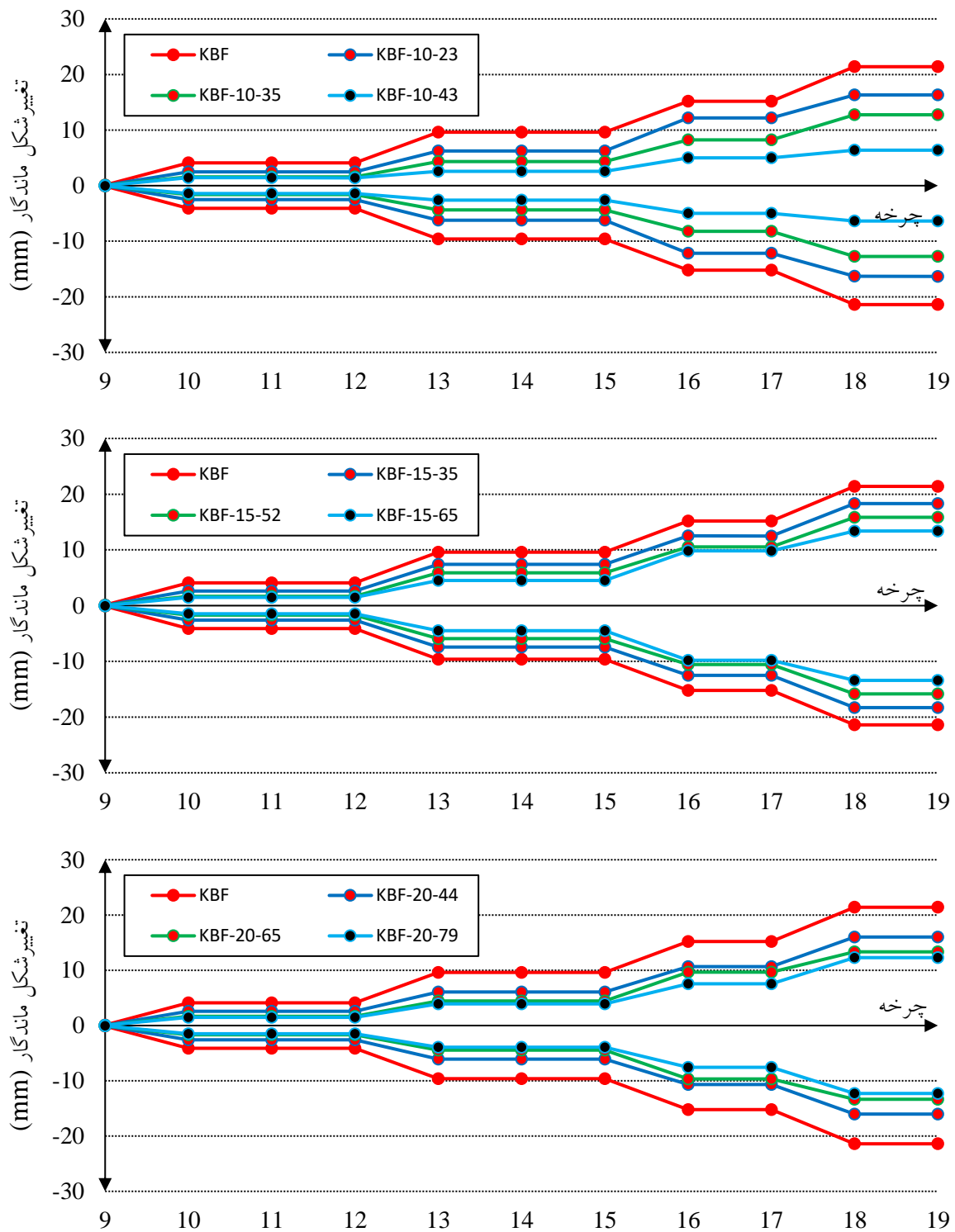
نمودارهای هیسترسیس نشان می‌دهند که میزان مرکزگرایی در مدل‌هایی که دارای SMA با طول ۱۰ سانتی‌متر هستند، از سایر

مدل‌ها بیش‌تر است. در شکل (۱۳)، تغییر شکل ماندگار سازه‌های مورد مطالعه به تصویر کشیده شده است. در این نمودار، اعداد منفی و مثبت به ترتیب نشان‌دهنده تغییر شکل ماندگار در جهت منفی و مثبت بارگذاری هستند. بر اساس این شکل، مشاهده می‌شود که با افزایش سختی SMA، تغییر شکل ماندگار کاهش می‌یابد.

علاوه بر این، تغییر شکل ماندگار رابطه مستقیمی با طول SMA دارد؛ به‌طوری‌که با افزایش طول SMA، میزان تغییر شکل ماندگار نیز افزایش می‌یابد. بنابراین در مدل KBF-10-43، کم‌ترین تغییر شکل ماندگار مشاهده می‌شود. با توجه به شکل (۱۴)، افزایش سختی در تمامی مدل‌ها به کاهش تغییر شکل ماندگار منجر می‌شود؛ با این حال، میزان این کاهش در مدل‌های مختلف، متفاوت است.

در مدل‌های مجهز به SMA با طول ۲۰ سانتی‌متر، تأثیر افزایش سختی بر کاهش تغییر شکل ماندگار مشاهده می‌شود که نسبتاً ناچیز است. در مقابل، در مدل‌های دارای SMA با طول ۱۰ سانتی‌متر، افزایش سختی تأثیر قابل‌توجهی بر تغییر شکل ماندگار دارد. به‌طور کلی، این امر به این معنا است که هرچه طول SMA کوتاه‌تر باشد، تأثیر سختی بر کاهش تغییر شکل ماندگار بیش‌تر می‌شود.

این تحلیل نشان می‌دهد که انتخاب ابعاد صحیح SMA و توجه به سختی آن‌ها، نقش کلیدی در رفتار سازه‌ها ایفا می‌نماید. در انتها، بهینه‌سازی این پارامترها می‌تواند بهبود چشمگیری در عملکرد سازه‌ها به‌ویژه در برابر بارگذاری‌های دینامیک و نیروهای بزرگ به همراه داشته باشد. به این ترتیب، سازه‌ها قادر خواهند بود به‌صورت مؤثرتری به تغییرات هندسی پاسخ دهند و به حفظ استحکام و پایداری خود در شرایط مختلف کمک کنند.



شکل ۱۴- تغییر شکل ماندگار در چرخه‌های بزرگ بارگذاری برای مدل‌های عددی

### ۱۰- اتلاف انرژی

در میراگرها، اتلاف انرژی به نوع میراگر بستگی دارد و از طریق دو مکانیزم اصلی شامل سرعت و تغییر شکل به وقوع می‌پیوندد. برای میراگرهای ویسکوز، اتلاف انرژی به سرعت وابسته است، درحالی‌که در میراگرهای معمولی، این اتلاف انرژی به تغییر شکل

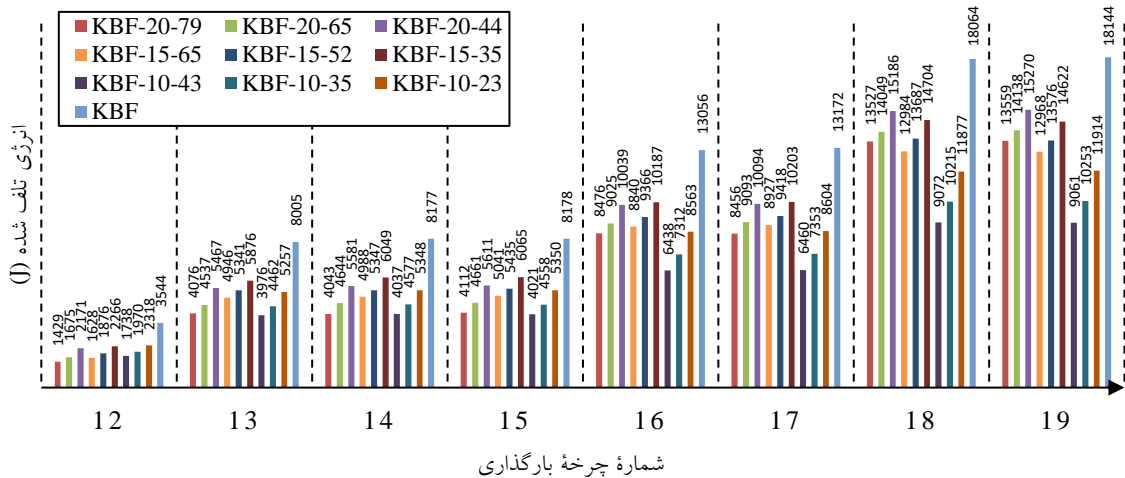
غیرخطی بستگی دارد. میراگرهای پیشنهاد شده در این مقاله از دسته دوم هستند و برای اتلاف انرژی به تغییر شکل‌های غیرخطی نیاز دارند.

گراف‌های هیسترسیس میراگرهای مورد مطالعه، که در شکل‌های (۱۱) تا (۱۳) ارائه شده است، بر مبنای تغییر مکان

مطابق شکل (۱۵)، تأثیر تغییرشکل مرکزگرا از افزایش مقاومت بیش تر است، زیرا در تمامی مدل‌ها توان اتلاف انرژی نسبت به مدل مرجع KBF کم‌تر می‌باشد؛ اما میزان تفاوت آن با مدل مرجع در مدل‌های مختلف، متفاوت است.

در مدل‌های تجهیز شده به SMA طول ۲۰ سانتی‌متر، به علت افزایش مقاومت و کاهش مرکزگرایی، میزان اتلاف انرژی به مدل مرجع نزدیک‌تر می‌شود. با افزایش طول میراگر SMA، توان اتلاف انرژی نیز افزایش می‌یابد، زیرا افزایش طول SMA موجب افزایش مقاومت جانبی سیستم می‌گردد.

به‌عنوان مثال، میزان اتلاف انرژی برای مدل‌های KBF-20-44، KBF-15-35 و KBF-10-23 در چرخه نوزدهم به ترتیب برابر با ۱۵۲۷۰، ۱۶۶۲۲ و ۱۱۹۱۴ ژول است. افزایش سختی میراگر SMA اثر معکوسی بر توان اتلاف انرژی دارد، به این ترتیب که با افزایش سختی، میزان مرکزگرایی زیاد شده و توان اتلاف انرژی کاهش می‌یابد. به‌عنوان نمونه، میزان توان اتلاف انرژی در چرخه نوزدهم برای مدل‌های KBF-20-44، KBF-20-65، KBF-20-79 و به ترتیب برابر با ۱۵۲۷۰، ۱۴۱۳۸ و ۱۳۵۵۹ ژول است.



شکل ۱۵- میزان اتلاف انرژی مدل‌های عددی در هر چرخه بارگذاری

بارگذاری در هر دو جهت، برخی از سیم‌های SMA تحت کشش قرار گیرند و سایرین دچار کماتش شوند. سختی مبدل SMA و ابعاد زانویی به گونه‌ای انتخاب شده است که سختی مدل‌ها تقریباً برابر باشد.

تعداد ۹ مدل تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند و تأثیر دو پارامتر طول و سختی مبدل SMA بر روی تغییرشکل ماندگار، مقاومت تسلیم و توان اتلاف انرژی بررسی شد. در این بخش، خلاصه‌ای از نتایج قابل توجه ارائه می‌شود.

غیرخطی رسم شده‌اند. با محاسبه مساحت داخل هر چرخه بارگذاری می‌توان میزان انرژی اتلاف شده را تعیین کرد. در شکل (۱۵)، توان اتلاف انرژی در چرخه‌های بارگذاری نمایش داده شده است. در چرخه‌های ابتدایی، رفتار سازه تقریباً خطی است و به همین دلیل اتلاف انرژی در این چرخه‌های کوچک برابر با صفر است. در شکل (۱۵)، چرخه شماره ۱۲ نشان داده شده است.

میزان اتلاف انرژی به دو عامل مقاومت جانبی و تغییرشکل ماندگار وابسته است. بنابراین در مدل‌هایی که تغییرشکل ماندگار و مقاومت بیشتری دارند، میزان اتلاف انرژی نیز بیش تر خواهد بود. مطابق با نمودارهای هیسترسیس، میراگرهای SMA تغییرشکل ماندگار سازه را کاهش می‌دهند و این امر منجر به کاهش توان اتلاف انرژی در سازه می‌شود. با این حال، در برخی از مدل‌ها (مانند سیستم‌های مجهز به SMA طول ۲۰ سانتی‌متر)، افزایش مقاومت مشاهده می‌شود که این موضوع موجب افزایش توان اتلاف انرژی در سازه می‌گردد.

بنابراین، میراگر SMA از یک سو به دلیل کاهش تغییرشکل ماندگار توان اتلاف انرژی را کاهش می‌دهد و از سوی دیگر به واسطه افزایش مقاومت، توان اتلاف انرژی را افزایش می‌دهد.

## ۱۱- نتیجه‌گیری

هدف اصلی این مقاله بررسی تأثیر مبدل‌های سوپرالاستیک (SMA) بر سیستم‌های زانویی است. برای این منظور، یک مدل آزمایشگاهی انتخاب و با مدل‌سازی عددی صحت‌سنجی شد. مبدل‌های SMA به‌عنوان مبدل‌های سوپرالاستیک در نظر گرفته شده‌اند که تنها در حالت کشش قابلیت باربری دارند. در این مدل، دو سیستم زانویی در کنار یکدیگر قرار گرفته‌اند تا از طریق

مدل‌ها، با افزایش مقاومت، توان اتلاف انرژی در سازه افزایش می‌یابد. بنابراین، مبدل SMA از یک طرف به‌واسطه کاهش تغییرشکل ماندگار، توان اتلاف انرژی را کم می‌کند و از سوی دیگر در اثر افزایش مقاومت، توان اتلاف انرژی را افزایش می‌دهد.

مرکزگرایی مهم‌ترین تأثیری است که مبدل‌های SMA با رفتار سوپرالاستیک بر سازه می‌گذارند. به این صورت که هر چه تغییرشکل ماندگار سیستم کم‌تر باشد، نمودار هیسترسیس بیش‌تر به شکل پرچم نزدیک می‌شود. در مدل‌های عددی مورد مطالعه، میزان تغییرشکل ماندگار متفاوت بوده و به طول و سختی مبدل SMA وابسته است. با توجه به نمودارهای هیسترسیس، می‌توان مشاهده کرد که میزان مرکزگرایی در مدل‌هایی که طول SMA آن‌ها ۱۰ سانتی‌متر است، از بقیه مدل‌ها بیش‌تر است. همچنین با افزایش سختی SMA، میزان تغییرشکل ماندگار کاهش می‌یابد.

تغییرشکل ماندگار رابطه مستقیمی با طول SMA دارد؛ به بیان دیگر، هرچه طول SMA بیش‌تر باشد، میزان تغییرشکل ماندگار نیز افزایش می‌یابد. بنابراین در مدل‌های مجهز به SMA با طول ۱۰ سانتی‌متر، حداقل تغییرشکل ماندگار مشاهده می‌شود. در مدل‌های با SMA به طول ۲۰ سانتی‌متر، مشاهده می‌شود که افزایش سختی تأثیر کمی بر روی کاهش تغییرشکل ماندگار دارد.

مقاومت و تغییرمکان تسلیم از جمله مهم‌ترین پارامترهایی هستند که بر رفتار سازه تأثیر قابل‌توجهی دارند. این دو پارامتر به طول و سختی مبدل SMA وابسته‌اند. طبق نتایج به‌دست آمده، در مدل‌هایی که طول SMA آن‌ها ۲۰ سانتی‌متر است، مقاومت جانبی بیش‌تری مشاهده می‌شود، درحالی‌که مدل‌های مجهز به SMA با طول ۱۰ سانتی‌متر دارای کم‌ترین تغییرمکان تسلیم و مقاومت هستند. افزایش سهم SMA در سختی، می‌تواند موجب افزایش محسوسی در مقاومت و تغییرمکان تسلیم شود؛ البته این افزایش در مدل‌های ۲۰ سانتی‌متری بیش‌تر نمایان است.

با وجود این، در مدل‌های تجهیزشده به SMA با طول ۱۰ سانتی‌متر، تأثیر افزایش سختی بر روی تغییرشکل ماندگار قابل‌مشاهده بود، اما این افزایش سختی تأثیر ناچیزی بر روی مقاومت تسلیم مدل دارد. بنابراین، طول استفاده‌شده از SMA بر اساس رابطه‌ای مستقیم با افزایش مقاومت سازه عمل می‌کند.

توان اتلاف انرژی می‌تواند از طریق محاسبه مساحت داخل هر چرخه بارگذاری تعیین گردد. در چرخه‌های ابتدایی، رفتار سازه تقریباً خطی است و از این‌رو، میزان اتلاف انرژی در این چرخه‌های کوچک برابر با صفر است. این توان با مقاومت جانبی و تغییرشکل ماندگار رابطه مستقیم دارد؛ به‌طوری‌که در مدل‌هایی که تغییرشکل ماندگار و مقاومت بیش‌تری مشاهده می‌شود، توان اتلاف انرژی نیز بیش‌تر خواهد بود.

بر اساس نمودارهای هیسترسیس، مبدل‌های SMA تغییرشکل ماندگار سازه را کاهش داده و این موضوع منجر به کاهش توان اتلاف انرژی در سازه می‌شود. از سوی دیگر در برخی

- [14] Abbass, A., Attarnejad, R., and Ghassemieh, M. (2020), "Seismic Assessment of RC Bridge Columns Retrofitted with Near-Surface Mounted Shape Memory Alloy Technique", *Materials*, 13(7), p.1701.
- [15] Farmani, M.A., and Ghassemieh, M. (2016), "Shape memory alloy-based moment connections with superior self-centering properties", *Smart Materials and Structures*, 25(7), p.075028.
- [16] Farmani, M.A., and Ghassemieh, M. (2017), "Steel beam-to-column connections equipped with SMA tendons and energy dissipating devices including shear tabs or web hourglass pins", *Journal of Constructional Steel Research*, 135, pp.30-48.
- [17] Ghassemieh, M., Mostafazadeh, M., and Sadeh, M.S. (2012), "Seismic control of concrete shear wall using shape memory alloys", *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, 23(5), pp.535-543.
- [18] Ghassemieh, M., Rezapour, M., and Sadeghi, V. (2017), "Effectiveness of the shape memory alloy reinforcement in concrete coupled shear walls", *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, 28(5), pp.640-652.
- [۱۹] قاسمیه، م.، قوامی، ا.ر. (۱۴۰۱)، "بررسی عملکرد لرزه‌ای مهاربندهای واگرا با تیر پیوند قائم و مجهز به میل‌مهار ساخته شده از آلیاژ حافظه‌دار شکلی"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد. ۱۶ (۳۵).
- [20] Hesami, S., and Sadeghi, V. (2015), "Numerical investigation of the shape memory alloy dowels in jointed concrete pavements", *International Journal of Pavement Research and Technology*, 8(4), pp.251-258.
- [21] Alam, M.S., Bhuiyan, M.R., and Billah, A.M. (2012), "Seismic fragility assessment of SMA-bar restrained multi-span continuous highway bridge isolated by different laminated rubber bearings in medium to strong seismic risk zones", *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(6), pp.1885-1909.
- [22] Billah, A.M., Alam, M.S., and Bhuiyan, M.R. (2012), "Fragility analysis of retrofitted multicolumn bridge bent subjected to near-fault and far-field ground motion", *Journal of Bridge Engineering*, 18(10), pp.992-1004.
- [23] Bhuiyan, M.R., and Alam, M.S. (2012), "Seismic vulnerability assessment of a multi-span continuous highway bridge fitted with shape memory alloy bars and laminated rubber bearings", *Earthquake Spectra*, 28(4), pp.1379-1404.
- [24] Dezfuli, F.H., and Alam, M.S. (2016), "Seismic vulnerability assessment of a steel-girder highway bridge equipped with different SMA wire-based smart elastomeric isolators", *Smart Materials and Structures*, 25(7), p.075039.
- [25] Li, S., Dezfuli, F.H., Wang, J.-Q., and Alam, M.S. (2018), "Displacement-based seismic design of steel, FRP, and SMA cable restrainers for isolated simply supported bridges", *Journal of Bridge Engineering*, 23(6), p.04018032..
- [1] Lagoudas, D., and Khan, M. (2008), "Shape Memory Alloys: Modeling and Engineering Applications", Springer.
- [2] Andrawes, B., and DesRoches, R. (2005), "Unseating prevention for multiple frame bridges using superelastic devices", *Smart Materials and Structures*, 14(3), p.S60.
- [3] Andrawes, B., and DesRoches, R. (2007), "Effect of ambient temperature on the hinge opening in bridges with shape memory alloy seismic restrainers", *Engineering Structures*, 29(9), pp.2294-2301.
- [4] Lafortune, P., McCormick, J., DesRoches, R., and Terriault, P. (2007), "Testing of superelastic recentering pre-strained braces for seismic resistant design", *Journal of Earthquake Engineering*, 11(3), pp.383-399.
- [5] Yu, T., Zhang, C., Huang, Z., and Yuan, W. (2024), "Development and performance evaluation of multi-stage SMA damper-restrained flat sliding bearings for deformation mitigation", *Journal of Building Engineering*, 98, p.111233.
- [6] Chen, J., Wang, W., and Fang, C. (2022), "Manufacturing, testing and simulation of novel SMA-based variable friction dampers with enhanced deformability", *Journal of Building Engineering*, 45, p.103513..
- [7] Qiu, C., Liu, J., and Du, X. (2022), "Cyclic behavior of SMA slip friction damper", *Engineering Structures*, 250, p.113407.
- [8] Mirzai, N., and Attarnejad, R. (2020), "Seismic performance of EBFs equipped with an innovative shape memory alloy damper", *Scientia Iranica*, 27(5), pp.2316-2325.
- [9] Mirzai, N.M., Attarnejad, R., and Hu, J.W. (2018), "Enhancing the seismic performance of EBFs with vertical shear link using a new self-centering damper", *International Journal*, 35(4), pp.57-75.
- [10] Mirzai, N.M., Attarnejad, R., and Hu, J.W. (2019), "Analytical investigation of the behavior of a new smart recentering shear damper under cyclic loading", *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, 30(12), pp.1045389X19888786.
- [11] Aryan, H., and Ghassemieh, M. (2014), "Mitigation of vertical and horizontal seismic excitations on bridges utilizing shape memory alloy system", *Advanced Materials Research*, 831, pp.90-94.
- [12] Aryan, H., and Ghassemieh, M. (2015), "Seismic enhancement of multi-span continuous bridges subjected to three-directional excitations", *Smart Materials and Structures*, 24(4), p.045030..
- [13] Aryan, H., and Ghassemieh, M., (2017), "A superelastic protective technique for mitigating the effects of vertical and horizontal seismic excitations on highway bridges", *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, 28(12), pp.1533-1552.

- [41] Krawinkler, H. (1992), "ATC-24 Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures", Redwood City: Applied Technology Council.
- [42] Ghassemieh, M., Rezapour, M., and Taghinia, A. (2017), "Predicting low cycle fatigue life through simulation of crack in cover plate welded beam to column connections", *Journal of Computational Applied Mechanics*, 48(1), pp.39-52.
- [۲۶] م. قاسمیه، و م. رضاپور. (۱۳۹۶)، "کاربرد آلیاژهای حافظه‌دار شکلی در مهندسی سازه"، انتشارات جهاد دانشگاهی تهران.
- [27] Andrawes, B. (2024), "Shape Memory Alloys in Civil Engineering", Springer.
- [۲۸] ن. فنایی، و س.م. سیدان. (۱۳۹۸)، "آلیاژهای حافظه‌دار شکلی از تئوری تا کاربرد"، انتشارات دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی.
- [29] Shrestha, K.C., Jha, S., and Araki, Y. (2024), "Shape-memory alloys and their application to civil infrastructure", in *Sustainable Materials in Civil Infrastructure*, Elsevier, pp.215-233.
- [30] Tajalli, F., and Golafshar, A. (2017), "Evaluation of Steel Frames Equipped with Buckling Restrained Braces (BRB) with Steel Core and Shape Memory Alloy (SMA) core", *Journal of Structure and Steel Research*, 11(22), pp.39-49.
- [31] Mohammadgholipour, A., and Billah, A.M. (2023), "Mechanical properties and constitutive models of shape memory alloy for structural engineering: A review", *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, 34(20), pp.2335-2359.
- [32] Ghafourinejad, A., and Alirezaee, M. (2024), "Seismic performance of the knee bracing frame with friction damper and its comparison with the knee frame system", *Journal of Structure and Steel Research*, 18(43), pp.76-92.
- [33] Hsu, H., Juang, J., and Chou, C. (2011), "Experimental evaluation on the seismic performance of steel knee braced frame structures with energy dissipation mechanism", *Steel and Composite Structures*, 11(1), pp.77-91.
- [34] Mofid, M., and Khosravi, P. (2000), "Non-linear analysis of disposable knee bracing", *Computers and Structures*, 75(1), pp.65-72.
- [35] Lotfollahi, M., and Mofid, M. (2006), "On the design of new ductile knee bracing", *Journal of Constructional Steel Research*, 62(3), pp.282-294.
- [36] Mofid, M., and Lotfollahi, M. (2006), "On the characteristics of new ductile knee bracing systems", *Journal of Constructional Steel Research*, 62(3), pp.271-281.
- [37] Aniello, G., Landolfo, R., and Güneysi, E. (2014), "Seismic Response of Steel Frames with Knee Braces", 7th European Conference on Steel and Composite Structures.
- [38] Aristizabal-Ochoa, J.D. (1986), "Disposable Knee Bracing: Improvement in Seismic Design of Steel Frames", *Journal of Structural Engineering*, 112(7), pp.1544-1552.
- [39] Balendra, T., Sam, M.T., and Liaw, C.Y. (1990), "Diagonal brace with ductile knee anchor for aseismic steel frame", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19(6), pp.847-858.
- [40] DesRoches, R., McCormick, J., and Delemont, M. (2004), "Cyclic properties of superelastic shape memory alloy wires and bars", *Journal of Structural Engineering*, 130(1), pp.38-46.

## تعیین بسامد و مدهای ارتعاشی ورق های V شکل دارای خوردگی

پاراسا ساکتی<sup>۱</sup>، فرزاد شهابیان<sup>۲\*</sup>

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

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

\*مشهد، صندوق پستی ۹۱۷۷۵-۱۱۱۱، shahabf@um.ac.ir

### چکیده

ورق های V شکل فولادی به دلیل وزن کم و مقاومت بالا در ساخت انواع سازه ها از جمله سقف و دیواره ساختمان ها، سوله ها، کشتی ها، تیرورق ها، آشیانه های هواپیما و خودروهای نظامی مورد استفاده قرار می گیرند. بررسی رفتار ارتعاش آزاد این ورق ها در شناخت عملکرد واقعی سازه ها حائز اهمیت است. قرار گرفتن سازه ها در شرایط جوی نامناسب می تواند باعث بروز پدیده خوردگی شود. اثر خوردگی بر روی ویژگی های هندسی و مکانیکی سازه های فولادی می تواند منجر به وقوع آسیب های جدی از جمله تخریب بخشی از سازه و یا فروپاشی آن در گذر زمان شود. این پدیده، اهمیت بررسی و تحلیل سازه های دارای خوردگی را آشکار می سازد. به همین منظور در این پژوهش، بسامد و شکل مدهای مختلف ورق های V شکل دارای خوردگی یکنواخت، نواری و یا موضعی دارای شرایط مرزی گوناگون از جمله آزاد، مفصلی و گیردار با شدت های خوردگی ۲/۹۰٪، ۸/۹۰٪ و ۱۵/۷۰٪ در صد، مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است. برای مدل سازی و تحلیل داده ها از نرم افزار اجزای محدود آباکوس استفاده شده است. نتایج به دست آمده نشان می دهد که خوردگی به طور معمول موجب کاهش مقدار بسامد و تغییر در شکل مدهای ورق می شود. به عنوان مثال، برای ورقی به طول ۲ متر، عرض ۱ متر، ضخامت ۲۰ میلی متر، زاویه داخلی ۴۵ درجه و شرایط مرزی مفصلی، بسامد برای شدت های خوردگی ۲/۹۰٪، ۸/۹۰٪ و ۱۵/۷۰٪ به ترتیب ۹۰/۰۴، ۸۴/۷۶ و ۷۷/۴۵ (هرتز) شده است.

### واژگان کلیدی

ورق V شکل، بسامد، مدهای ارتعاشی، خوردگی یکنواخت، خوردگی نواری، خوردگی موضعی

## Determination of Frequency and Vibration Modes of Corroded V-Shaped Plates

P. Saketi, F. Shahabian

### Abstract

V-shaped steel plates are utilized in the construction of various structures, including roofs and walls of buildings, warehouses, ships, beams and girders, airplane hangars, and military vehicles, due to their lightweight and high strength. Studying the free vibration behavior of these plates is significant for understanding the true performance of structures. Exposure to unfavorable weather conditions can lead to corrosion phenomena. The impact of corrosion on the geometric and mechanical properties of steel structures can result in severe damages, including partial destruction of the structure or its collapse over time. This phenomenon highlights the importance of examining and analyzing corroded structures. For this purpose, this research analyzes the frequencies and modes of various V-shaped plates with uniform, strip, or localized corrosion under different boundary conditions, including free, hinged, and fixed conditions, with corrosion intensities of 2.90%, 8.90%, and 15.70%, respectively. The finite element software Abaqus has been used for modeling and data analysis. The results indicate that corrosion typically leads to a reduction in frequency values and changes in the modes of the plates. For example, for a plate with a length of 2 meters, a width of 1 meter, a thickness of 20 millimeters, an internal angle of 45 degrees, and four-sided hinged boundary conditions, the frequencies for corrosion intensities of 2.90%, 8.90%, and 15.70% are 90.04, 84.76 and 77.45 (Hz), respectively.

### Keywords

V-Shaped Plate, Frequency, Vibration Modes, Uniform Corrosion, Strip Corrosion, Localized Corrosion

مشکل با لبه‌های گیردار و با استفاده از توابع گرین<sup>۷</sup>، سری فوریه<sup>۸</sup> و روش ریتز بررسی‌هایی انجام دادند [۳].

**آیری** و **همکاران** با استفاده از روش ریتز، ارتعاش آزاد ورق‌های کنسولی زاویه‌دار را با زاویه‌ها، ضخامت و نسبت ابعادی مختلف مورد تحلیل و بررسی قرار دادند [۴].

**یوسف** و **هرسکونیتز**<sup>۹</sup> یک روش تقریبی برای تجزیه و تحلیل ورق‌های زاویه‌دار بر اساس نظریه **ولاسوف**<sup>۱۰</sup> ارائه دادند که در آن ورق زاویه‌دار همانند تیر در نظر گرفته شده و تحلیل می‌شود [۵].

**دو**<sup>۱۱</sup> و **همکاران** ارتعاش آزاد دو ورق مستطیلی کوپل را با زاویه‌های گوناگون و شرایط مرزی کشسان مورد تحلیل و بررسی قرار دادند [۶]. ایشان روش خود را که بر اساس راه حل رایلی-ریتز<sup>۱۲</sup> است روی چندین ورق با زاویه‌های مختلف از جمله ۹۰ درجه آزمایش و بسامد ۱۰ مود اول را با نتایج اجزای محدود مقایسه کردند.

**شی**<sup>۱۳</sup> و **همکاران** ارتعاش آزاد ورق‌های زاویه‌دار با شرایط مرزی مختلف را مورد تحلیل نظری قرار دادند و نتایج حاصل را با روش اجزای محدود و آزمایش، مقایسه کردند [۷].

**تراجکوسکی**<sup>۱۴</sup> و **همکاران** به تحلیل و بررسی درباره رفتار ورق‌های U و V شکل برای تعیین تغییر مکان بیشینه، پژوهشی به کمک نرم‌افزار ال پی-دینا<sup>۱۵</sup> پرداختند [۸].

**پیکانی** و **همکاران** به وسیله نرم‌افزار آباکوس<sup>۱۶</sup> تقویت ورق V شکل با استفاده از لایه‌هایی از جنس آلومینیوم، فوم سبک‌وزن و چوب بالسا<sup>۱۷</sup> را مورد تحلیل و بررسی قرار دادند [۹]. نتایج پژوهش ایشان نشان می‌دهد که آلومینیوم باعث کاهش تغییر مکان ورق V شکل می‌شود اما فوم سبک‌وزن و چوب بالسا تأثیر ناچیزی در این مورد دارند.

**کونگ**<sup>۱۸</sup> و **همکاران** پژوهشی در زمینه ویژگی‌های مکانیکی فولاد نرم قبل و بعد از خوردگی انجام دادند [۱۰]. ایشان با آزمایش تسریع فرآیند خوردگی، مشاهده کردند که ویژگی‌های مکانیکی فولاد نظیر: مقاومت تسلیم و نهایی، کرنش نسبی و

ورق‌ها به دلیل بعضی از ویژگی‌های خود مانند وزن کم، شکل‌پذیری مناسب، مقاومت زیاد و جذب انرژی بالا در ساخت بسیاری از سازه‌ها از جمله تیورق‌ها، مخزن‌ها و منبع‌ها، خودروسازی، صنایع کشتی‌سازی و هوافضا مورد استفاده قرار می‌گیرند. از سوی دیگر خوردگی که پدیده بسیار شایع در فلزها می‌باشد، باعث تغییر ویژگی‌های مکانیکی و هندسی ماده می‌گردد که در گذر زمان باعث تغییر بسامد و مودهای ارتعاشی سازه می‌شود. بسامد در حقیقت به معنی تعداد رخ‌داد یک رویداد در زمان مشخص است که جزو خواص طبیعی هر سازه است. سازه مدنظر در آن به‌طور طبیعی با یا بدون اعمال بار، ارتعاش می‌کند. سازه‌ها با توجه به عوامل مختلفی از جمله شرایط مرزی، مشخصات هندسی و مکانیکی می‌توانند بسامدهای مختلفی داشته باشند. در مجموع با توجه به نکته‌های زیر می‌توان بسامد و پاسخ سازه را کنترل کرد: الف- به کمک بسامد می‌توان حداکثر جابه‌جایی و نیروی اعمالی بر سیستم را برای طراحی به دست آورد. ب- به‌منظور کاهش بسامد می‌توان سختی سازه را کاهش و جرم آن را افزایش داد. پ- به کمک کاهش دامنه‌های اجباری می‌توان پاسخ سازه را در بسامد شدید کم کرد.

در زمینه تعیین بسامد ورق‌ها پژوهش‌های گوناگونی انجام شده است. **لیسا**<sup>۱</sup> در پژوهش خود با استفاده از روش‌های مختلف از جمله روش ریتز<sup>۲</sup>، ارتعاش آزاد<sup>۳</sup> ورق‌های مستطیلی را مورد تحلیل و بررسی قرار داد [۱]. او با بررسی ۲۱ حالت مختلف برای ورق مستطیلی نتیجه گرفت که با تغییر در شرایط تکیه‌گاهی، ضریب پواسون و ابعاد ورق و همچنین این که ارتعاش متقارن باشد یا نامتقارن، بسامد ورق‌ها تغییر می‌کند.

یافته‌های پژوهش **لیسا** [۱] توسط **ساتیامورتی**<sup>۴</sup> و **افستاتیادیس**<sup>۵</sup> [۲] توسعه یافت و پاسخ بسامدهای طبیعی برای ورق‌های مستطیلی با دلبه ساده و گیردار با ترکیب چندین حالت مختلف در مودهای بالاتر مورد بررسی قرار گرفت. **آیری**<sup>۶</sup> و **همکاران** بر روی ارتعاش آزاد ورق‌های صلیبی، I و

<sup>7</sup> Green's Functions

<sup>8</sup> Fourier Series

<sup>9</sup> Hersckonitz

<sup>10</sup> Vlasof

<sup>11</sup> Du

<sup>12</sup> Rayleigh Ritz Method

<sup>13</sup> Xie

<sup>14</sup> Trajkovski

<sup>15</sup> LP-Dyna

<sup>16</sup> Abaqus

<sup>17</sup> Balsa

<sup>18</sup> Kong

<sup>1</sup> Lissa

<sup>2</sup> Ritz

<sup>3</sup> Free Vibration

<sup>4</sup> Sathyamoorthy

<sup>5</sup> Efstathiades

<sup>6</sup> Irie

(کیلوگرم بر مترمکعب)،  $(\omega)$  بسامد (رادیان بر ثانیه)،  $(D)$  صلبیت خمشی (نیوتن بر متر)،  $(K)$  صلبیت کششی (نیوتن بر مترمکعب) و  $(\nu)$  ضریب پواسون از جمله متغیرهای مورد استفاده هستند. همچنین، محورهای مختصات محلی با  $x_i, y_i$  و  $z_i$  نشان داده شده است و  $(i=1,2)$  می‌باشد.  $(u, v)$  و  $(w)$  به ترتیب نشان‌دهنده تغییر مکان در امتداد طول، عرض و ضخامت هستند. در ادامه، چند پارامتر مهم به صورت زیر معرفی می‌شوند.

$$\xi_i = \frac{x_i}{L} \quad (5)$$

$$\eta_i = \frac{y_i}{B_i} \quad (6)$$

$$b_i = \frac{B_i}{L} \quad (7)$$

$$h_i = \frac{H}{L} \quad (8)$$

$$\lambda^2 = \frac{\rho h L^2 \omega^2}{D} \quad (9)$$

در رابطه‌های (5) الی (8)  $(\xi_i), (\eta_i), (h_i)$  و  $(b_i)$  مؤلفه‌های بدون بعدی هستند که مربوط به ابعاد ورق می‌باشند. در رابطه (9)، پارامتر ویژه‌ای است که با استفاده از آن می‌توان بسامد ورق را در ابعاد و ضخامت‌های مختلف به دست آورد.

$$f = \left( \frac{\lambda}{2\pi L} \right) \sqrt{\frac{E}{\rho(1-\nu^2)}} \quad (10)$$

در رابطه فوق،  $(f)$  بسامد ورق (هرتز) می‌باشد.

### ۳- راستی آزمایی

در پژوهش حاضر به منظور راستی آزمایی و مدل‌سازی در نرم‌افزار آباکوس از مقاله آیری و همکاران [4] استفاده شده است. ویژگی‌های هندسی و مکانیکی ورق مورد استفاده در جدول‌های (1) و (2) ارائه شده است. در جدول (1) عرض ورق‌ها  $(B_1)$  و  $(B_2)$ ، ضخامت  $(H)$  و طول آن  $(L)$  می‌باشد. در جدول (2) چگالی  $(\rho)$ ، ضریب کشسانی  $(E)$  و ضریب پواسون فولاد است که در شرایط مرزی ورق V شکل به صورت یک سرگیردار می‌باشد.

جدول ۱- ویژگی‌های هندسی ورق

$B_1$ (m)	$B_2$ (m)	$H$ (m)	$L$ (m)
۱	۰/۸۷	۰/۰۳	۱/۸۷

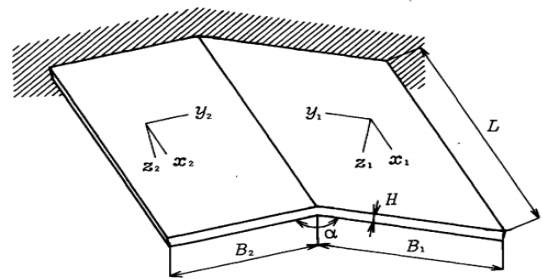
جدول ۲- ویژگی‌های مکانیکی ورق

$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$E$ (N/m <sup>2</sup> )	$\nu$
۷۸۰۰	$۲/۰۵ \times ۱۰^{۱۱}$	۰/۳

ضریب کشسانی در اثر وقوع خوردگی کاهش می‌یابد. در پژوهش حاضر به دلیل اهمیت زیاد تأثیر خوردگی بر ویژگی‌های مکانیکی ماده، اثر خوردگی‌های یکنواخت، نواری و موضعی بر روی بسامد ورق‌های V شکل فولادی با استفاده از نرم‌افزار آباکوس مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته است.

### ۲- تعیین بسامد ورق‌های V شکل

برای تحلیل ارتعاش آزاد به منظور تعیین بسامد ورق‌های V شکل باید معادله‌های حرکت با استفاده از یکی از روش‌های متعارف از جمله روش انرژی حل شود. در ادامه به کمک روش انرژی و با توجه به پژوهش آیری و همکاران [4] بسامد یک ورق V شکل دارای شرایط مرزی یک طرف گیردار-سه طرف آزاد که در شکل (۱) نشان داده شده است، به دست می‌آید.



شکل ۱- نمایش مؤلفه‌های اساسی و محورهای مختصات ورق V شکل [4]

بر پایه روش انرژی، رابطه‌های مربوط به انرژی‌های جنبشی و کرنشی به ترتیب در رابطه‌های (۱) و (۲) و صلبیت‌های خمشی و کششی به ترتیب در رابطه‌های (۳) و (۴) آورده شده است.

$$T = \frac{1}{2} \rho H \omega^2 \sum_{i=1}^2 \int_0^{B_i} \int_0^L (u^2 + v^2 + w^2) dx dy_i \quad (1)$$

$$U = \frac{1}{2} D \sum_{i=1}^2 \int_0^{B_i} \int_0^L \left[ \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 + 2\nu \frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{1-\nu}{2} \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 \right] dx dy_i + \frac{1}{2} K \sum_{i=1}^2 \int_0^{B_i} \int_0^L \left[ \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + \left( \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 + 2\nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2(1-\nu) \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] dx dy_i \quad (2)$$

$$D = \frac{EH}{(1-\nu^2)} \quad (3)$$

$$K = \frac{EH^3}{12(1-\nu^2)} \quad (4)$$

در رابطه‌های فوق،  $(L)$  طول ورق (متر)،  $(B=B_1+B_2)$  عرض کلی (متر)،  $(H)$  ضخامت (متر)،  $(\alpha)$  زاویه داخلی (درجه)،  $(E)$  ضریب کشسانی (نیوتن بر مترمربع)،  $(\rho)$  وزن مخصوص

شبکه‌بندی‌های گوناگون و تحلیل‌های متعدد، همگرایی در شبکه‌بندی ۱۶۰ میلی‌متر مناسب و قابل قبول است. داده‌های مربوط به همگرایی و تحلیل اجزای محدود به ترتیب در جدول‌های (۳) و (۴) آورده شده است.

قبل از انجام هرگونه تحلیل باید با توجه به شرایط مسئله با استفاده از روش آزمون و خطا به شبکه‌بندی مناسب دست یافت. برای این کار ابعاد جزء تغییر داده شد تا امکان همگرایی فراهم شود. به همین منظور از اجزایی با اندازه‌های ۵۰، ۱۰۰، ۱۶۰، ۲۰۰، ۳۰۰، ۵۰۰ و ۱۰۰۰ میلی‌متری استفاده شد. با بررسی

جدول ۳- بررسی همگرایی پاسخ با اندازه شبکه‌بندی گوناگون

اندازه شبکه‌بندی (mm)	۱۰۰	۱۶۰	۲۰۰	۳۰۰	۵۰۰	۱۰۰۰
بسامد مود اول (Hz)	۲۲/۰۷	۲۲/۱۲	۲۲/۱۶	۲۲/۲۲	۲۲/۳۷	۱۱/۸۹
	۵۰					

جدول ۴- مقایسه نتایج مدل تحلیلی مرجع با مدل اجزای محدود [۴]

شماره مود	نتایج مدل اجزای محدود (Hz)	نتایج مدل تحلیلی (Hz)	درصد خطا (%)
مود ۱	۲۲/۱۲	۲۲/۳۰	۰/۸۰
مود ۲	۴۴/۸۵	۴۵/۲۰	۰/۷۷
مود ۳	۸۱/۱۱	۸۱/۱۹	۰/۰۹
مود ۴	۹۶/۸۳	۹۷/۲۵	۰/۴۳
مود ۵	۱۵۰/۴۰	۱۵۵/۴۶	۳/۲۵

در فرآیند تحلیل و بررسی، مقدار ضریب کشسانی با توجه به جدول (۵) که حاصل پژوهش کونگ و همکاران [۱۰] است بر اساس عمر مفید سازه‌های فولادی و تغییرات محیطی و جوی در نظر گرفته شده است. برای مثال در شرایط واقعی برای رسیدن به خوردگی ۲/۹۰٪ در شهرهای پرجمعیت، حدود ۱۱ سال زمان لازم است.

#### ۴- اثر خوردگی بر ویژگی‌های مکانیکی ورق‌ها

در این پژوهش، اثر خوردگی‌های یکنواخت، نواری و موضعی بر روی بسامد ورق‌های V شکل فولادی در شرایط مرزی گوناگون از جمله آزاد، مفصلی و گیردار، با ضخامت‌های ۱۰، ۱۵ و ۲۰ میلی‌متر، طول‌های ۱، ۱/۵ و ۲ متر، عرض ۱ متر، زاویه‌های داخلی ۴۵، ۹۰ و ۱۳۵ درجه با شدت‌های خوردگی ۲/۹۰٪، ۸/۹۰٪ و ۱۵/۷۰٪ با استفاده از نرم‌افزار آباکوس مورد تحلیل قرار گرفته است.

جدول ۵- ویژگی‌های فولاد نرم در آزمایش تسریع خوردگی [۱۰]

نام نمونه	مدت زمان خوردگی (h)	درصد خوردگی (%)	کشسانی (GPa)	ضریب تسلیم (MPa)	مقاومت نهایی (MPa)	کرنش نسبی	کرنش گسیختگی
MX01		۰	۲۰۹	۲۸۹	۴۳۳	۰/۳۴	۰/۳۹
MX02		۰	۲۰۷	۲۹۰	۴۳۵	۰/۳۴	۰/۴۰
MX03		۰	۲۰۴	۲۸۸	۴۳۴	۰/۳۵	۰/۴۱
MX11		۲/۹۰	۱۹۰	۲۷۶	۴۱۰	۰/۳۸	۰/۳۰
MX12	۱۴۴۰	۳/۰۰	۱۹۳	۲۷۲	۴۰۵	۰/۳۴	۰/۲۷
MX13		۲/۹۰	۱۹۶	۲۷۲	۴۱۰	۰/۳۳	۰/۳۴
MX21		۸/۹۰	۱۹۱	۲۷۱	۴۰۹	۰/۲۹	۰/۲۷
MX22	۲۸۸۰	۸/۷۰	۲۰۷	۲۷۴	۴۰۷	۰/۲۷	۰/۲۶
MX23		۹/۲۰	۲۰۹	۲۷۳	۴۱۱	۰/۳۰	۰/۲۸
MX31		۱۵/۵۰	۱۹۳	۲۸۶	۴۱۱	۰/۲۶	۰/۲۷
MX32	۴۳۲۰	۱۵/۴۰	۱۹۵	۲۷۰	۴۰۳	۰/۲۷	۰/۲۷
MX33		۱۵/۷۰	۱۸۶	۲۶۹	۴۰۷	۰/۲۹	۰/۲۹

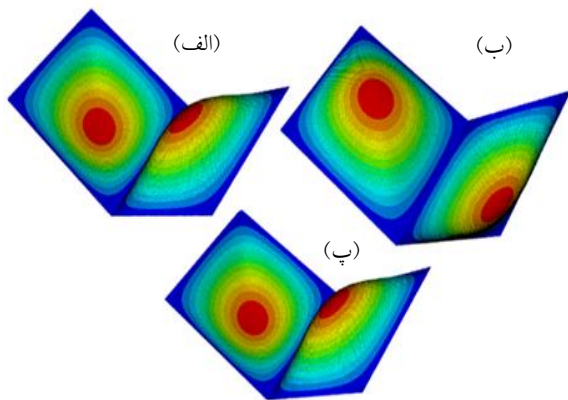


## ۵- تعیین و بررسی تأثیر خوردگی یکنواخت بر بسامد

## ورق‌های V شکل

خوردگی یکنواخت یک فرآیند است که در آن خوردگی به صورت یکسان روی سطح ماده اتفاق می‌افتد. نام‌گذاری نمونه‌های تحلیل‌شده در بخش خوردگی یکنواخت به صورت P-At-UCr%-Th-CDEF (P نشان‌دهنده ورق، (A) زاویه داخلی، (t) مقدار زاویه داخلی، (UC) خوردگی یکنواخت، حرف (r) شدت خوردگی، (T) ضخامت ورق V شکل و (h) مقدار ضخامت است. E, D, C, F و نشان‌دهنده نوع شرایط مرزی در هر طرف ورق هستند. برای مثال داخلی ۹۰ درجه، شدت خوردگی ۱۵/۷۰٪، ضخامت ۲۰ میلی‌متر و شرایط مرزی دو طرف مفصلی-دو طرف آزاد است. در این بخش از پژوهش بسامد ورق‌های دارای خوردگی یکنواخت با شدت ۲۰٪، ۱۵٪، ۱۰٪، ۵٪ و ۱٪، زاویه‌های داخلی ۴۵، ۹۰ و ۱۳۵ درجه، طول‌های ۱، ۱/۵ و ۲ متر و شرایط مرزی دو طرف مفصلی-دو طرف آزاد (SSFF)، دو طرف گیردار-دو طرف آزاد (CCFF) و چهار طرف مفصلی (SSSS) به دست آمده است. از بین تمامی ورق‌های مورد بررسی به دلیل نیاز به رعایت حجم مطالب، تنها داده‌های مربوط به ورق دارای کمترین بسامد در جدول (۶) آورده شده است. ورق V شکل یادشده دارای طول و عرض ۱ متر، ضخامت ۱۰ میلی‌متر با خوردگی ۱۵/۷۰٪، شرایط مرزی (SSFF) و زاویه داخلی ۴۵ درجه است و مقدار آن برابر ۱۹/۰۲ (هرتز) می‌باشد که به ترتیب نسبت به حالت بدون خوردگی و شدت‌های

خوردگی ۲/۹۰٪، ۸/۹۰٪ و ۱۵/۷۰٪ مقدار بسامد ۷/۴۴٪، ۱۲/۹۲٪ و ۲۰/۴۲٪ کاهش می‌یابد. به منظور بررسی تأثیر شدت و موقعیت خوردگی یکنواخت بر شکل مود ورق V شکل در شکل (۲) به عنوان نمونه شکل مود اول ورق‌های V شکل دارای خوردگی یکنواخت با طول و عرض ۱ متر، شدت‌های خوردگی ۲/۹۰٪، ۸/۹۰٪ و ۱۵/۷۰٪، ضخامت ۲۰ میلی‌متر، شرایط مرزی (SSSS) و زاویه‌های داخلی ۱۳۵ درجه نشان داده شده است. همچنین در شکل (۳) اثر افزایش خوردگی یکنواخت بر بسامد مود اول ورق V شکل به طول و عرض ۱ متر، زاویه داخلی ۴۵ درجه، با ضخامت‌های ۱۰، ۱۵ و ۲۰ میلی‌متر و شرایط مرزی (SSFF) نشان داده شده است.



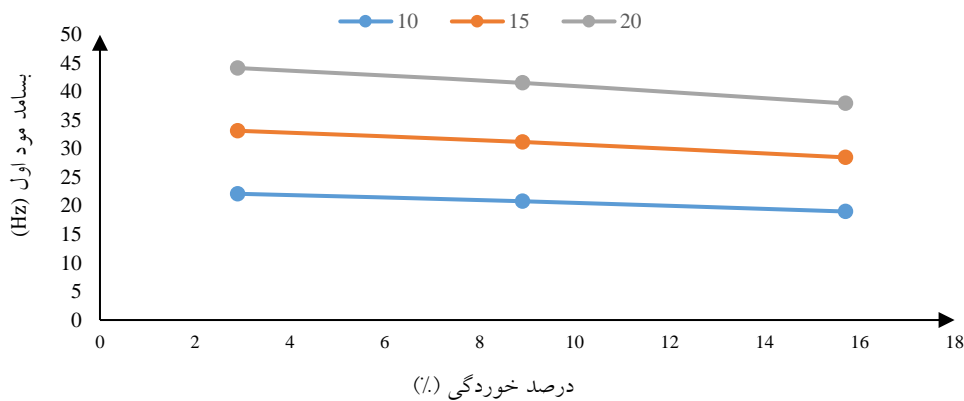
شکل ۲- نمایش شکل مود اول ورق V شکل دارای خوردگی

یکنواخت با زاویه داخلی ۱۳۵ درجه و شرایط مرزی (SSSS)

الف) P-A135-UC2.9%-T20-SSSS-M<sub>1</sub>ب) P-A135-UC8.9%-T20-SSSS-M<sub>1</sub> وپ) P-A135-UC15.7%-T20-SSSS-M<sub>1</sub>

جدول ۶- بسامد ورق V شکل ۱ متری دارای خوردگی یکنواخت با شرایط مرزی (SSFF)

نام مدل بسامد (Hz)	P-A45-UC15.7% T20-SSFF	P-A45-UC8.9% T20-SSFF	P-A45-UC2.9% T20-SSFF	P-A45-UC15.7% T15-SSFF	P-A45-UC8.9% T15-SSFF	P-A45-UC2.9% T15-SSFF	P-A45-UC15.7% T10-SSFF	P-A45-UC8.9% T10-SSFF	P-A45-UC2.9% T10-SSFF
بسامد مود ۱	۳۷/۹۷	۴۱/۵۶	۴۴/۱۷	۲۸/۵۱	۳۱/۲۱	۳۳/۱۷	۱۹/۰۲	۲۰/۸۲	۲۲/۱۳
بسامد مود ۲	۵۹/۹۳	۶۵/۶۲	۶۹/۷۴	۴۴/۹۸	۴۹/۲۵	۵۲/۳۵	۳۰/۰۱	۳۲/۸۶	۳۴/۹۳
بسامد مود ۳	۶۲/۹۳	۶۸/۸۱	۷۳/۰۶	۴۷/۳۹	۵۱/۸۵	۵۵/۰۷	۳۱/۷۱	۳۴/۷۱	۳۶/۸۳
بسامد مود ۴	۸۰/۷۳	۸۸/۳۴	۹۳/۸۴	۶۰/۶۹	۶۶/۴۳	۷۰/۵۸	۴۰/۵۵	۴۴/۳۹	۴۷/۱۸
بسامد مود ۵	۱۴۳/۲۳	۱۵۶/۶۲	۱۶۶/۲۸	۱۰۷/۸۹	۱۱۸/۰۳	۱۲۵/۳۶	۷۲/۲۰	۷۹/۰۲	۸۳/۹۶
بسامد مود ۶	۱۵۲/۶۹	۱۶۶/۹۸	۱۷۷/۲۸	۱۱۴/۹۴	۱۲۵/۷۷	۱۳۳/۶۰	۷۶/۸۳	۸۴/۱۰	۸۹/۳۸
بسامد مود ۷	۱۵۵/۵۶	۱۷۰/۱۸	۱۸۰/۷۴	۱۱۷/۰۳	۱۲۸/۰۷	۱۳۵/۰۶	۷۸/۲۳	۸۵/۶۳	۹۱/۰۰
بسامد مود ۸	۱۸۲/۵۲	۱۹۹/۵۴	۲۱۱/۸۰	۱۳۷/۵۱	۱۵۰/۴۴	۱۵۹/۷۷	۹۲/۰۱	۱۰۰/۷۱	۱۰۷/۰۱
بسامد مود ۹	۱۹۴/۷۰	۲۱۳/۰۶	۲۲۶/۳۵	۱۴۶/۲۹	۱۶۰/۱۴	۱۷۰/۱۷	۹۷/۶۶	۱۰۶/۹۳	۱۱۳/۶۵
بسامد مود ۱۰	۲۲۰/۸۶	۲۴۱/۶۱	۲۵۶/۶۱	۱۶۶/۱۱	۱۸۱/۷۹	۱۹۳/۱۴	۱۱۰/۹۹	۱۲۱/۵۰	۱۲۹/۱۳



شکل ۳- اثر افزایش خوردگی یکنواخت بر بسامد مود اول ورق V شکل به طول و عرض ۱ متر، زاویه داخلی ۴۵ درجه، با ضخامت‌های ۱۰، ۱۵ و ۲۰ میلی‌متر و شرایط مرزی (SSFF)

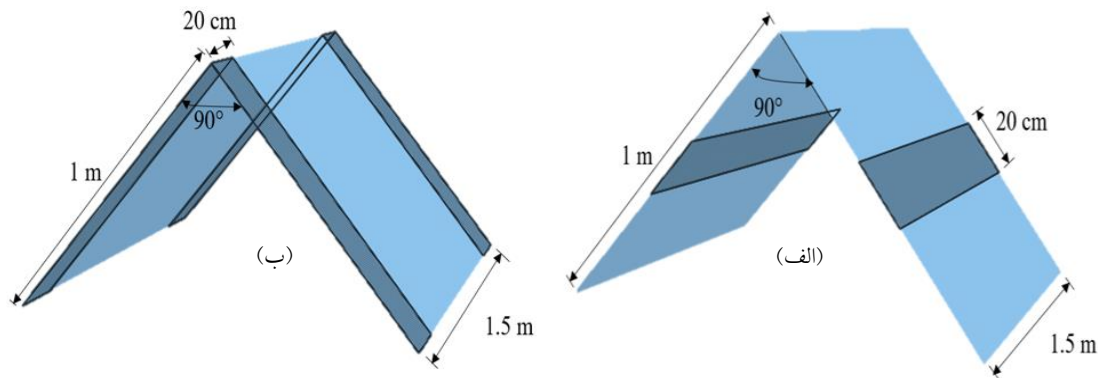
خوردگی نواری، (x) شدت خوردگی، C, D, E و F نوع شرایط مرزی در هر طرف ورق، (I) و (n) به ترتیب نمایانگر الگوی خوردگی و شماره الگو می‌باشند. به عنوان مثال خوردگی P-A90-SC15.7%-SSSS-I2 بیانگر ورق V شکل با زاویه داخلی ۹۰ درجه، خوردگی نواری با شدت ۱۵/۷۰٪ در شرایط مرزی چهار طرف مفصلی (SSSS) و الگوی خوردگی نوع دوم است. زاویه داخلی و شکل هندسی ورق V شکل دارای الگوی خوردگی نواری مختلف در جدول (۷) ارائه شده است. خوردگی طولی و یا عرضی به صورت نواری و متقارن به عرض ۲۰ سانتی‌متر بر روی ورق V شکل اعمال شده است. در شکل (۴) برای درک بهتر، شکل هندسی ورق و موقعیت‌های مختلف خوردگی نواری نمایش داده شده است.

### ۶- تعیین و بررسی تأثیر خوردگی نواری بر بسامد ورق‌های V شکل

به منظور تعیین بسامد ورق‌های V شکل دارای خوردگی نواری، ورقی به طول ۱/۵ متر، عرض ۱ متر، ضخامت ۱۵ میلی‌متر، زاویه داخلی ۹۰ درجه و شدت‌های خوردگی ۲/۹۰٪، ۸/۹۰٪ و ۱۵/۷۰٪ در نظر گرفته شده است. شرایط مرزی به صورت دو طرف مفصلی-دو طرف آزاد، دو طرف گیردار-دو طرف آزاد و چهار طرف مفصلی در نظر گرفته شده‌اند. بسامد ورق یادشده بدون خوردگی در شرایط مرزی دو طرف مفصلی-دو طرف آزاد برابر با ۳۶/۱۱ (هرتز) می‌باشد. برای شرایط مرزی دو طرف گیردار-دو طرف آزاد و چهار طرف مفصلی نیز بسامد به ترتیب برابر با ۵۶/۷۸ و ۵۲/۸۷ (هرتز) شده است. نام‌گذاری مدل‌ها به صورت P-A90-SCx%-CDEF-In می‌باشد. در این نام‌گذاری (P) نشان‌دهنده ورق، (A90) ورق با زاویه داخلی ۹۰ درجه، (SC)

جدول ۷- ویژگی‌های هندسی الگوی خوردگی نواری در موقعیت‌های گوناگون

موقعیت الگوی خوردگی	زاویه داخلی ورق (°)	نوع الگوی خوردگی
پایین در راستای طول ورق	۹۰	I1
وسط در راستای طول ورق	۹۰	I2
بالا در راستای طول ورق	۹۰	I3
گوشه در راستای عرض ورق	۹۰	I4
وسط در راستای عرض ورق	۹۰	I5



شکل ۴- نمایش ابعاد هندسی ورق V شکل دارای خوردگی (الف) الگوی خوردگی I2 و (ب) الگوی خوردگی I4

زاویه داخلی ۹۰ درجه و شرایط مرزی (SSFF)، (CCFF) و (SSSS) دارای الگوی خوردگی نواری I2 نشان داده شده است. به طور کلی با افزایش شدت خوردگی در تمامی مدهای ورق V شکل، بسامد کاهش یافته است. بیشترین و کمترین درصد کاهش بسامد مود اول نسبت به حالت بدون خوردگی به ترتیب در مدل‌هایی به نام‌های (P-A90-SC15.7%-SSFF-I2) و (P-A90-SC2.9%-CCFF-I2) با بسامد ۳۲/۳۴ و ۵۵/۷۵ (هرتز) رخ داده است. در این الگو بیشترین تأثیر کاهش بسامد به ترتیب در شرایط مرزی (SSFF)، (SSSS) و (CCFF) اتفاق افتاده است.

در شکل (۵) تأثیر افزایش خوردگی نواری با الگوی I2 بر بسامد مود اول ورق V شکل به طول ۱/۵ و عرض ۱ متر، زاویه داخلی ۹۰ درجه، با ضخامت ۱۵ میلی‌متر و شرایط مرزی (SSFF)، (CCFF) و (SSSS) نشان داده شده است.

در جدول (۸) بسامد ۱۰ مود اول ورق V شکل با ضخامت ۱۵ میلی‌متر دارای شدت‌های خوردگی ۲/۹۰٪، ۸/۹۰٪ و ۱۵/۷۰٪ زاویه داخلی ۹۰ درجه و شرایط مرزی (SSFF)، (CCFF) و (SSSS) دارای الگوی خوردگی نواری I3 نشان داده شده است. به طور کلی با افزایش شدت خوردگی در تمامی مدهای ورق V شکل، بسامد کاهش یافته است. بیشترین و کمترین درصد کاهش بسامد مود اول نسبت به حالت بدون خوردگی به ترتیب در مدل‌هایی به نام‌های (P-A90-SC15.7%-SSSS-I3) و (P-A90-SC2.9%-SSFF-I3) با بسامد ۵۰/۹۰ و ۳۵/۹۵ (هرتز) رخ داده است. در این الگو بیشترین تأثیر کاهش بسامد به ترتیب در شرایط مرزی (SSSS)، (CCFF) و (SSFF) اتفاق افتاده است.

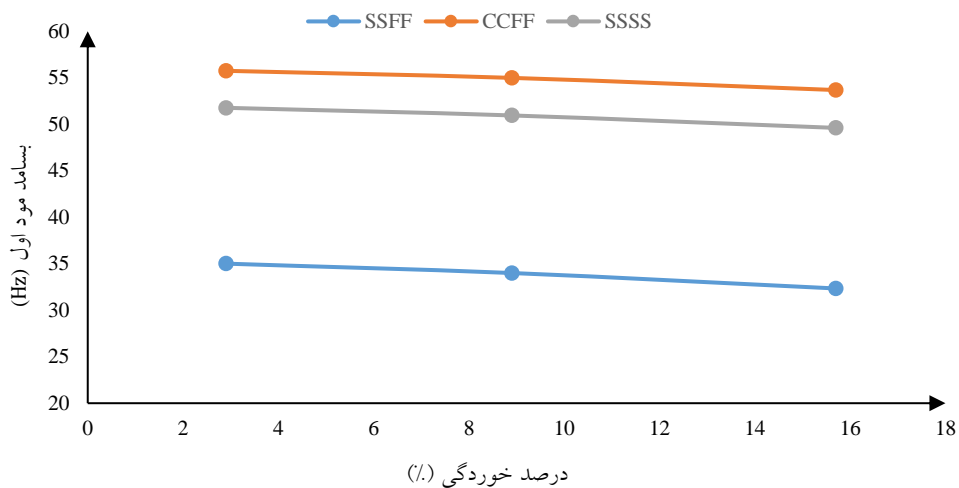
در جدول (۹) بسامد ۱۰ مود اول ورق V شکل با ضخامت ۱۵ میلی‌متر دارای شدت‌های خوردگی ۲/۹۰٪، ۸/۹۰٪ و ۱۵/۷۰٪

جدول ۸- بسامد ورق V شکل ۱/۵ متری دارای خوردگی نواری با الگوی خوردگی I3

نام مدل بسامد (Hz)	P-A90-SC15.7%-SSSS-I3	P-A90-SC8.9%-SSSS-I3	P-A90-SC2.9%-SSSS-I3	P-A90-SC15.7%-CCFF-I3	P-A90-SC8.9%-CCFF-I3	P-A90-SC2.9%-CCFF-I3	P-A90-SC15.7%-SSFF-I3	P-A90-SC8.9%-SSFF-I3	P-A90-SC2.9%-SSFF-I3
بسامد مود ۱	۵۰/۹۰	۵۱/۷۰	۵۲/۲۶	۵۵/۴۹	۵۶/۱۱	۵۶/۴۴	۳۵/۴۶	۳۵/۷۷	۳۵/۹۵
بسامد مود ۲	۶۵/۱۰	۶۷/۰۲	۶۸/۵۴	۶۳/۲۷	۶۴/۵۱	۶۵/۳۶	۴۵/۷۷	۴۶/۷۱	۴۷/۳۸
بسامد مود ۳	۹۷/۶۸	۹۹/۲۴	۱۰۰/۳۶	۷۶/۱۵	۷۸/۵۹	۸۰/۵۲	۵۱/۴۵	۵۳/۴۶	۵۵/۰۵
بسامد مود ۴	۱۰۸/۹۰	۱۱۰/۷۷	۱۱۲/۱۹	۸۲/۹۹	۸۵/۵۹	۸۷/۶۲	۶۰/۷۷	۶۲/۸۶	۶۴/۴۹
بسامد مود ۵	۱۵۵/۲۳	۱۵۸/۶۵	۱۶۰/۶۸	۹۲/۷۸	۹۵/۱۸	۹۶/۹۳	۷۹/۹۳	۸۱/۸۷	۸۳/۲۷
بسامد مود ۶	۱۷۷/۳۰	۱۷۹/۶۲	۱۸۱/۲۴	۱۱۰/۷۶	۱۱۲/۷۱	۱۱۴/۹۴	۹۲/۸۶	۹۵/۱۸	۹۶/۹۳
بسامد مود ۷	۱۸۶/۶۲	۱۸۸/۶۴	۱۹۰/۱۱	۱۵۱/۴۱	۱۵۴/۷۴	۱۵۷/۱۴	۱۳۸/۷۰	۱۴۱/۷۹	۱۴۳/۵۶
بسامد مود ۸	۱۸۹/۱۴	۱۹۳/۳۱	۱۹۶/۲۶	۱۶۵/۱۳	۱۶۸/۳۹	۱۷۰/۷۸	۱۴۲/۴۳	۱۴۵/۱۷	۱۴۷/۱۵
بسامد مود ۹	۲۰۱/۲۰	۲۰۵/۳۸	۲۰۸/۰۵	۱۷۴/۷۴	۱۷۹/۰۲	۱۸۱/۵۴	۱۵۰/۹۴	۱۵۴/۲۴	۱۵۶/۲۳
بسامد مود ۱۰	۲۳۱/۴۴	۲۳۶/۱۰	۲۳۹/۳۴	۱۸۵/۵۴	۱۸۹/۹۱	۱۹۲/۵۵	۱۵۳/۲۲	۱۵۵/۸۲	۱۵۷/۷۲

جدول ۹- بسامد ورق V شکل ۱/۵ متری دارای خوردگی نواری با الگوی خوردگی I2

نام مدل بسامد (Hz)	P-A90- SC15.7%- SSSS-I2	P-A90- SC8.9%- SSSS-I2	P-A90- SC2.9%- SSSS-I2	P-A90- SC15.7%- CCFF-I2	P-A90- SC8.9%- CCFF-I2	P-A90- SC2.9%- CCFF-I2	P-A90- SC15.7%- SSFF-I2	P-A90- SC8.9%- SSFF-I2	P-A90- SC2.9%- SSFF-I2
بسامد مود ۱	۴۹/۶۱	۵۰/۹۵	۵۱/۷۷	۵۳/۶۸	۵۴/۹۹	۵۵/۷۵	۳۲/۳۴	۳۴/۰۰	۳۵/۰۱
بسامد مود ۲	۶۶/۸۷	۶۸/۱۹	۶۸/۹۷	۶۳/۹۰	۶۴/۸۷	۶۵/۳۹	۴۵/۸۴	۴۶/۸۰	۴۷/۳۴
بسامد مود ۳	۹۶/۶۵	۹۸/۳۸	۹۹/۵۶	۷۸/۷۳	۸۰/۲۸	۸۱/۱۸	۵۳/۶۶	۵۴/۹۶	۵۵/۷۲
بسامد مود ۴	۱۰۸/۳۶	۱۱۰/۲۳	۱۱۱/۴۷	۸۶/۷۶	۸۷/۹۵	۸۸/۵۴	۶۳/۸۵	۶۴/۸۲	۶۵/۳۴
بسامد مود ۵	۱۵۸/۷۴	۱۶۰/۵۵	۱۶۱/۶۹	۹۶/۳۷	۹۷/۲۴	۹۷/۷۱	۸۲/۷۸	۸۳/۵۱	۸۳/۹۰
بسامد مود ۶	۱۷۲/۶۳	۱۷۶/۰۶	۱۷۸/۵۴	۱۱۴/۴۶	۱۱۵/۴۵	۱۱۵/۹۴	۹۶/۳۰	۹۷/۱۷	۹۷/۶۴
بسامد مود ۷	۱۸۰/۶۵	۱۸۴/۲۸	۱۸۶/۸۷	۱۵۴/۰۸	۱۵۵/۹۹	۱۵۷/۲۸	۱۴۲/۸۷	۱۴۴/۱۰	۱۴۴/۷۷
بسامد مود ۸	۱۹۳/۴۸	۱۹۶/۰۴	۱۹۷/۶۳	۱۶۷/۲۶	۱۶۹/۲۵	۱۷۰/۵۵	۱۴۳/۹۸	۱۴۵/۷۵	۱۴۶/۹۷
بسامد مود ۹	۲۰۳/۱۴	۲۰۸/۳۸	۲۰۸/۶۴	۱۷۹/۵۵	۱۸۱/۶۶	۱۸۲/۸۷	۱۵۳/۸۸	۱۵۵/۸۳	۱۵۷/۰۹
بسامد مود ۱۰	۲۳۳/۳۰	۲۳۷/۱۹	۲۳۹/۸۳	۱۸۹/۲۸	۱۹۱/۹۲	۱۹۳/۵۸	۱۵۴/۰۰	۱۵۵/۹۱	۱۵۷/۲۰



شکل ۵- اثر افزایش خوردگی نواری با الگوی I2 بر بسامد مود اول ورق V شکل به طول ۱/۵ و عرض ۱ متر، زاویه داخلی ۹۰ درجه، با ضخامت ۱۵ میلی‌متر و شرایط مرزی (SSFF)، (CCFF) و (SSSS)

رخ داده است. در این الگو بیشترین تأثیر کاهش بسامد به ترتیب در شرایط مرزی (CCFF)، (SSFF) و (SSSS) اتفاق افتاده است. همچنین برای الگوی I5 بیشترین و کمترین درصد کاهش بسامد مود اول نسبت به حالت بدون خوردگی به ترتیب در مدل‌هایی به نام‌های (P-A90-SC15.7%-SSSS-I5) و (P-A90-SC2.9%-SSFF-I5) با بسامد ۵۱/۱۲ و ۳۵/۸۰ (هرتز) رخ داده است. در این الگو بیشترین تأثیر کاهش بسامد به ترتیب در شرایط مرزی (SSSS)، (CCFF) و (SSFF) اتفاق افتاده است.

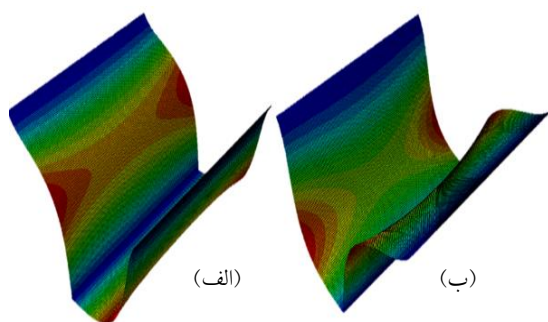
در جدول‌های (۱۰) و (۱۱) به ترتیب بسامد ۱۰ مود اول ورق V شکل با ضخامت ۱۵ میلی‌متر دارای شدت‌های خوردگی ۲/۹۰٪، ۸/۹۰٪ و ۱۵/۷۰٪، زاویه داخلی ۹۰ درجه و شرایط مرزی (SSFF)، (CCFF) و (SSSS) دارای الگوی خوردگی نواری I4 و I5 نشان داده شده است. به‌طورکلی با افزایش شدت خوردگی در تمامی مدهای ورق V شکل، بسامد کاهش یافته است. برای الگوی I4 بیشترین و کمترین درصد کاهش بسامد مود اول نسبت به حالت بدون خوردگی به ترتیب در مدل‌هایی به نام‌های (P-A90-SC15.7%-CCFF-I4) و (P-A90-SC2.9%-SSSS-I4) با بسامد ۵۳/۳۹ و ۵۲/۱۲ (هرتز)

جدول ۱۰- بسامد ورق V شکل ۱/۵ متری دارای خوردگی نواری با الگوی خوردگی I4

نام مدل بسامد (Hz)	P-A90- SC15.7%- SSSS-I4	P-A90- SC8.9%- SSSS-I4	P-A90- SC2.9%- SSSS-I4	P-A90- SC15.7%- -CCFF-I4	P-A90- SC8.9%- CCFF-I4	P-A90- SC2.9%- CCFF-I4	P-A90- SC15.7%- -SSFF-I4	P-A90- SC8.9%- SSFF-I4	P-A90- SC2.9%- SSFF-I4
بسامد مود ۱	۵۰/۵۷	۵۱/۴۲	۵۲/۱۲	۵۳/۳۹	۵۴/۵۷	۵۵/۴۸	۳۴/۰۶	۳۴/۷۵	۳۵/۳۰
بسامد مود ۲	۶۸/۰۲	۶۸/۸۴	۶۹/۴۷	۶۰/۶۸	۶۲/۵۷	۶۴/۰۱	۴۴/۸۸	۴۵/۹۲	۴۶/۷۱
بسامد مود ۳	۹۵/۹۲	۹۸/۲۶	۹۹/۸۴	۷۷/۱۹	۷۹/۱۹	۸۰/۶۵	۵۳/۳۷	۵۴/۵۵	۵۵/۴۶
بسامد مود ۴	۱۰۷/۸۰	۱۱۰/۲۱	۱۱۱/۸۶	۸۱/۰۷	۸۴/۱۱	۸۶/۴۰	۶۰/۶۳	۶۲/۵۲	۶۳/۹۵
بسامد مود ۵	۱۵۹/۰۰	۱۶۰/۵۵	۱۶۱/۶۶	۹۳/۸۹	۹۵/۴۶	۹۶/۶۵	۸۱/۴۳	۸۲/۴۵	۸۳/۲۲
بسامد مود ۶	۱۷۱/۶۸	۱۷۶/۵۵	۱۷۹/۶۰	۱۱۰/۶۲	۱۱۲/۷۵	۱۱۴/۴۲	۹۳/۸۲	۹۵/۳۹	۹۶/۵۸
بسامد مود ۷	۱۷۹/۹۷	۱۸۴/۹۵	۱۸۸/۰۹	۱۵۳/۶۶	۱۵۵/۷۵	۱۵۷/۲۱	۱۳۴/۰۷	۱۳۵/۰۵	۱۴۱/۸۱
بسامد مود ۸	۱۹۵/۵۷	۱۹۷/۱۴	۱۹۸/۲۵	۱۶۵/۹۹	۱۶۸/۴۹	۱۷۰/۲۸	۱۴۲/۷۰	۱۴۵/۹۷	۱۴۷/۱۱
بسامد مود ۹	۲۰۰/۲۰	۲۰۴/۵۶	۲۰۷/۶۱	۱۶۹/۸۳	۱۷۵/۶۴	۱۷۹/۴۸	۱۴۴/۳۲	۱۴۸/۳۷	۱۵۲/۴۸
بسامد مود ۱۰	۲۳۱/۴۹	۲۳۶/۰۶	۲۳۹/۲۴	۱۷۴/۶۵	۱۸۲/۳۲	۱۸۷/۸۰	۱۵۳/۵۹	۱۵۵/۶۸	۱۵۷/۱۳

جدول ۱۱- بسامد ورق V شکل ۱/۵ متری دارای خوردگی نواری با الگوی خوردگی I5

نام مدل بسامد (Hz)	P-A90- SC15.7%- SSSS-I5	P-A90- SC8.9%- SSSS-I5	P-A90- SC2.9%- SSSS-I5	P-A90- SC15.7%- -CCFF-I5	P-A90- SC8.9%- CCFF-I5	P-A90- SC2.9%- CCFF-I5	P-A90- SC15.7%- -SSFF-I5	P-A90- SC8.9%- SSFF-I5	P-A90- SC2.9%- SSFF-I5
بسامد مود ۱	۵۱/۱۲	۵۱/۷۶	۵۲/۱۹	۵۵/۵۵	۵۵/۹۶	۵۶/۲۹	۳۵/۳۴	۳۵/۵۹	۳۵/۸۰
بسامد مود ۲	۶۷/۵۱	۶۸/۴۲	۶۹/۱۲	۶۵/۵۶	۶۵/۸۵	۶۶/۰۴	۴۷/۲۸	۴۷/۵۸	۴۷/۸۲
بسامد مود ۳	۹۹/۱۸	۱۰۰/۱۱	۱۰۰/۸۲	۸۰/۷۸	۸۱/۴۱	۸۱/۹۰	۵۵/۵۳	۵۵/۹۴	۵۶/۲۷
بسامد مود ۴	۱۱۱/۲۴	۱۱۲/۱۹	۱۱۲/۹۱	۸۹/۲۱	۸۹/۴۳	۸۹/۶۱	۶۵/۵۱	۶۵/۷۷	۶۵/۹۹
بسامد مود ۵	۱۵۵/۹۳	۱۵۸/۳۸	۱۶۰/۱۹	۹۵/۵۸	۹۶/۸۳	۹۷/۶۵	۸۲/۰۷	۸۳/۱۷	۸۳/۸۷
بسامد مود ۶	۱۷۵/۷۳	۱۷۸/۵۶	۱۸۰/۴۵	۱۱۳/۳۱	۱۱۴/۷۸	۱۱۵/۸۰	۹۵/۵۱	۹۶/۷۶	۹۷/۵۸
بسامد مود ۷	۱۸۴/۰۸	۱۸۷/۰۱	۱۸۸/۹۸	۱۵۶/۶۰	۱۵۷/۸۹	۱۵۸/۸۰	۱۴۱/۹۱	۱۴۳/۱۹	۱۴۴/۱۳
بسامد مود ۸	۱۹۰/۴۸	۱۹۳/۶۶	۱۹۶/۰۱	۱۷۰/۰۵	۱۷۱/۳۶	۱۷۲/۲۸	۱۴۶/۲۳	۱۴۷/۴۸	۱۴۸/۳۶
بسامد مود ۹	۲۰۶/۳۱	۲۰۸/۱۹	۲۰۹/۵۹	۱۷۹/۶۲	۱۸۱/۳۶	۱۸۲/۶۰	۱۵۶/۵۲	۱۵۷/۶۵	۱۵۸/۰۲
بسامد مود ۱۰	۲۳۸/۲۳	۲۴۰/۰۶	۲۴۱/۴۳	۱۹۴/۳۴	۱۹۴/۷۹	۱۹۵/۱۳	۱۵۷/۱۷	۱۵۷/۸۱	۱۵۸/۷۱



شکل ۶- نمایش شکل مود اول ورق V شکل با زاویه داخلی ۹۰ درجه، شرایط مرزی (CCFF) و شدت خوردگی ۱۵/۷۰٪  
الف) الگوی خوردگی I2 و ب) الگوی خوردگی I4

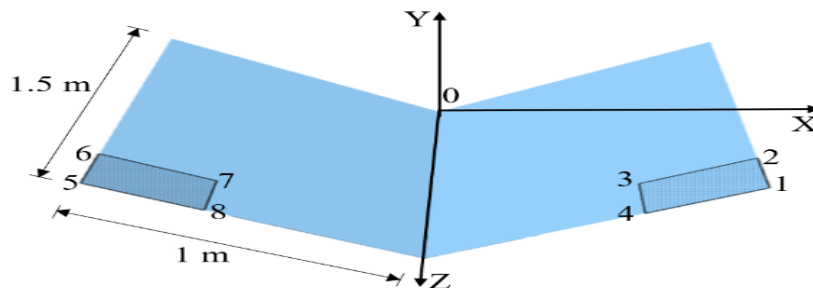
به منظور بررسی تأثیر شدت و موقعیت خوردگی نواری بر شکل مود ورق V شکل در شکل (۶)، شکل مود اول دو الگوی I2 و I4 در ورق V شکل دارای خوردگی نواری در شرایط مرزی (CCFF) با زاویه داخلی ۹۰ درجه و شدت خوردگی ۱۵/۷۰٪ نشان داده شده است. مشخص می شود که با تغییر محل خوردگی، شکل مودهای ورق V شکل تغییر پیدا کرده است. همچنین این موضوع باعث تغییر جهت نیم موج های سینوسی در راستای طول و محیط ورق شده است.

## ۷- تعیین و بررسی تأثیر خوردگی موضعی بر بسامد

### ورق‌های V شکل

به منظور تعیین بسامد ورق‌های V شکل دارای خوردگی موضعی، ورقی به طول ۱/۵ متر، عرض ۱ متر، ضخامت ۱۵ میلی‌متر، زاویه داخلی ۹۰ درجه و شدت‌های خوردگی ۲/۹۰٪، ۸/۹۰٪ و ۱۵/۷۰٪ در نظر گرفته شده است. شرایط مرزی به صورت دو طرف مفصلی-دو طرف آزاد، دو طرف گیردار-دو طرف آزاد و چهار طرف مفصلی در نظر گرفته شده‌اند. بسامد ورق‌های یادشده بدون خوردگی در شرایط مرزی دو طرف مفصلی-دو طرف آزاد برابر ۳۶/۱۱ (هرتز) می‌باشد. برای شرایط مرزی دوطرف گیردار-دوطرف آزاد و چهار طرف مفصلی نیز بسامد به ترتیب برابر ۵۶/۷۸ و ۵۲/۸۷ (هرتز) شده است. نام‌گذاری مدل‌ها به صورت نشان‌دهنده ورق، (A90) ورق با زاویه داخلی ۹۰ درجه، (LC) خوردگی موضعی، (x) شدت خوردگی، C, D, E و F نوع شرایط

مرزی در هر طرف ورق، (K) و (n) به ترتیب نمایانگر الگوی خوردگی و شماره الگو می‌باشند. به عنوان مثال خوردگی P-A90-LC15.7%-SSFF-K8 نشان‌دهنده ورق V شکل با زاویه داخلی ۹۰ درجه، خوردگی موضعی با شدت ۱۵/۷۰٪ در شرایط مرزی دوطرف مفصلی-دو طرف آزاد و الگوی خوردگی نوع هشتم می‌باشد. ۹ الگوی خوردگی موضعی بررسی و معرفی شده است اما تنها داده‌های مربوط به دو الگو که دارای بیش‌ترین تأثیر و الگویی که کم‌ترین تأثیر را دارد آورده شده است. مختصات رأس‌های الگوهای خوردگی موضعی K1 تا K9 در جدول‌های (۱۲) و (۱۳) ارائه شده است. خوردگی به صورت موضعی و متقارن بر روی ورق V شکل اعمال شده است. در شکل (۷) برای درک بهتر شکل هندسی ورق و موقعیت‌های مختلف خوردگی موضعی نمایش داده شده است.



شکل ۷- موقعیت مکانی رأس‌های الگوهای خوردگی موضعی

جدول ۱۲- موقعیت مکانی الگوهای خوردگی موضعی مستطیلی متقارن نسبت به محور مختصات کلی

الگوی خوردگی	X <sub>1</sub> (m)	Y <sub>1</sub> (m)	Z <sub>1</sub> (m)	X <sub>2</sub> (m)	Y <sub>2</sub> (m)	Z <sub>2</sub> (m)	X <sub>3</sub> (m)	Y <sub>3</sub> (m)	Z <sub>3</sub> (m)	X <sub>4</sub> (m)	Y <sub>4</sub> (m)	Z <sub>4</sub> (m)
LC1	۰/۷۰	۰/۷۰	۱/۵	۰/۷۰	۰/۷۰	۱/۲۵	۰/۴۷	۰/۴۷	۱/۲۵	۰/۴۷۱	۰/۴۷۱	۱/۵
LC2	۰/۴۷	۰/۴۷	۱/۵	۰/۴۷	۰/۴۷	۱/۲۵	۰/۲۳	۰/۲۳	۱/۲۵	۰/۲۳	۰/۲۳	۱/۵
LC3	۰/۲۳	۰/۲۳	۱/۵	۰/۲۳	۰/۲۳	۱/۲۵	۰	۰	۱/۲۵	۰	۰	۱/۵
LC4	۰/۷۰	۰/۷۰	۱/۲۵	۰/۷۰	۰/۷۰	۱	۰/۴۷	۰/۴۷	۱	۰/۴۷	۰/۴۷	۱/۲۵
LC5	۰/۴۷	۰/۴۷	۱/۲۵	۰/۴۷	۰/۴۷	۱	۰/۲۳	۰/۲۳	۱	۰/۲۳	۰/۲۳	۱/۲۵
LC6	۰/۲۳	۰/۲۳	۱/۲۵	۰/۲۳	۰/۲۳	۱	۰	۰	۱	۰	۰	۱/۲۵
LC7	۰/۷۰	۰/۷۰	۱	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۷۵	۰/۴۷	۰/۴۷	۰/۷۵	۰/۴۷	۰/۴۷	۱
LC8	۰/۴۷	۰/۴۷	۱	۰/۴۷	۰/۴۷	۰/۷۵	۰/۲۳	۰/۲۳	۰/۷۵	۰/۲۳	۰/۲۳	۱
LC9	۰/۲۳	۰/۲۳	۱	۰/۲۳	۰/۲۳	۰/۷۵	۰	۰	۰/۷۵	۰	۰	۱

جدول ۱۳- موقعیت مکانی الگوهای خوردگی موضعی مستطیلی متقارن نسبت به محور مختصات کلی

الگوی خوردگی	X <sub>5</sub> (m)	Y <sub>5</sub> (m)	Z <sub>5</sub> (m)	X <sub>6</sub> (m)	Y <sub>6</sub> (m)	Z <sub>6</sub> (m)	X <sub>7</sub> (m)	Y <sub>7</sub> (m)	Z <sub>7</sub> (m)	X <sub>8</sub> (m)	Y <sub>8</sub> (m)	Z <sub>8</sub> (m)
LC1	-۰/۷۰	۰/۷۰	۱/۵	-۰/۷۰	۰/۷۰	۱/۲۵	-۰/۴۷	۰/۴۷	۱/۲۵	-۰/۴۷	۰/۴۷	۱/۵
LC2	-۰/۴۷	۰/۴۷	۱/۵	-۰/۴۷	۰/۴۷	۱/۲۵	-۰/۲۳	۰/۲۳	۱/۲۵	-۰/۲۳	۰/۲۳	۱/۵
LC3	-۰/۲۳	۰/۲۳	۱/۵	-۰/۲۳	۰/۲۳	۱/۲۵	۰	۰	۱/۲۵	۰	۰	۱/۵
LC4	-۰/۷۰	۰/۷۰	۱/۲۵	-۰/۷۰	۰/۷۰	۱	-۰/۴۷	۰/۴۷	۱	-۰/۴۷	۰/۴۷	۱/۲۵
LC5	-۰/۴۷	۰/۴۷	۱/۲۵	-۰/۴۷	۰/۴۷	۱	-۰/۲۳	۰/۲۳	۱	-۰/۲۳	۰/۲۳	۱/۲۵
LC6	-۰/۲۳	۰/۲۳	۱/۲۵	-۰/۲۳	۰/۲۳	۱	۰	۰	۱	۰	۰	۱/۲۵
LC7	-۰/۷۰	۰/۷۰	۱	-۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۷۵	-۰/۴۷	۰/۴۷	۰/۷۵	-۰/۴۷	۰/۴۷	۱
LC8	-۰/۴۷	۰/۴۷	۱	-۰/۴۷	۰/۴۷	۰/۷۵	-۰/۲۳	۰/۲۳	۰/۷۵	-۰/۲۳	۰/۲۳	۱
LC9	-۰/۲۳	۰/۲۳	۱	-۰/۲۳	۰/۲۳	۰/۷۵	۰	۰	۰/۷۵	۰	۰	۱

مقدار کاهش ۰/۳۹٪ می‌باشد. در این الگو بیشترین تأثیر کاهش بسامد به ترتیب در شرایط مرزی (SSSS)، (SSFF) و (CCFF) اتفاق افتاده است. در شکل (۸) تأثیر خوردگی موضعی در مقدار بسامد مود اول ورق V شکل با الگوی خوردگی K8 در شرایط مرزی (SSSS) نمایش داده شده است.

به منظور بررسی تأثیر شدت و موقعیت خوردگی موضعی بر شکل مود ورق V شکل در شکل‌های (۹) و (۱۰) بررسی تأثیر موقعیت و شدت خوردگی در شکل مود، شکل مود دوم و سوم دو الگوی K2 و K8 در ورق V شکل دارای خوردگی موضعی در شرایط مرزی (SSSS) با زاویه داخلی ۹۰ درجه و شدت خوردگی ۱۵/۷۰٪ نشان داده شده است.

مطابق جدول (۱۴) الگوی خوردگی K2 در شرایط مرزی (SSFF) با شدت خوردگی ۱۵/۷۰٪ بیشترین تأثیر در کاهش بسامد مود اول ورق به مقدار ۲/۴۹٪ و کمترین تأثیر در بسامد مود اول در شرایط مرزی (SSSS) با شدت خوردگی ۲/۹۰٪ با مقدار کاهش ۰/۱۳٪ می‌باشد. در این الگو بیشترین تأثیر کاهش بسامد به ترتیب در شرایط مرزی (SSFF)، (CCFF) و (SSSS) اتفاق افتاده است.

مطابق جدول (۱۵) الگوی خوردگی K8 در شرایط مرزی (SSSS) با شدت خوردگی ۱۵/۷۰٪ بیشترین تأثیر در کاهش بسامد مود اول ورق به مقدار ۲/۵۲٪ و کمترین تأثیر در بسامد مود اول در شرایط مرزی (CCFF) با شدت خوردگی ۲/۹۰٪ با

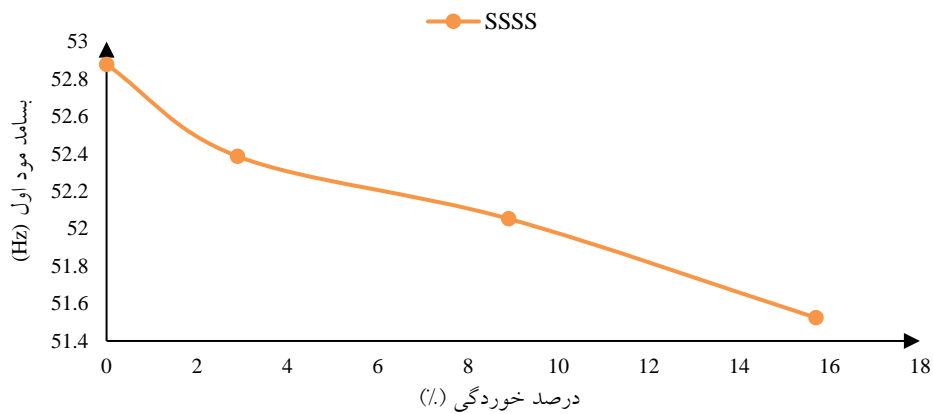
جدول ۱۴- بسامد ورق V شکل ۱/۵ متری دارای خوردگی موضعی با الگوی خوردگی K2

نام مدل بسامد (Hz)	P-A90-SC15.7%-SSSS-K2	P-A90-SC8.9%-SSSS-K2	P-A90-SC2.9%-SSSS-K2	P-A90-SC15.7%-CCFF-K2	P-A90-SC8.9%-CCFF-K2	P-A90-SC2.9%-CCFF-K2	P-A90-SC15.7%-SSFF-K2	P-A90-SC8.9%-SSFF-K2	P-A90-SC2.9%-SSFF-K2
بسامد مود ۱	۵۲/۶۵	۵۲/۷۴	۵۲/۸۰	۵۶/۰۵	۵۶/۳۲	۵۶/۴۹	۳۵/۲۱	۳۵/۵۶	۳۵/۸۰
بسامد مود ۲	۶۹/۹۰	۷۰/۰۱	۷۰/۰۸	۶۵/۵۰	۶۵/۷۴	۶۵/۸۸	۴۷/۲۸	۴۷/۵۶	۴۷/۷۴
بسامد مود ۳	۱۰۰/۵۳	۱۰۰/۹۸	۱۰۱/۲۶	۸۱/۸۷	۸۲/۱۱	۸۲/۲۵	۵۶/۰۳	۵۶/۳۰	۵۶/۴۷
بسامد مود ۴	۱۱۲/۵۳	۱۱۳/۰۲	۱۱۳/۳۲	۸۹/۰۱	۸۹/۲۰	۸۹/۶۱	۶۵/۴۴	۶۵/۶۹	۶۵/۸۳
بسامد مود ۵	۱۶۱/۸۸	۱۶۲/۲۸	۱۶۲/۵۷	۹۸/۶۹	۹۸/۸۰	۹۸/۸۷	۸۴/۷۷	۸۴/۹۱	۸۵/۰۳
بسامد مود ۶	۱۷۹/۶۳	۱۸۱/۰۲	۱۸۱/۹۰	۱۱۷/۰۹	۱۱۷/۲۲	۱۱۷/۳۱	۹۸/۶۲	۹۸/۷۳	۹۸/۸۰
بسامد مود ۷	۱۸۸/۱۳	۱۸۹/۵۷	۱۹۰/۴۸	۱۵۹/۷۰	۱۵۹/۸۹	۱۶۰/۰۴	۱۴۳/۳۷	۱۴۴/۴۴	۱۴۴/۹۲
بسامد مود ۸	۱۹۸/۴۲	۱۹۸/۸۴	۱۹۹/۱۵	۱۷۳/۱۷	۱۷۳/۳۸	۱۷۳/۵۵	۱۴۹/۲۷	۱۴۹/۵۰	۱۴۹/۷۰
بسامد مود ۹	۲۰۸/۶۲	۲۰۹/۶۰	۲۱۰/۳۱	۱۸۱/۲۶	۱۸۲/۷۶	۱۸۳/۵۱	۱۵۵/۷۵	۱۵۶/۸۶	۱۵۷/۵۸
بسامد مود ۱۰	۲۴۰/۱۳	۲۴۱/۲۳	۲۴۲/۰۲	۱۸۲/۳۶	۱۹۳/۵۴	۱۹۴/۳۷	۱۵۷/۶۱	۱۵۸/۸۶	۱۵۹/۹۶

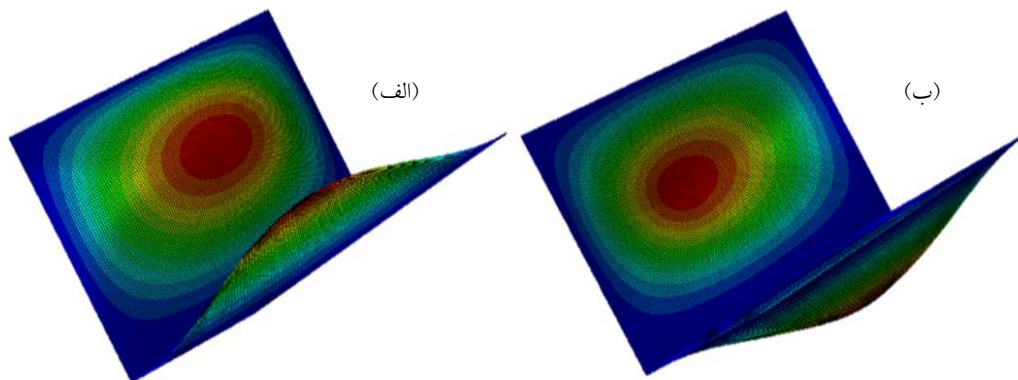


جدول ۱۵- بسامد ورق V شکل ۱/۵ متری دارای خوردگی موضعی با الگوی خوردگی K8

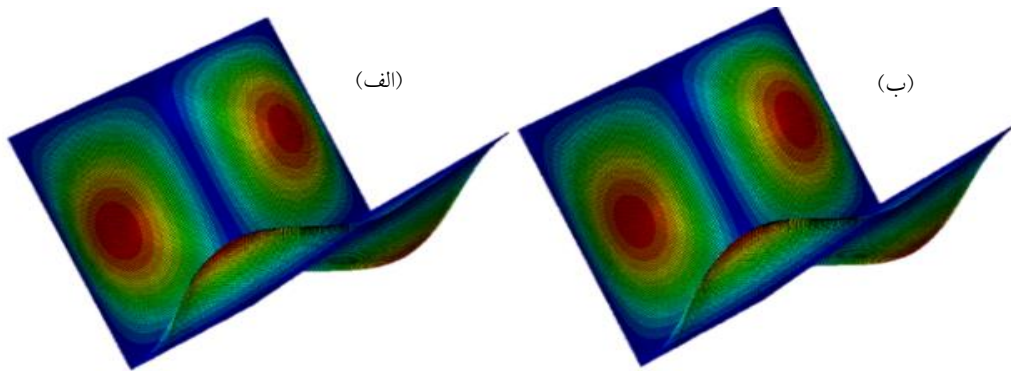
P-A90-SC15.7%-SSSS-K8	P-A90-SC8.9%-SSSS-K8	P-A90-SC2.9%-SSSS-K8	P-A90-SC15.7%-CCFF-K8	P-A90-SC8.9%-CCFF-K8	P-A90-SC2.9%-CCFF-K8	P-A90-SC15.7%-SSFF-K8	P-A90-SC8.9%-SSFF-K8	P-A90-SC2.9%-SSFF-K8	نام مدل بسامد (Hz)
۵۱/۵۴	۵۲/۰۵	۵۲/۳۸	۵۶/۲۴	۵۶/۴۳	۵۶/۵۶	۳۵/۴۳	۳۵/۶۸	۳۵/۸۶	بسامد مود ۱
۶۸/۹۶	۶۹/۴۰	۶۹/۶۷	۶۶/۱۰	۶۶/۱۷	۶۶/۲۱	۴۷/۹۷	۴۸/۰۲	۴۸/۰۶	بسامد مود ۲
۱۰۰/۶۴	۱۰۱/۰۰	۱۰۱/۲۷	۸۲/۰۶	۸۲/۲۳	۸۲/۳۴	۵۶/۲۲	۵۶/۴۰	۵۶/۵۳	بسامد مود ۳
۱۱۲/۶۵	۱۱۳/۰۷	۱۳۳/۳۴	۸۹/۶۳	۸۹/۷۰	۸۹/۸۴	۶۶/۰۵	۶۶/۱۱	۶۶/۱۶	بسامد مود ۴
۱۶۰/۶۷	۱۶۱/۶۲	۱۶۲/۲۱	۹۷/۲۱	۹۷/۸۳	۹۸/۲۲	۸۳/۱۸	۸۳/۸۳	۸۴/۲۵	بسامد مود ۵
۱۷۹/۹۰	۱۸۱/۱۴	۱۸۱/۹۴	۱۱۵/۵۹	۱۱۶/۲۲	۱۱۶/۶۱	۹۷/۱۴	۹۷/۷۶	۹۸/۱۵	بسامد مود ۶
۱۸۸/۴۴	۱۸۹/۶۹	۱۹۰/۵۰	۱۵۷/۶۱	۱۵۸/۴۶	۱۵۹/۰۲	۱۴۴/۳۰	۱۴۴/۷۹	۱۴۵/۰۹	بسامد مود ۷
۱۹۶/۴۷	۱۹۷/۷۱	۱۹۸/۴۸	۱۷۰/۹۵	۱۷۱/۸۶	۱۷۲/۴۵	۱۴۷/۲۳	۱۴۸/۰۵	۱۴۸/۵۹	بسامد مود ۸
۲۰۸/۶۵	۲۰۹/۶۰	۲۱۰/۳۱	۱۸۲/۷۲	۱۸۳/۳۶	۱۸۳/۷۶	۱۵۷/۵۲	۱۵۷/۹۴	۱۵۸/۱۷	بسامد مود ۹
۲۴۰/۲۲	۲۴۱/۲۶	۲۴۲/۰۲	۱۹۴/۷۳	۱۹۵/۰۲	۱۹۵/۲۴	۱۵۷/۶۵	۱۵۸/۳۸	۱۵۸/۹۴	بسامد مود ۱۰



شکل ۸- تأثیر خوردگی موضعی در مقدار بسامد مود اول ورق V شکل با الگوی خوردگی K8 در شرایط مرزی (SSSS)



شکل ۹- نمایش مود دوم ورق‌های V شکل با زاویه داخلی ۹۰ درجه، شرایط مرزی (SSSS) و شدت خوردگی ۱۵/۷۰٪  
الف) الگوی خوردگی K2 و ب) الگوی خوردگی K8



شکل ۱۰- نمایش مود سوم ورق‌های V شکل با زاویه داخلی ۹۰ درجه، شرایط مرزی (SSSS) و شدت خوردگی ۱۵/۷۰٪  
الف) الگوی خوردگی K2 و ب) الگوی خوردگی K8

## ۸- نتیجه گیری

نتایج به دست آمده از بررسی تأثیر ویژگی‌های هندسی، مکانیکی و شرایط مرزی گوناگون بر بسامد و شکل مود ورق‌های V شکل عبارت‌اند از:

الف- از بین تمامی مدل‌های ساخته شده از ورق‌های V شکل با طول‌های ۱، ۱/۵ و ۲ متر، بیش‌ترین بسامد مود اول مربوط به زاویه داخلی ۴۵ درجه در شرایط مرزی (SSSS) می‌باشد و کم‌ترین بسامد مود اول برای تمامی طول‌های یادشده با زاویه داخلی ۴۵ درجه و شرایط مرزی (SSFF) رخ می‌دهد.

ب- از مقایسه شکل مودهای مختلف ورق‌های V شکل مشخص می‌شود که در بعضی مودها به علت شرایط مرزی و تغییر دیگر شرایط هندسی، جهت نیم‌موج‌های سینوسی تغییر می‌یابد اما تعداد نیم‌موج‌های سینوسی ثابت باقی می‌ماند.

نتایج به دست آمده از بررسی خوردگی یکنواخت با شدت‌های ۲/۹۰٪، ۸/۹۰٪ و ۱۵/۷۰٪ بر بسامد و شکل مود ورق‌های V شکل به شرح زیر هستند:

پ- در اثر افزایش شدت خوردگی یکنواخت از ۲/۹۰٪ به ۸/۹۰٪ و ۱۵/۷۰٪ در شرایط مرزی (SSFF)، (CCFF) و (SSSS) بسامد ورق‌های V شکل کاهش می‌یابد. برای مثال، برای ورقی به طول و عرض ۱ متر، ضخامت ۱۰ میلی‌متر، زاویه داخلی ۴۵ درجه و شرایط مرزی (SSSS) بسامد برای شدت‌های خوردگی ۲/۹۰٪، ۸/۹۰٪ و ۱۵/۷۰٪ به ترتیب ۴۵/۲۱، ۴۲/۵۴ و ۳۸/۸۶ (هرتز) شده است.

ت- در ورق‌های V شکل با شرایط مرزی (SSFF) و (SSSS) با زاویه‌های داخلی ۴۵، ۹۰ و ۱۳۵ درجه، با افزایش شدت خوردگی یکنواخت، تعداد نیم‌موج‌های سینوسی در راستاهای محوری و

محیطی ثابت باقی می‌ماند، در شرایط مرزی (SSFF) با زاویه داخلی ۴۵ درجه با شدت خوردگی ۲/۹۰٪ و در زاویه داخلی ۹۰ درجه با شدت‌های خوردگی ۲/۹۰٪ و ۸/۹۰٪ همچنین در شرایط مرزی (SSSS) در زاویه داخلی ۱۳۵ درجه برای شدت خوردگی ۸/۹۰٪ جهت نیم‌موج‌های سینوسی تغییر یافته است. نتایج به دست آمده از بررسی خوردگی نواری با الگوهای I1، I2، I3، I4 و I5 دارای شدت‌های خوردگی ۲/۹۰٪، ۸/۹۰٪ و ۱۵/۷۰٪ بر بسامد و شکل مود ورق‌های V شکل به طول ۱/۵ متر، عرض ۱ متر، ضخامت ۱۵ میلی‌متر و با زاویه داخلی ۹۰ درجه به شرح زیر هستند:

ث- با بررسی مدل‌های خوردگی نواری در راستای طولی ورق، مشخص می‌شود که الگوی خوردگی I2 (وسط در راستای طول ورق) در شرایط مرزی (SSFF) با شدت خوردگی ۱۵/۷۰٪ بیش‌ترین تأثیر را در کاهش بسامد به مقدار ۱۰/۴۴٪ دارد و کم‌ترین تأثیر در بسامد مود اول مربوط به الگوهای خوردگی I1 و I3 در شرایط مرزی (SSFF) با شدت خوردگی ۲/۹۰٪ با مقدار کاهش ۰/۴۴٪ می‌باشد.

ج- در الگوی خوردگی I4 (گوشه در راستای عرض ورق) در شرایط مرزی (CCFF) با شدت خوردگی ۱۵/۷۰٪ بیش‌ترین تأثیر را در کاهش بسامد مود اول ورق به مقدار ۵/۹۷٪ دارد و کم‌ترین تأثیر در بسامد مربوط به الگوی خوردگی I5 (وسط در راستای عرض ورق) در شرایط مرزی (SSFF) با شدت خوردگی ۲/۹۰٪ با مقدار کاهش ۰/۸۵٪ می‌باشد.

چ- با تغییر محل خوردگی نواری، شکل مودهای ورق V شکل تغییر پیدا می‌کند و همچنین این موضوع باعث تغییر جهت نیم‌موج‌های سینوسی در راستای طول و محیط ورق می‌شود.

نتایج به دست آمده از بررسی خوردگی موضعی با الگوهای K1، K2، K3، K4، K5، K6، K7، K8 و K9 دارای شدت‌های ۲/۹۰٪، ۸/۹۰٪ و ۱۵/۷۰٪ بر بسامد و شکل مود ورق V شکل به طول ۱/۵ متر، عرض ۱ متر، ضخامت ۱۵ میلی‌متر و با زاویه داخلی ۹۰ درجه به شرح زیر هستند:

ح- در ورق‌های V شکل دارای خوردگی موضعی با الگوهای K1 تا K9 در شرایط مرزی (SSFF)، (CCFF) و (SSSS) بسامد ۱۰ مود اول ورق‌های V شکل کاهش می‌یابد.

خ- در بین تمامی الگوهای خوردگی موضعی، الگوی K8 بیش‌ترین تأثیر را در شرایط مرزی (SSSS) با شدت خوردگی ۱۵/۷۰٪ در کاهش بسامد مود اول ورق به مقدار ۲/۵۲٪ دارد. در این الگو بیش‌ترین تأثیر کاهش بسامد به ترتیب در شرایط مرزی (SSSS)، (SSFF) و (CCFF) اتفاق می‌افتد.

د- در حالت خوردگی موضعی، الگوی K2 کم‌ترین تأثیر را در شرایط مرزی (SSSS) با شدت خوردگی ۲/۹۰٪ در کاهش بسامد مود اول ورق به مقدار ۰/۱۳٪ دارد. در این الگو بیش‌ترین تأثیر کاهش بسامد به ترتیب در شرایط مرزی (SSFF)، (CCFF) و (SSSS) اتفاق می‌افتد.

ذ- با توجه به تمامی الگوهای خوردگی موضعی که در موقعیت‌های مکانی گوناگونی قرار دارند و شرایط مرزی، شدت خوردگی و مساحت خوردگی یکسانی دارند، مشخص شد که با تغییر موقعیت خوردگی در بعضی از مودها جهت نیم‌موج‌های سینوسی تغییر پیدا می‌کند ولی تعداد نیم‌موج‌های طولی و محیطی ثابت باقی می‌ماند.

ر- پژوهش حاضر می‌تواند علاوه بر اهداف پژوهشی، کاربردهای صنعتی نیز داشته باشد. با در نظر گرفتن ساختار داخلی سازه از جمله طول، ضخامت، زاویه داخلی، شرایط مرزی و نرخ خوردگی با توجه به شرایط خاص محل اجرای پروژه، می‌توان ویژگی‌های دینامیکی سازه از جمله بسامد طبیعی آن را شناسایی نمود. این اطلاعات امکان ارزیابی میزان جابه‌جایی مجاز، عمر مفید سازه و ظرفیت آن در تحمل نیروهای وارده را فراهم می‌سازد. از این‌رو، یافته‌های مقاله نه تنها به لحاظ نظری دارای اهمیت هستند، بلکه می‌توانند در طراحی و تحلیل سازه‌های واقعی در صنعت نیز مورد استفاده قرار گیرند.

- [1] Leissa, A.W. (1973), "The Free Vibration of Rectangular Plates", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 31, No. 3, pp. 257-293.
- [2] Sathyamoorthy, M., and Efstathiades, G.J. (1982), "Natural Frequencies of Rectangular Plates", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 61, No. 4, pp. 440-413.
- [3] Irie, T., Yamada, G., and Narita, Y. (1978), "Free Vibration of Cross-Shaped, I-Shaped and L-Shaped Plates Clamped at All Edges", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 61, No. 4, pp. 571-583.
- [4] Irie, T., Yamada, G., and Kobayashi, Y. (1984), "Free Vibration of a Cantilever Folded Plate", *The Journal of the Acoustical Society of America*, Vol. 76, No. 6, pp. 1743-1748.
- [5] Yoseph, P.B., and Hersckovitz, I. (1989), "Analysis of Folded Plate Structures", *Thin-Walled Structures*, Vol. 7, pp. 139-158.
- [6] Du, J., Li, W.L., Liu, Z., Yang, T., and Jin, G. (2011), "Free Vibration of Two Elastically Coupled Rectangular Plates with Uniform Elastic Boundary Restraints", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 330, No. 4, pp. 788-804.
- [7] Xie, K., Xu, K., Dong, W., and Chen, M., (2023), "An analytic method for vibration analysis of non-uniformly coupled L-shaped plates with arbitrary boundary conditions", *Thin-Walled Structures*, 186, pp.110639.
- [8] Trajkovski, J., Kunc, R., and Prebil, I. (2016), "Blast Response of Centrally and Eccentrically Loaded Flat-, U-, and V-Shaped Armored Plates: Comparative Study", *Shock Waves*, Vol. 27, No. 4, pp. 583-591.
- [9] Peykani, A., Khosravi, M., Saeimi-Sadigh, M.A., and Mahmoodi-Kaleibar, M. (2013), "Dynamic Analysis and Design of V-Shape Plates under Blast Loading", *Journal of Vibroengineering*, Vol. 15, No. 2, pp. 971-978.
- [10] Kong, Z., Jin, Y., Golder, M.S.H., Hong, S., Wang, Y., Vu, Q.Y., Truong, V.H., Tao, Q., and Kim, S.E. (2022), "Experimental and Theoretical Study on Mechanical Properties of Mild Steel after Corrosion", *Ocean Engineering*, Vol. 246, pp. 110652.

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

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

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

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

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



