

نشریه علمی

# سازه و فولاد

بهار ۱۴۰۴

دوره ۱۹، شماره ۴۷



- بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال مهاربند به ستون جعبه‌ای ساخته شده از ورق در سیستم‌های مهاربندی شده همگرا  
سیدعلی رشوی طباطبایی، مسعود هاشمی
- مقایسه عملکردی سیستم‌های کنترل غیرفعال برای سازه‌های فولادی تحت بارگذاری انفجار خارجی  
علی جلایی، فرامین واعظزاده
- ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های ترکیبی فولادی خمشی و مهاربندی واگرا با اتصالات مرکزگرای پس کشیده  
فرشاد بخری، شهریار طاووس تفرشی، نادر فتاحی
- بررسی ایمنی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرای فولادی طراحی شده بر اساس عملکرد با توجه به موقعیت متفاوت مهاربند در دهانه‌ها  
اشکان خدابنده‌لو
- تأثیر حرکت گهواره‌ای پای ستون در عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی مرکزگرا با اتصالات پس کشیده تیر به ستون  
نازنین آزادی، ابوالفضل ریاحی نوری، امیرابازی
- ارزیابی تحلیلی پاسخ اتصالات تیرا شکل به ستون لوله‌ای عرشه سکوه‌های دریایی  
سید احمد حسینی، مصطفی زین‌الدینی، ترانه امین طاهری



نشریه علمی  
**سازه و فولاد**  
Journal of  
**Steel & Structure**

**دوره ۱۹**

**شماره ۴۷**

**بهار ۱۴۰۴**

**صاحب امتیاز:** انجمن سازه های فولادی ایران

**مدیر مسئول:** پروفسور سیدرسول میرقادری

**سردبیر:** پروفسور مهدی قاسمیه

**مدیر داخلی:** مهندس نیما لطفی

**امور گرافیکی:** احسان ارضی

**ویرایش و صفحه آرایی:** مهندس زهره سادات فردطباطبایی

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

فرهنگیان، خیابان نارگل، خیابان شهید علی مروی، خیابان

حکمت، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، معاونت

آموزش و توسعه فناوری، انجمن سازه های فولادی ایران

**شماره دفتر:** ۰۲۱-۸۸۲۵۵۹۴۲ (داخلی ۵۶۱)

**شماره همراه:** ۰۹۰۱۹۹۴۳۳۰۱

**نشانی سایت:** journaliss.ir

**اعضای هیئت تحریریه**

پروفسور فرهاد دانشجو

پروفسور دکتر علی اکبر آقا کوچک

پروفسور مجتبی ازهری

دکتر علی مزروعی

پروفسور محسن گرامی

دکتر اباذر اصغری

پروفسور بهروز عسگریان

دکتر نادر فناپی

دکتر فرشید مالک قایینی

پروفسور محمد رضایی پزند

دکتر مجید جمال امیدی

دکتر محمد سهیل قبادی

دکتر سیامک ایپکچی

دکتر سیدعلی رضوی طباطبایی

**اعضای هیئت تحریریه بین المللی**

پروفسور ایمان حاجی رسولیها

دکتر شهاب الدین ترابیان

دکتر کامیار کیلداشتی

Journaliss.ir



# فهرست مطالب

- بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال مهاربند به ستون جعبه‌ای ساخته شده از ورق در سیستم‌های مهاربندی شده همگرا ..... ۵  
سیدعلی رضوی طباطبایی، مسعود هاشمی
- مقایسه عملکردی سیستم‌های کنترل غیرفعال برای سازه‌های فولادی تحت بارگذاری انفجار خارجی ..... ۱۷  
علی جلایی‌فر، امین واعظزاده
- ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های ترکیبی فولادی خمشی و مهاربندی واگرا با اتصالات مرکزگرای پس کشیده ..... ۲۶  
فرشاد بحری، شهریار طاووسی تفرشی، نادر فنائی
- بررسی ایمنی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرای فولادی طراحی شده بر اساس عملکرد با توجه به موقعیت متفاوت مهاربند در دهانه‌ها ..... ۴۷  
اشکان خدابنده‌لو
- تأثیر حرکت گهواره‌ای پای ستون در عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی مرکزگرا با اتصالات پس کشیده تیر به ستون ..... ۶۳  
نازنین آزادی، ابوالفضل ریاحی نوری، امیر ابازی
- ارزیابی تحلیلی پاسخ اتصالات تیر اشکل به ستون لوله‌ای عرشه سکوه‌های دریایی ..... ۸۰  
سید احمد حسینی، مصطفی زین‌الدینی، ترانه امین طاهری



نشریه علمی

**سازه و فولاد**

Journal of  
**Steel & Structure**



http://journaliss.ir

# بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال مهاربند به ستون جعبه‌ای ساخته شده از ورق در سیستم‌های

## مهاربندی شده همگرا

سیدعلی رضوی طباطبایی<sup>۱\*</sup>، مسعود هاشمی<sup>۲</sup>

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ، تهران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ، تهران

\*arazavi@usc.ac.ir، ۱۳۱۴۵۸۷۱، صندوق پستی، تهران

### چکیده

پژوهش حاضر به بررسی رفتار وجه ستون جعبه‌ای در محل اتصال به ورق گاست مهاربند در قاب‌های ساختمانی مهاربندی شده همگرا پرداخته است. در این نوع قاب‌ها، مهاربندها نقش فیوز را ایفا می‌کنند و تغییر شکل محوری آن‌ها منجر به کماتش و رفتار غیرخطی می‌شود که باعث استهلاک انرژی زلزله در سیستم می‌گردد. اما در صورت ایجاد غرشدگی (کمانش موضعی) و تغییر شکل در وجه ستون جعبه‌ای، عملکرد مهاربند مختل شده و قاب نمی‌تواند وارد فاز پلاستیک شود. هدف این پژوهش، تحلیل و ارزیابی عملکرد وجه ستون جعبه‌ای تحت نیروهای رفت و برگشتی و ارائه جزئیات اجرایی مناسب برای اتصالات مهاربند به ستون‌های جعبه‌ای است. برای این منظور، ابتدا اطلاعات مطالعات پیشین جمع‌آوری و سپس شبیه‌سازی یک ساختمان ۱۵ طبقه با مهاربند همگرای ویژه انجام شده است. در ادامه، طراحی لرزه‌ای اتصالات مهاربند و تحلیل آن‌ها با استفاده از نرم‌افزار آباکوس صورت گرفت. نتایج تحلیل نشان داد تعبیه ورق‌های سخت‌کننده در محل اتصال ورق گاست به ستون، موجب افزایش سختی قاب‌ها تا ۲۱ درصد و جذب بیش‌تر انرژی تا ۲۶ درصد می‌شود. همچنین، ورق‌های سخت‌کننده قائم عملکرد بهتری نسبت به ورق‌های افقی نشان دادند. در نهایت، جزئیات اجرایی برای بهبود عملکرد اتصال پیشنهاد و با روش‌های استاندارد اجرایی تطبیق داده شد. این پژوهش با رویکرد تئوری و کاربردی و بر اساس تحلیل اجزای محدود انجام شده است.

### واژگان کلیدی

سیستم مهاربندی شده همگرای ویژه، ستون‌های جعبه‌ای، ورق گاست، رفتار لرزه‌ای

## Investigation of seismic behavior of bracing connection to box column made of sheet in special braced frame systems

S.A. Razavi, M. Hashemi

### Abstract

This study investigates the behavior of the box column at the connection to the brace gusset plate in concentrically braced frames (CBFs). In these frames, braces act as fuse elements, and their axial deformation results in buckling and nonlinear behavior and energy dissipation within the system. However, if the box column face deforms or buckles due to the force exerted by the brace, it disrupts the brace's functionality, preventing the frame from experiencing plastic phase and absorbing seismic energy. The aim of this research is to analyze and evaluate the performance of the box column face under cyclic forces, propose suitable details for brace-to-box-column connections, and provide recommendations for their design. To achieve this, previous studies were reviewed, and a 15-story residential building with special concentrically braced frames and box columns was modeled. Subsequently, seismic design of brace connections was performed, and the connections, along with the frame, were analyzed using Abaqus finite element software. The results indicate that incorporating stiffener plates at the gusset plate-to-column connection point enhances the frame stiffness and energy absorption capacity. Additionally, vertical stiffener plates demonstrated superior performance compared to horizontal ones. Finally, practical details for improving the connection's behavior were proposed and aligned with standard construction practices. This research employed theoretical and practical approaches based on finite element analysis.

### Keywords

Special Concentrically Braced Frames, Box Columns, Gusset Plates, Seismic Behavior



۱- مقدمه

با مرور خسارت‌های وارد شده به سازه‌ها در زلزله‌های گذشته، مشخص می‌شود که سازه‌های فولادی به دلیل ویژگی‌های شکل‌پذیری بالا و توانایی جذب انرژی، عملکرد بهتری در مقایسه با سایر انواع سازه‌ها دارند. سیستم مهاربندی همگرای فولادی، به دلیل سختی بالا، قابلیت کنترل تغییرشکل‌های جانبی و سهولت در اجرا، یکی از سیستم‌های پرکاربرد در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها محسوب می‌شود و به‌طور گسترده‌ای توسط مهندسان استفاده می‌گردد.

قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه، دسته‌ای از این سیستم‌ها هستند که در آن‌ها مهاربندها تحت تأثیر بارهای جانبی زلزله طراحی، تغییرشکل‌های بزرگ و غیرالاستیک را بدون کاهش قابل‌توجه در مقاومت تحمل می‌کنند. این مهاربندها به‌عنوان فیوزهای سازه‌ای عمل کرده و پس از کمانش، رفتار غیرخطی مناسبی از خود نشان می‌دهند که به افزایش شکل‌پذیری و جذب مؤثر انرژی زلزله کمک می‌نماید.

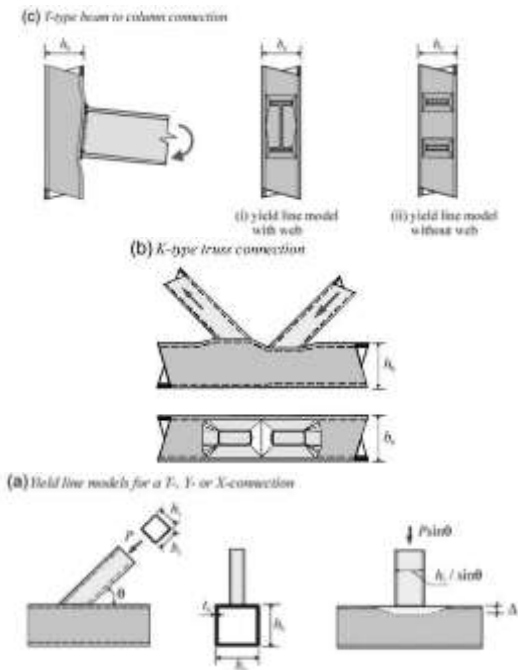
استفاده از ستون‌های قوطی‌شکل در این قاب‌ها به دلیل تحمل نیروهای محوری زیاد، روزه‌روز در حال افزایش است. با این حال، آیین‌نامه‌ها و تست‌های آزمایشگاهی موجود عمدتاً بر پایه ستون‌های H شکل تدوین شده و کاربرد ستون‌های قوطی‌شکل به‌صورت صریح پوشش داده نشده است. این پژوهش با هدف بررسی این موضوع انجام گرفته و رفتار وجه ستون قوطی در محل اتصال با ورق گاست مهاربند، تحت بارهای رفت و برگشتی مورد تحلیل قرار گرفته است. همچنین جزئیات بهینه برای اتصالات مهاربند به ستون‌های قوطی ارائه شده است.

اتصال ورق گاست به ستون باکس از نقطه‌نظر عملکرد خارج از صفحه بال ستون حایز اهمیت است. عکس‌العمل افقی نیروی مهاربند که بخشی از آن از طریق ضلع قائم ورق گاست به ستون منتقل می‌شود، باعث تغییرشکل خارج از صفحه ورق بال ستون باکس می‌شود که در مدل‌های محاسباتی معمولاً لحاظ نمی‌شود. این تغییرشکل می‌تواند راندمان مهاربند را کاهش داده و در صورت افزایش منجر به پلاستیک‌شدن ستون شود.

تحقیقات بر روی اتصالات مهاربندی در گذشته صورت گرفته است و در کمیته AISC نیز مطالعاتی برای ارزیابی کارایی

اتصالات ورق گاست در قاب‌های مهاربندی‌شده انجام شده است. در این میان مطالعات آنالیزی توسط ریچارد<sup>۱</sup> و مطالعات آزمایشگاهی توسط چاکرابارتی<sup>۲</sup> و همکاران<sup>۳</sup> و گراس<sup>۳</sup> و همکاران<sup>۴</sup> از اهمیت بیش‌تری برخوردار هستند [۱-۳]. در تمامی این پژوهش‌ها، رفتار ورق اتصال گاست مورد بررسی قرار گرفته‌اند ولی در زمینه رفتار ورق ستون متصل به ورق گاست<sup>۵</sup> بحث نشده است.

در سال ۲۰۰۲ کوزتسکی<sup>۵</sup> و همکاران، مطالعات آزمایشگاهی و آنالیزی بر روی رفتار ورق‌های طولی ستون‌های توخالی در اتصال با ورق انجام دادند (شکل (۱)). آن‌ها اتصال ورق با زاویه‌های مختلف بر روی وجه ستون قوطی‌شکل را مورد بررسی قرار داده و تغییرشکل وجه ستون را جهت محاسبه نیروی بحرانی (تسلیم) ورق از منحنی‌های تغییرشکل-نیرو اندازه‌گیری نمودند. البته در این تحقیقات صرفاً المان خرابایی غیرتسلیم‌شونده و تنها یک اتصال در قاب، مدل‌سازی و مورد بررسی قرار گرفت [۴].



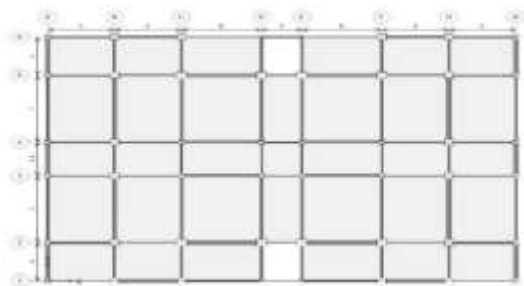
شکل ۱- نمونه‌های مدل المان محدود مطالعه‌شده توسط کوزتسکی و همکاران [۴]

<sup>1</sup> Richard  
<sup>2</sup> Chakrabarti  
<sup>3</sup> Gross  
<sup>4</sup> Gusset Plate  
<sup>5</sup> Koteski

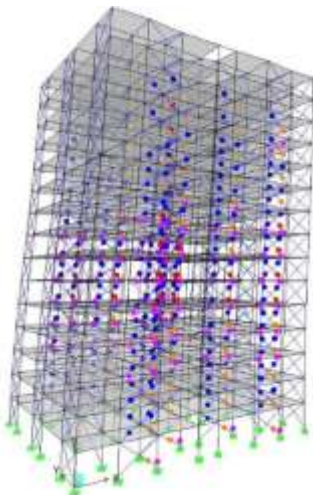


## ۲- تشریح سازه‌های مورد بررسی

در این پژوهش یک ساختمان ۱۵ طبقه فولادی مطابق شکل (۵) و (۶) با ستون‌های قوطی‌شکل و سیستم مهاربند همگرای ویژه فولادی با طول دهانه‌های مهاربندی ۳/۵، ۴، ۵، ۶ و ۷ متر تعریف شده است. بارگذاری آن مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، صورت گرفته است [۶ و ۷]. اتصالات مهاربندها به ستون‌ها و تیرها مطابق الزامات طرح لرزه‌ای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی و جزئیات طراحی مرتبط و مناسب با آن‌ها، تهیه شده است [۸]. جهت کنترل ظرفیت ساختمان و تعیین نیروهای ظرفیتی اعضا، بر روی این سازه تحلیل استاتیکی غیرخطی<sup>۱</sup> به روش بار افزون<sup>۲</sup> انجام شده است. از نتایج تحلیل غیرخطی نظیر تغییر مکان واقعی و نیروهای محوری ستون‌ها در قاب‌های مهاربندی شده در آنالیز المان محدود استفاده شده است. نتیجه تحلیل بارافزون منحنی ظرفیت برای هر یک از سازه‌ها است. تغییر مکان هدف (نقطه عملکرد) بر اساس روش مندرج در نشریه ۳۶۰ محاسبه شده است [۹].



شکل ۵- پلان ساختمان مدل شده

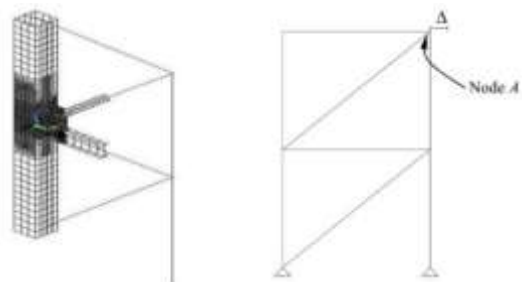


شکل ۶- مدل‌سازی و تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه حاصل از تحلیل بار افزون

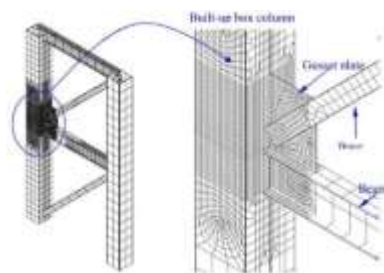
در سال ۲۰۰۹ علیپور با انجام مطالعات عددی و انجام آنالیز بر روی سه تیپ اتصال در یک قاب شامل: ۱- اتصال ورق گاست به ستون H شکل، ۲- اتصال ورق گاست به ستون قوطی‌شکل بدون سخت‌کننده و ۳- اتصال گاست به ستون قوطی‌شکل با تعبیه ورق سخت‌کننده در راستای طول ستون، به مقایسه این اتصالات و بررسی رفتار وجه ستون در مقابل نیروی کششی مهاربند پرداخت (شکل‌های (۲) الی (۴)). در پژوهش ایشان فقط مهاربند کششی مدل‌سازی شده و از مهاربند فشاری بحث نشده است. همچنین بارگذاری با تغییر مکان به صورت بار افزون در قاب انجام شده و رفتار چرخه‌ای (رفت و برگشتی) لحاظ نشده است [۵].



شکل ۲- سه تیپ اتصال مطالعه شده توسط علیپور [۵]



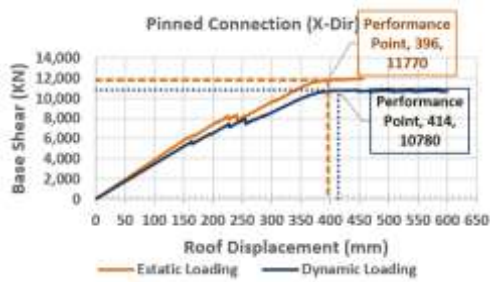
شکل ۳- مدل آنالیز محدود انجام شده توسط علیپور [۵]



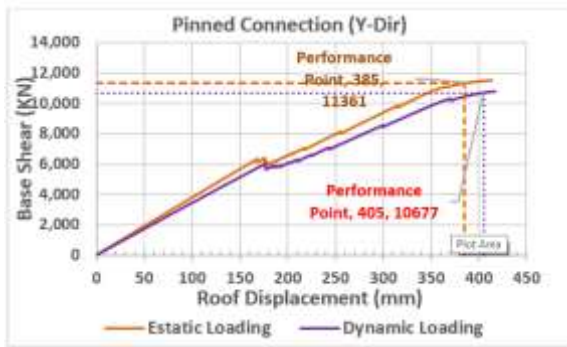
شکل ۴- جزئیات قاب مدل شده برای آنالیز محدود توسط علیپور [۵]

<sup>1</sup> Nonlinear Static Analysis

<sup>2</sup> Pushover

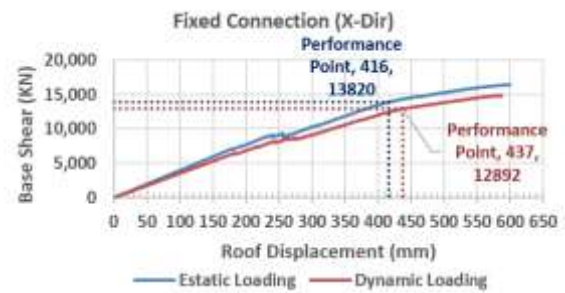


شکل ۹- نمودار تغییرات برش پایه نسبت به تغییر مکان مرکز جرم بام در جهت طولی ساختمان در حالت اتصالات مفصلی

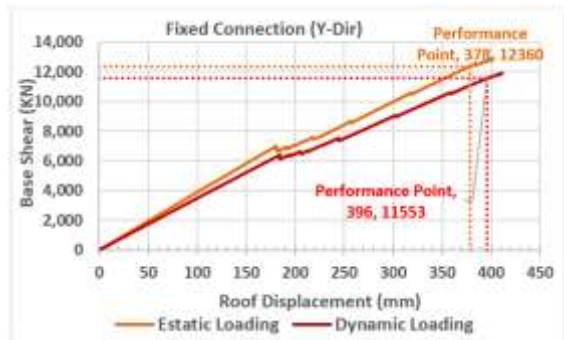


شکل ۱۰- نمودار تغییرات برش پایه نسبت به تغییر مکان مرکز جرم بام در جهت عرضی ساختمان در حالت اتصالات مفصلی

پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی، نقاط عملکرد سازه در حالت‌های بارگذاری استاتیکی و دینامیکی محاسبه شد. نمودارهای تغییرات برش پایه ساختمان در حالت اتصال صلب برای تیرهای دهانه مهاربندی بر مبنای تغییر مکان مرکز جرم بام و همچنین نقاط عملکردی مربوط به هر حالت در شکل‌های (۷) و (۸) محاسبه و استخراج شده است. این نمودارها نمایانگر منحنی ظرفیت سازه هستند و بر اساس هر بازه بارگذاری تغییر مکانی و مقدار نیروی برش پایه ایجاد شده استخراج می‌شوند. نقطه تغییر مکان هدف در این نمودارها ملاک سنجش سطح تغییر مکان وارده در هر قاب است.



شکل ۷- نمودار تغییرات برش پایه نسبت به تغییر مکان مرکز جرم بام در جهت طولی ساختمان در حالت اتصالات صلب



شکل ۸- نمودار تغییرات برش پایه نسبت به تغییر مکان مرکز جرم بام در جهت عرضی ساختمان در حالت اتصالات صلب

#### ۴- مدل‌سازی و تحلیل

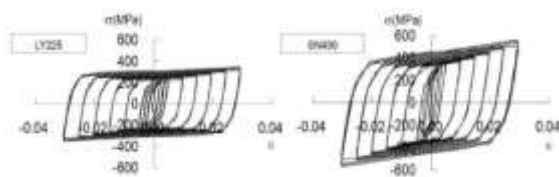
##### ۴-۱- انتخاب نمونه‌های المان محدود

از میان قاب‌های مهاربندی شده موجود، تعداد ۱۵ قاب با توجه به اندازه مقطع تیرها، ستون‌ها، مهاربندها، شکل‌پذیری (زیاد، متوسط و معمولی) و زاویه مهاربندها، جهت مدل‌سازی در نرم‌افزار المان محدود آباکوس انتخاب شده است. دلیل انتخاب مقاطع با شکل‌پذیری معمولی، کاربرد آن‌ها در سازه‌های مقاوم‌سازی شده است؛ همچنین مقاطع با شکل‌پذیری متوسط و زیاد نیز در ساختمان‌های در حال احداث مورد استفاده قرار می‌گیرند. مشخصات این قاب‌ها در جدول (۱) نشان داده شده‌اند.

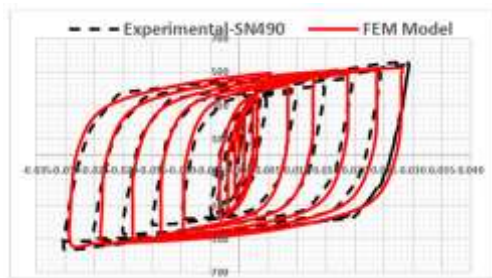
مدل سازه با اتصال مفصلی تیرهای دهانه مهاربندی نیز تهیه و تحلیل گردیده است تا ظرفیت و نقطه عملکرد آن در مقایسه با تیرهای با اتصال صلب مشخص گردد. در شکل‌های (۹) و (۱۰) این نمودارها برای حالت اتصال مفصلی در سازه نشان داده شده است. افت‌های مشهود در شکل‌های (۷) الی (۱۰) مربوط به تشکیل مفصل پلاستیک در مهاربندها در یک طبقه مشخص است که باعث افت موقتی مقاومت در منحنی ظرفیت می‌شود.

جدول ۱- مشخصات مقاطع و هندسه قابهای مورد بررسی

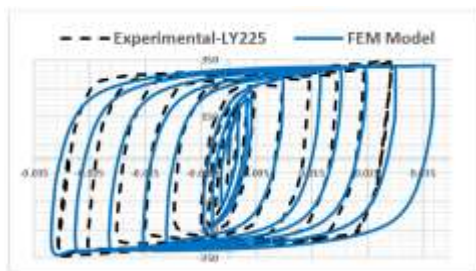
No.	Specimen	Column Section			Beam Section			Brace Section	Frame Span	Brace Angel
		Flang Width	Flange Thick.	Flang Width	Flange Thick.	Web Height	Web Thick.			
1	1-HD	750	40	300	20	500	10	2UNP200	7000	27 <sup>0</sup>
2	1-MD	750	30	300	20	500	10	2UNP200	7000	27 <sup>0</sup>
3	1-OD	750	20	300	20	500	10	2UNP200	7000	27 <sup>0</sup>
4	2-HD	750	40	300	20	500	10	2UNP200	6000	30 <sup>0</sup>
5	2-MD	750	30	300	20	500	10	2UNP200	6000	30 <sup>0</sup>
6	2-OD	750	20	300	20	500	10	2UNP200	6000	30 <sup>0</sup>
7	3-HD	650	35	300	20	500	10	2UNP160	5000	35 <sup>0</sup>
8	3-MD	650	30	300	20	500	10	2UNP160	5000	35 <sup>0</sup>
9	3-OD	650	20	300	20	500	10	2UNP160	5000	35 <sup>0</sup>
10	4-HD	500	25	300	20	500	10	2UNP120	4000	41 <sup>0</sup>
11	4-MD	500	20	300	20	500	10	2UNP120	4000	41 <sup>0</sup>
12	4-OD	500	12	300	20	500	10	2UNP120	4000	41 <sup>0</sup>
13	5-HD	500	25	300	20	500	10	2UNP120	3500	45 <sup>0</sup>
14	5-MD	500	20	300	20	500	10	2UNP120	3500	45 <sup>0</sup>
15	5-OD	500	12	300	20	500	10	2UNP120	3500	45 <sup>0</sup>



شکل ۱۲- نمودار تنش- کرنش هدف برای برای صحت سنجی مصالح فولادی

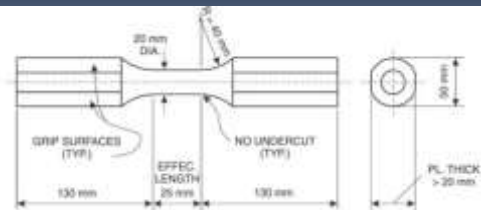
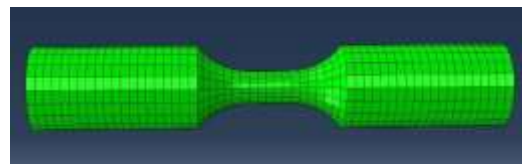


شکل ۱۳- نمودار تنش- کرنش به دست آمده از تحلیل اجزای محدود برای مصالح SN490



شکل ۱۴- نمودار تنش- کرنش به دست آمده از تحلیل اجزای محدود برای مصالح LY225

۲-۴- تعیین پارامترهای مشخصات مصالح جهت صحت سنجی برای تعریف مشخصات مصالح فولادی در نرم افزار شبیه سازی المان محدود آباکوس و صحت سنجی نتایج آن، از نتایج تحقیقات آزمایشگاهی که توسط کنساکو<sup>۱</sup> و همکاران در ژاپن انجام گرفته، استفاده شده است [۱۰]. همچنین برای تعیین پارامترهای مربوط به رفتار مصالح فولادی مورد نیاز برای تعریف مشخصات مصالح در نرم افزار آباکوس<sup>۲</sup>، از تحقیقات انجام شده توسط دوسیکا استفاده شده است [۱۱]. بدین ترتیب که ابتدا یک کویان با ابعاد و مشخصات مندرج در شکل (۱۱) در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل و با روش سعی و خطا، داده های مورد نیاز برای مشخصات مصالح و نمودار تنش- کرنش مورد نظر استخراج شده است. شکل (۱۲) نمودار تنش- کرنش مصالح فولادی هدف را نشان می دهد و شکل (۱۳) و (۱۴) نمودار به دست آمده از نتایج تحلیل المان محدود را نشان می دهد که انطباق قابل قبولی با نمودار هدف دارد.



شکل ۱۱- ابعاد و مشخصات کویان مدل شده در آباکوس

<sup>1</sup> Kensaku  
<sup>2</sup> Abaqus

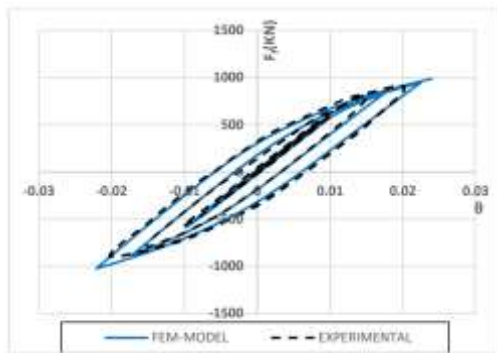


سخت‌شوندگی کینماتیک،  $(\gamma_1)$  و  $(\gamma_2)$  نرخ سخت‌شوندگی کینماتیک،  $(Q_b)$  حداکثر تغییر در سطح تنش مربوط به سخت‌شوندگی ایزوتروپیک و پارامتر  $(b)$  فاکتور تغییر نرخ تنش در سخت‌شوندگی ایزوتروپیک است.

با توجه به سعی و خطای انجام شده برای رسیدن به نمودارهای فوق مقادیر پارامترهای مشخصات مصالح برای فولادهای SN-490 و LY-225 طبق جدول (۲) استخراج شده است. در این جدول  $(F_y)$  تنش تسلیم،  $(C_1)$  و  $(C_2)$  پارامترهای مدول

جدول ۲- مشخصات رفتار فولادی مصرفی در مدل‌سازی اجزای محدود

Steel Type	$F_y$ MPa	$C_1$ MPa	$\gamma_1$	$C_2$ MPa	$\gamma_2$	Eq. Stress MPa	$Q_b$ MPa	b
SN-490	170	9000	50	100000	500	170	20	6
LY-225	70	6000	70	70000	400	70	15	5

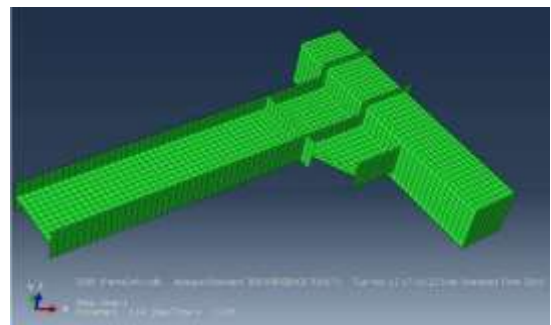


شکل ۱۶- مقایسه نمودار نیرو-زاویه چرخش به دست آمده از تحلیل اجزای محدود و نتایج آزمایشگاهی

جدول ۳- پارامترهای مربوط به مشخصات مصالح فولادی مدل‌ها

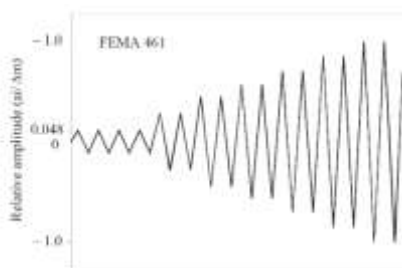
Steel Type	$F_y$ MPa	$C_1$ MPa	$\gamma_1$	$C_2$ MPa	$\gamma_2$
S235	230	4600	25	9800 0	1000

۳-۴- صحت‌سنجی مدل المان محدود  
برای انجام صحت‌سنجی، نمونه شماره ۲ مورد مطالعه توسط کنساکو مطابق شکل (۱۵) در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس مدل‌سازی شده است. فولاد مورد استفاده در این تحقیق از نوع S235 بوده است که مشخصات رفتاری آن توسط محققین ارائه نشده است. با توجه به نزدیک بودن مشخصات رفتاری فولاد فوق‌الذکر به فولاد ST-37 و همچنین در دسترس نبودن مشخصات رفتاری فولادی S235، از کالیبراسیون به کاررفته توسط رضوی و همکاران مطابق جدول (۳) استفاده شده است [۱۲]. پس از تحلیل، نمودار نیرو-زاویه چرخش قاب، استخراج و با نمودار آزمایشگاهی مقایسه شده است. شکل (۱۶) نمودار نیرو-زاویه چرخش قاب را نشان می‌دهد که نمودار حاصل از آنالیز محدود به دست آمده، با نمودار آزمایشگاهی، انطباق قابل قبولی دارد و نشان‌دهنده قابل‌استناد بودن نتایج حاصل از تحلیل المان محدود در پژوهش است.

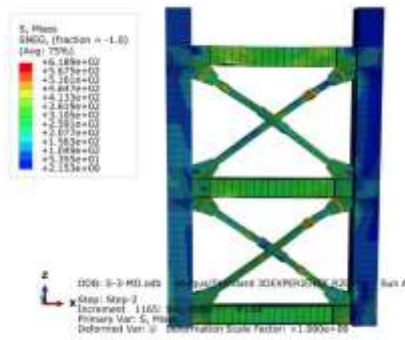


شکل ۱۵- ابعاد و مشخصات نمونه مدل‌سازی شده در نرم‌افزار المان محدود آباکوس

۵- بارگذاری و نحوه مدل‌سازی  
برای بارگذاری قاب‌های در نظر گرفته شده، از الگوی بارگذاری FEMA 461-2007 استفاده شده است [۱۳]. این الگوی بارگذاری برای سازه‌های حساس به تغییر مکان قابل استفاده می‌باشد که در شکل (۱۷) نشان داده شده است. همچنین در شکل (۱۸) نمای کلی از قاب تحلیل شده در نرم‌افزار آباکوس قابل مشاهده است.



شکل ۱۷- الگوی بارگذاری FEMA 461



شکل ۲۱- نتایج تحلیل قاب در نرم افزار آباکوس



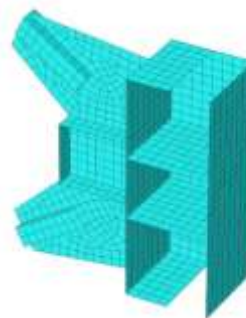
شکل ۱۸- نمای کلی از قاب تحلیل شده در نرم افزار آباکوس

### ۶- تحلیل نتایج

برای بررسی اثر زاویه مهاربند پنج تیب طول دهانه برای قاب‌های S1 تا S5 به ترتیب با دهانه ۷، ۶، ۵، ۴ و ۳/۵ متر لحاظ شده است. هر یک از قاب‌ها در سه حالت شکل‌پذیری ویژه (HD)، متوسط (MD) و معمولی (OD) برای ستون لحاظ شده است. در هر حالت شکل‌پذیری ستون نیز سه حالت بدون سخت‌کننده، سخت‌کننده افقی (H)، سخت‌کننده قائم (V) در مجموع ۴۵ تحلیل لحاظ شده است.

نتایج قاب شماره ۱ با مقطع ستون فشرده لرزه‌ای با شکل‌پذیری زیاد در سه حالت HD: بدون سخت‌کننده، HD-H: با سخت‌کننده افقی و HD-V: با سخت‌کننده قائم مدل شد و نمودارهای چرخه‌ای نیرو-تغییر مکان آن مطابق شکل (۲۲) و (۲۳) استخراج گردید و به‌عنوان نمونه آورده شده است. همچنین مطابق شکل (۲۴) نمودار پوش منحنی‌های چرخه‌ای نمونه‌ها نشان داده شده است.

مدل‌سازی و نحوه قرار دادن سخت‌کننده‌های عمودی و افقی برای نمونه‌ها در شکل‌های (۱۹) و (۲۰) نشان داده شده است. در شکل (۲۱) نتایج تحلیل قاب در نرم افزار آباکوس قابل مشاهده است.



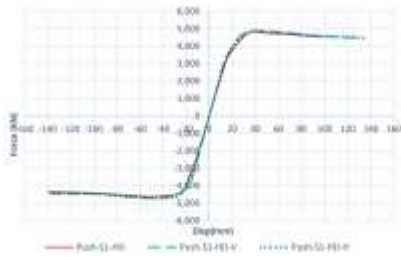
شکل ۱۹- نحوه استیفینرگذاری افقی در محل اتصال ورق‌های

گاست به ستون



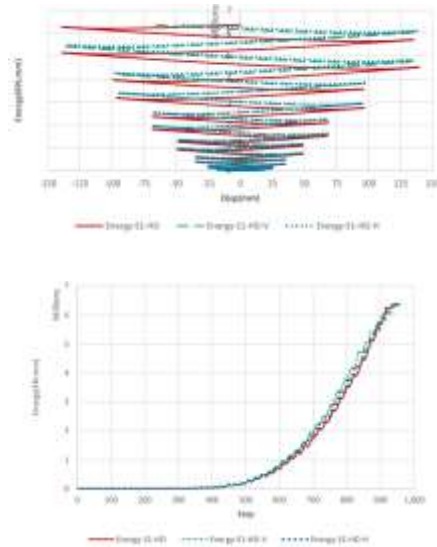
شکل ۲۰- نحوه تعبیه سخت‌کننده عمودی در محل اتصال

ورق‌های گاست به ستون



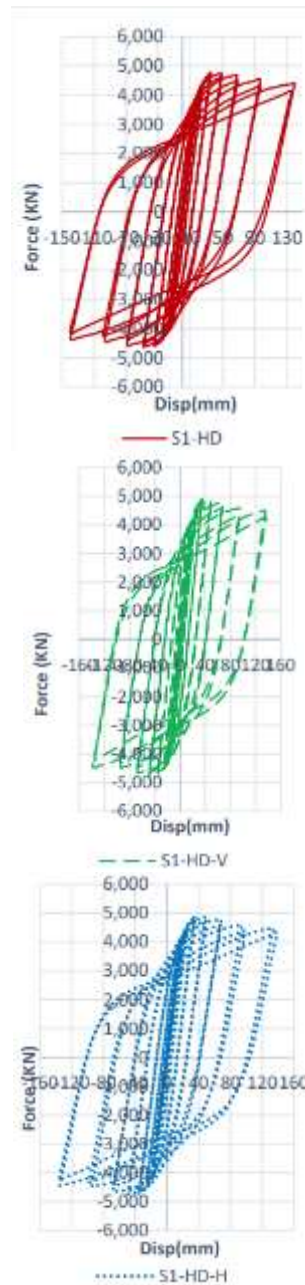
شکل ۲۴- نمودارهای پوش منحنی‌های چرخه‌ای برای هر سه حالت

با محاسبه سطح زیر نمودار منحنی تغییر مکان - نیرو، نمودار انرژی مستهلک‌شده توسط قاب در شکل (۲۵) نشان داده شده است. با مقایسه نمودارهای انرژی مستهلک‌شده نمونه‌های فوق، مشاهده می‌گردد که با استفاده از سخت‌کننده در محل اتصال گاست به قاب، ظرفیت استهلاک انرژی قاب افزایش یافته است. همان‌طور که از نمودار مشخص است میزان استهلاک انرژی قاب با سخت‌کننده قائم نسبت به حالت سخت‌کننده افقی بیش‌تر می‌باشد.

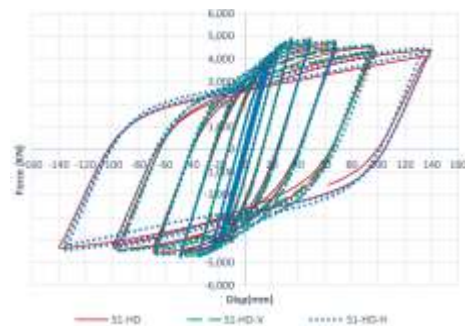


شکل ۲۵- نمودارهای پوش منحنی‌های چرخه‌ای برای هر سه حالت

در جدول (۴) نتایج مقایسه سختی و جذب انرژی نمونه‌های مختلف ارائه شده است. در این جدول، نیروی محوری ایجادشده در مهاربند، تغییر مکان الاستیک مهاربند، ( $K_e$ ) سختی الاستیک مهاربند، ( $\Delta K$ ) اختلاف سختی نسبت به حالت بدون سخت‌کننده و ( $\Delta E$ ) اختلاف انرژی مستهلک‌شده نسبت به حالت بدون سخت‌کننده است. از نمودارهای استخراج‌شده از تحلیل قاب نمونه‌ها که به‌طور خلاصه در جدول (۴) نشان داده



شکل ۲۲- نمودارهای چرخه‌ای نیرو-تغییر مکان قاب حاصل از آنالیز



شکل ۲۳- نتایج تحلیل قاب در نرم‌افزار آباکوس

با سخت‌کننده افقی، بیش‌تر است. استهلاک انرژی در قاب با سخت‌کننده افقی نسبت به قاب با سخت‌کننده عمودی، بیش‌تر است.

شده می‌توان نتیجه گرفت که با اضافه‌نمودن سخت‌کننده به محل اتصال گاست در ستون جعبه‌ای، سختی الاستیک قاب افزایش یافته و در حالت پلاستیک، قاب انرژی بیش‌تری را جذب نموده است. سختی الاستیک قاب با سخت‌کننده عمودی نسبت به قاب

جدول ۴- جدول مقایسه‌ای سختی و انرژی مستهلک‌شده قاب نمونه‌ها

نتایج تحلیل												
ردیف	شماره نمونه	تیپ نمونه	$F_a$ (KN)	$\Delta_e$ (mm)	$K_e$ (N/m)	$\Delta K$ (N/m)	درصد تغییرات سختی	Dissipated Energy (KN.m)	$\Delta E$ (KN.m)	درصد تغییرات استهلاک انرژی	سهم مهاربند از نیروی برشی	سهم قاب از نیروی برشی
1		S1-HD	2665.39	12.36	215.65	-	-	510,736	-	-	44.68%	55.32%
2		S1-HD-V	2768.59	12.36	224.00	8.35	3.87%	573,260	62,524	12.24%	43.65%	56.35%
3		S1-HD-H	2740.69	12.36	221.74	6.09	2.83%	550,455	39,719	7.78%	43.85%	56.15%
4		S1-MD	2537.59	12.36	205.31	-	-	464,413	-	-	53.32%	46.68%
5	S1	S1-MD-V	2709.60	12.36	219.22	13.92	6.78%	537,567	73,154	15.75%	52.75%	47.25%
6		S1-MD-H	2673.03	12.36	216.26	10.96	5.34%	543,374	78,961	17.00%	52.88%	47.12%
7		S1-OD	2323.56	12.36	187.99	-	-	458,584	-	-	60.50%	39.5%
8		S1-OD-V	2597.29	12.36	210.14	22.15	11.78%	496,984	38,400	8.37%	58.76%	41.24%
9		S1-OD-H	2555.43	12.36	206.75	18.76	9.98%	522,364	63,780	13.91%	58.35%	41.65%

نتایج تحلیل												
ردیف	شماره نمونه	تیپ نمونه	$F_a$ (KN)	$\Delta_e$ (mm)	$K_e$ (N/m)	$\Delta K$ (N/m)	درصد تغییرات سختی	Dissipated Energy (KN.m)	$\Delta E$ (KN.m)	درصد تغییرات استهلاک انرژی	سهم مهاربند از نیروی برشی	سهم قاب از نیروی برشی
10		S2-HD	3283.96	12.35	265.91	-	-	240,938	-	-	45.44%	54.56%
11		S2-HD-V	3442.75	12.35	278.77	12.86	4.84%	260,084	19,146	7.95%	44.24%	55.76%
12		S2-HD-H	3401.29	12.35	275.41	9.50	3.57%	256,428	15,490	6.43%	44.72%	55.28%
13		S2-MD	3105.07	12.35	251.42	-	-	279,998	-	-	54.08%	45.92%
14	S2	S2-MD-V	3353.06	12.35	271.50	20.08	7.99%	310,110	30,112	10.75%	52.5%	47.50%
15		S2-MD-H	3307.86	12.35	267.84	16.42	6.53%	302,559	22,561	8.06%	53.52%	46.48%
16		S2-OD	2810.33	12.35	227.56	-	-	318,550	-	-	61.23%	38.77%
17		S2-OD-V	3184.18	12.35	257.83	30.27	13.30%	351,128	32,578	10.23%	59.56%	40.44%
18		S2-OD-H	3138.64	12.35	254.14	26.58	11.68%	346,345	27,796	8.73%	59.87%	40.13%

نتایج تحلیل												
ردیف	شماره نمونه	تیپ نمونه	$F_a$ (KN)	$\Delta_e$ (mm)	$K_e$ (N/m)	$\Delta K$ (N/m)	درصد تغییرات سختی	Dissipated Energy (KN.m)	$\Delta E$ (KN.m)	درصد تغییرات استهلاک انرژی	سهم مهاربند از نیروی برشی	سهم قاب از نیروی برشی
19		S3-HD	321 1.93	12.78	251.32	-	-	220,436	-	-	48.59%	51.41%
20		S3-HD-V	327 3.34	12.78	6.13*2	4.81	1.91%	241,943	21,507	9.76%	49.38%	50.62%
21		S3-HD-H	326 7.69	12.78	255.69	4.36	1.74%	249,405	28,969	13.14%	49.25%	50.75%
22		S3-MD	298 6.61	12.78	233.69	-	-	205,497	-	-	51.13%	48.87%
23	S3	S3-MD-V	312 6.22	12.78	244.62	10.92	4.67%	232,119	26,621	12.95%	50.46%	49.54%
24		S3-MD-H	309 5.03	12.78	242.18	8.48	3.63%	232,333	26,836	13.06%	50.65%	49.35%
25		S3-OD	271 8.53	12.78	212.72	-	-	188,047	-	-	54.25%	45.75%
26		S3-OD-V	278 0.61	12.78	217.58	4.86	2.28%	216,644	28,597	15.21%	53.64%	46.36%
27		S3-OD-H	302 0.68	12.78	236.36	23.64	11.11%	236,668	48,621	25.86%	53.88%	46.12%

نتایج تحلیل												
ردیف	شماره نمونه	تیپ نمونه	$F_a$ (KN)	$\Delta_e$ (mm)	$K_e$ (N/m)	$\Delta K$ (N/m)	درصد تغییرات سختی	Dissipated Energy (KN.m)	$\Delta E$ (KN.m)	درصد تغییرات استهلاک انرژی	سهم مهاربند از نیروی برشی	سهم قاب از نیروی برشی
28		S4-HD	2396.73	12.35	194.07	-	-	208,183	-	-	61.82%	38.18%
29		S4-HD-V	2576.93	12.35	208.66	14.59	7.52%	223,927	15,744	7.56%	60.13%	39.87%
30		S4-HD-H	2558.69	12.35	207.18	13.11	6.76%	221,841	13,659	6.56%	60.66%	39.34%
31		S4-MD	2222.14	12.35	179.93	-	-	194,858	-	-	63.16%	36.84%
32	S4	S4-MD-V	2462.49	12.35	199.39	19.46	10.82%	213,572	18,714	9.60%	61.35%	38.65%
33		S4-MD-H	2446.49	12.35	198.10	18.17	10.10%	209,239	14,381	7.38%	61.41%	38.59%
34		S4-OD	1821.85	12.35	147.52	-	-	192,063	-	-	71.14%	28.86%
35		S4-OD-V	2181.43	12.35	176.63	29.12	19.74%	220,925	28,862	15.03%	69.20%	30.80%
36		S4-OD-H	2145.23	12.35	173.70	26.18	17.75%	212,930	20,868	10.87%	69.33%	30.67%

نتایج تحلیل												
ردیف	شماره نمونه	تیپ نمونه	$F_a$ (KN)	$\Delta_e$ (mm)	$K_e$ (N/m)	$\Delta K$ (N/m)	درصد تغییرات سختی	Dissipated Energy (KN.m)	$\Delta E$ (KN.m)	درصد تغییرات استهلاک انرژی	سهم مهاربند از نیروی برشی	سهم قاب از نیروی برشی
37		S5-HD	2782.20	12.78	217.70	-	-	238,681	-	-	60.25%	39.75%
38		S5-HD-V	2929.39	12.78	229.22	11.52	5.29%	253,773	15,092	6.32%	59.15%	40.85%
39		S5-HD-H	2903.54	12.78	227.19	9.49	4.36%	248,787	10,106	4.23%	59.69%	40.31%
40		S5-MD	2576.75	12.78	201.62	-	-	216,997	-	-	61.61%	38.39%
41	S5	S5-MD-V	2773.19	12.78	216.99	15.37	7.62%	230,503	13,506	6.22%	59.58%	40.42%
42		S5-MD-H	2740.36	12.78	214.43	12.80	6.35%	233,668	16,672	7.68%	59.87%	40.13%
43		S5-OD	2096.69	12.78	164.06	-	-	217,830	-	-	69.73%	30.27%
44		S5-OD-V	2326.30	12.78	182.03	17.97	10.95%	219,570	1,740	0.80%	67.5%	32.5%
45		S5-OD-H	2329.76	12.78	182.30	18.24	11.12%	227,388	9,557	4.39%	67.8%	32.2%

سخت‌کننده قائم در اکثر موارد در جذب انرژی زلزله از سخت‌کننده افقی بهتر است اما تعبیه سخت‌کننده افقی نسبت به سخت‌کننده قائم در ستون‌های در حال ساخت، از نظر اجرایی آسان‌تر بوده و هزینه کم‌تری دارد.

- از بررسی موارد درج شده در جدول (۴) نتایج زیر حاصل می‌شود:
- افزایش سختی بین ۵ تا ۲۰ درصد برای حالات مختلف قابل‌حصول است. ۲۰ درصد افزایش سختی مربوط به نمونه S4-OD-V می‌باشد. این بدان معنا است که در صورت عدم تعبیه سخت‌کننده، سختی مهاربند به‌صورت دست‌بالا نسبت به حالت واقعی وجود دارد، یا به‌عبارتی کنترل معیار تغییر مکان نسبی طبقه به‌صورت درستی برآورد نخواهد شد.
  - افزایش جذب انرژی بین ۱ تا ۲۶ درصد برای حالات مختلف قابل‌حصول است. ۲۶ درصد افزایش سختی مربوط به نمونه S3-OD-H می‌باشد. این بدان معنا است که در صورت عدم تعبیه سخت‌کننده از ظرفیت جذب انرژی مهاربند به‌طور کامل استفاده نخواهد شد.
  - اختلاف سختی و جذب انرژی در ستون‌های با شکل‌پذیری معمولی بیش از مابقی حالات است. این ستون‌ها به‌طور عمده در سیستم‌های مهاربندی معمولی یک سازه قدیمی‌تر یا ستون‌های دوبرگ مورد استفاده قرار گرفته است.
  - در برخی موارد سخت‌کننده افقی و در برخی موارد سخت‌کننده قائم در افزایش سختی یا انرژی نقش مؤثرتری دارند.
  - به‌طور کلی نرخ افزایش سختی و جذب انرژی در اثر وجود سخت‌کننده با افزایش زاویه مهاربند نسبت به افق کاهش می‌یابد.

#### ۷- نتیجه‌گیری

در این تحقیق با تمرکز بر اتصال ورق گاست به ستون‌های جعبه‌ای به بررسی رفتار قاب مهاربندی همگرای ویژه با اجزای محدود پرداخته شد. تحلیل به‌کاررفته به‌صورت غیرخطی اجزای محدود و رفت‌وبرگشتی است که قادر بوده رفتار اتصال را در زمان زلزله به‌خوبی شبیه‌سازی نماید. با بررسی نتایج و جدول نمونه‌ها می‌توان نتیجه گرفت که در همه مدل‌ها با تعبیه ورق سخت‌کننده در محل اتصال ورق گاست به ستون، چه به‌صورت عمودی و چه به‌صورت افقی، مقدار سختی الاستیک و استهلاک انرژی قاب‌ها افزایش یافته است و اثر پرچمی شدن نمودار چرخه‌ای نیرو-تغییر مکان کاهش می‌یابد. حداکثر افزایش سختی در بین حالات مختلف در حدود ۲۰ درصد و حداکثر ظرفیت جذب انرژی ۲۶ درصد است. با افزایش زاویه مهاربند نسبت به افق، نیروهای افقی به وجه ستون کاهش می‌یابد و در نتیجه غرشدگی وجه ستون کم‌تر می‌شود. تعبیه سخت‌کننده باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب و افزایش کارایی مهاربندها می‌شود. عملکرد

- [1] Richard, R.M., (1986), "Analysis of large bracing connection designs for heavy construction", In National Steel Construction Conference Proceedings, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, pp. 31-37.
- [2] Chakrabarti,(1982), "Tests of Gusset Plate Connections", The University of Arizona.
- [3] Gross, J.L., and Cheok, G. (1988), "Experimental Study of Gusseted Connections for Laterally Braced Steel Buildings", U.S. DEPARTMENT OF COMMERCE National Institute of Standards and Technology.
- [4] Kostaski, N., Packer, J.A., and Puthli, R.S. (2003), "A finite element method based yield load determination procedure for hollow structural section connections", Journal of Constructional Steel Research, 59(4), pp. 453-471.
- [5] Alipour, A. (2009), "Gusset Plate Connections in Concentrically Braced Steel Structures", In Structures Congress: Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role, pp. 1-10.
- [۶] دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان، (۱۳۹۹)، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، چاپ اول.
- [۷] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (۱۳۹۳) - استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی.
- [۸] دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان، (۱۴۰۱)، مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، چاپ اول.
- [۹] معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، (۱۳۹۲)، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، نشریه ۳۶۰، (تجدید نظر اول).
- [10] Kaneko, K., Kasai, K., Motoyui, S., Sueoka, T., Azuma, Y., and Ooki, Y. (2008), "Analysis of beam-column-gusset components in 5-story value-added frame", In The 14th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 12-17.
- [11] Dusicka, P., Ahmad, M.I., and Ian, G.B. (2007), "Cyclic Response of Plate steels Under Large Inelastic Strains", Journal of Constructional Steel Research, Vol 63, pp. 156-164.
- [12] Tabatabaei, S.A.R., Mirghaderi, S.R., and Hosseini, A. (2014), "Experimental and numerical developing of reduced length buckling-restrained braces," Engineering, Structures., Vol. 77, pp. 143-160.
- [13] Applied Technology Council,(2007), Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components.

# مقایسه عملکردی سیستم‌های کنترل غیرفعال برای سازه‌های فولادی تحت بارگذاری انفجار خارجی

علی جلالی‌فر<sup>۱\*</sup>، امین واعظزاده<sup>۲</sup>

۱- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران شمال، تهران

۲- کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران

\*تهران، صندوق پستی ۱۶۵۱۱۵۳۵۱۱، a.jalaeefar@iau-tnb.ac.ir

## چکیده

ساختمان‌ها همواره در معرض بلایای طبیعی مانند سیل، طوفان و زلزله قرار داشته‌اند؛ اما با پیشرفت دانش نظامی در دهه‌های اخیر علاوه بر موارد فوق، خطرات ناشی از بمب‌گذاری و انفجار نیز ساختمان‌ها را تهدید می‌کند. ساختمان‌های فولادی که بر اساس آیین‌نامه‌ها برای تحمل بارهای متداول طراحی می‌شوند معمولاً سبک هستند و توانایی مقاومت در برابر بار انفجار را ندارند. در دهه‌های اخیر استفاده از سیستم‌های کنترل برای مهار انرژی ناشی از زلزله و کاهش خرابی گسترش پیدا کرده است. سیستم‌های کنترل با جذب انرژی یا ممانعت از ورود آن به سازه، باعث می‌شوند تا میزان آسیب‌دیدگی سازه کاهش پیدا کند. در این پژوهش به بررسی عملکرد سیستم‌های کنترل غیرفعال شامل میراگر ویسکوز، مهاربند کمانش‌تاب و میراگر اصطکاکی در بهبود پاسخ سازه (میزان جابه‌جایی طبقات، شکل‌پذیری و سختی) تحت بارگذاری انفجاری خارجی پرداخته شده است. در این راستا، یک ساختمان فولادی شش طبقه تحت بارگذاری‌های ناشی از انفجار خارجی قرار می‌گیرد و با استفاده از ابزار کنترل غیرفعال شامل میراگر ویسکوز، مهاربند کمانش‌تاب و میراگر اصطکاکی، مقدار دررفت نسبی طبقات در سازه کاهش پیدا می‌کند. برای تعیین بهینه مشخصات ابزار کنترل غیرفعال نیز از الگوریتم ژنتیک استفاده می‌شود. مطالعات انجام‌شده نشان داد استفاده از میراگرها تغییری در حداکثر جابه‌جایی بام سازه ایجاد نمی‌کند اما موجب توزیع یکنواخت جابه‌جایی بین طبقات می‌شود و از تمرکز جابه‌جایی در طبقات جلوگیری به عمل می‌آید؛ لذا مقدار دررفت ماکزیمم کاهش می‌یابد. از طرف دیگر مشخص شد که میراگر ویسکوز بهترین عملکرد را بین سیستم‌های کنترلی غیرفعال تحت بارگذاری انفجار دارد و باعث می‌شود دررفت ماکزیمم و شکل‌پذیری مورد نیاز سازه کاهش پیدا کند. مهاربندهای کمانش‌تاب و میراگرهای اصطکاکی نیز عملکرد مطلوبی دارند اما باعث سخت شدن سازه می‌گردند.

## واژگان کلیدی

بارگذاری انفجار، کنترل غیرفعال، تحلیل غیرخطی، رفتار حساس به نرخ کرنش، الگوریتم ژنتیک، دررفت ماکزیمم

## Comparative Performance Evaluation of Passive Control Systems for Steel Structures under External Blast Loading

A. Jalaeefar, A. Vaezzadeh

### Abstract

Buildings have always been vulnerable to natural disasters such as floods, storms, and earthquakes. However, with advances in military technology in recent decades, in addition to these traditional threats, buildings are increasingly exposed to risks associated with bombings and explosions. Steel structures, typically designed according to conventional codes to withstand standard loads, are generally lightweight and lack the capacity to resist blast loads. In recent decades, the use of structural control systems to dissipate seismic energy and reduce damage has become increasingly prevalent. These control systems function by either absorbing the energy or preventing it from entering the structure, thereby mitigating the extent of structural damage. This study investigates the effectiveness of passive control systems—including viscous dampers, buckling-restrained braces (BRBs), and friction dampers—in improving the structural response under external blast loading. The results indicate that while the implementation of dampers does not significantly alter the peak roof displacement, it leads to a more uniform distribution of displacement across the stories, preventing excessive inter-story drift concentrations and thereby reducing the maximum drift ratio. Among the systems evaluated, viscous dampers demonstrated the most effective performance under blast loading by significantly reducing both the maximum drift and the ductility demand on the structure. Although BRBs and friction dampers also improved structural performance, they contributed to increased structural stiffness.

### Keywords

Blast Loading, Passive Control, Nonlinear Analysis, Strain Rate-Sensitive Behavior, Genetic Algorithm, Maximum Drift

## ۱- مقدمه

ساختمان‌ها همواره در معرض بلایای طبیعی مانند سیل، طوفان و زلزله قرار داشته‌اند، اما با پیشرفت دانش نظامی در دهه‌های اخیر علاوه بر موارد فوق، خطرات ناشی از بمب‌گذاری و انفجار نیز ساختمان‌ها را تهدید می‌نماید. ساختمان‌های فولادی که بر اساس آیین‌نامه‌ها برای تحمل بارهای لرزه‌ای و متداول طراحی می‌شوند و به‌خصوص آن‌هایی که سبک‌تر هستند، توانایی مقاومت و حفظ یکپارچگی در برابر بار انفجار را ندارند و وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند [۱]. برای اطمینان از امنیت این سازه‌ها باید آن‌ها را در سطح بالایی از مقاومت که برای تهدیدهای پیش‌بینی شده کافی باشند، ساخت که نیل به این هدف نیازمند طراحی مناسب و دستیابی به تکنیک لازم برای تأمین مقاومت لازم در برابر انفجار است. اطلاعات و جزئیات مربوط به آزمایش‌های اعضای فولادی تحت اثر انفجار بسیار محدود و کمیاب است که علت آن در درجه اول حفاظت اطلاعات و مسائل امنیتی است و در درجه دوم انجام آزمایش‌ها و ثبت نتایج به‌وسیله حسگرها با توجه به ماهیت تخریب‌کننده پدیده انفجار، بسیار مشکل است [۲].

**منیر** در سال ۲۰۱۳، به بررسی و طراحی یک میراگر مرکزگرا برای مقاوم‌سازی ساختمان‌های فولادی نرم در برابر انفجار پرداخت [۳]. این میراگر علاوه بر دارا بودن توانایی جذب انرژی، طوری طراحی شده بود که در زمان جابه‌جایی قاب از مکان اولیه خود، میراگر در برابر این جابه‌جایی مقاومت می‌کند ولی اگر جابه‌جایی قاب در جهت نزدیک‌شدن به محل اولیه خود باشد، میراگر از خود مقاومتی نشان نمی‌دهد و این‌گونه به بازگشت سازه به مکان اولیه و کاهش رانش‌های پسماند کمک می‌نماید.

**محبی و دادخواه** در سال ۲۰۱۷، عملکرد یک سیستم کنترل ترکیبی شامل جداساز پایه با میرایی کم و میراگر نیمه‌فعال تحت انفجار خارجی را بررسی کردند [۴]. برای تعیین ولتاژ میراگر از دو الگوریتم استفاده شده و نتایج نشان می‌دهد که این سیستم در کاهش پاسخ‌های حداکثری و دریفت پایه، بسیار مؤثر است. همچنین، سیستم ترکیبی نیمه‌فعال نسبت به سیستم‌های جداساز با میرایی بالا عملکرد بهتری در کاهش دریفت پایه دارد.

**کانگدا<sup>۱</sup> و بکره<sup>۲</sup>** در سال ۲۰۲۰، به بررسی کارایی روش‌های کنترل غیرفعال مانند سیستم جداسازی پایه و میراگرهای ویسکوز در برابر ارتعاشات ناشی از زلزله و انفجار پرداختند [۵]. در این راستا، دو ساختمان فولادی با قاب خمشی تحت تحلیل قرار

گرفته‌اند و تأثیر بی‌نظمی عمودی بر عملکرد این تکنیک‌ها نیز بررسی شده است. پاسخ‌های سازه‌ای و میزان انرژی مستهلک‌شده توسط این تکنیک‌ها ارزیابی شده و مقایسه‌ای میان آن‌ها تحت تحریکات زلزله و انفجار صورت گرفته است. آن‌ها همچنین در سال ۲۰۲۱، طی مطالعه‌ای کنترل غیرفعال لرزش در ساختمان‌های مجاور با فاصله کم و پایه ثابت، تحت بارهای زلزله و انفجار را بررسی نمودند [۶]. دو ساختمان با ویژگی‌های دینامیکی متفاوت با استفاده از میراگرهای ویسکوز خطی و غیرخطی به هم متصل شده‌اند و عملکرد آن‌ها در کاهش پاسخ‌های سازه‌ای مقایسه شده است. نتایج نشان می‌دهد استفاده از میراگر ویسکوز به‌ویژه در بالاترین طبقه، می‌تواند به‌طور مؤثری پاسخ‌های سازه‌ای را کاهش دهد.

**رمضانی و لبافزاده** در سال ۲۰۲۲، از یک سیستم فازی نوع ۲ برای کنترل ولتاژ میراگر مغناطیسی در سازه جداسازی شده تحت بار انفجاری استفاده نمودند تا عملکرد مناسبی در برابر عدم قطعیت‌ها داشته باشد [۷]. نتایج مدل‌سازی نشان می‌دهد که ترکیب میراگر با جداساز لرزه‌ای می‌تواند تغییر مکان و آسیب‌ها را به‌طور مؤثری کاهش دهد. این روش به‌طور میانگین باعث کاهش ۳۶٪ جابه‌جایی در بار انفجاری، ۶۸٪ در زلزله‌های دور و ۴۶٪ در زلزله‌های نزدیک می‌شود.

**کانگدا و همکاران** در سال ۲۰۲۳، عملکرد ساختمان‌های بتن مسلح با بی‌نظمی در پلان تحت اثر انفجارهای زیرزمینی را بررسی نمودند [۸]. ساختمان‌هایی با شکل‌های مختلف پلان و سیستم‌های کنترلی میراگر ویسکوز در برابر بار انفجار مقایسه شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که ساختمان‌های نامنظم نسبت به ساختمان‌های منظم عملکرد بهتری دارند و استفاده از میراگرها، به‌ویژه در الگوهای مختلف نصب، موجب بهبود قابل‌توجه در پاسخ سازه‌ای می‌شود.

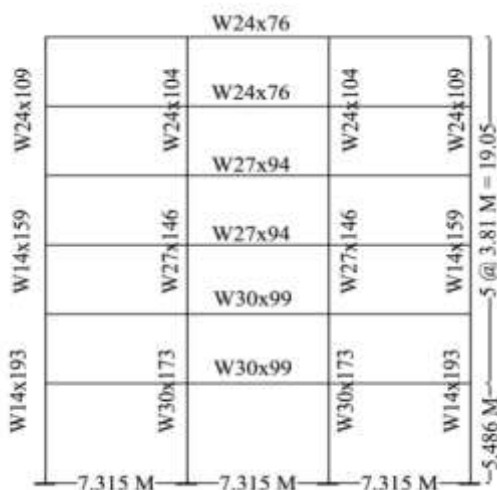
با پیشرفت دانش مهندسی سازه و زلزله، در چند دهه اخیر استفاده از ابزار آلات کنترلی فعال و غیرفعال در ساختمان‌ها برای کاهش خرابی ناشی از زلزله گسترش پیدا کرده است. ابزارآلات کنترلی به‌وسیله جذب انرژی یا ممانعت از ورود آن به سازه، میزان خرابی را در زلزله کاهش می‌دهند و عملکرد خوبی تحت بارهای لرزه‌ای دارند. با توجه به عملکرد مطلوب میراگرها تحت بارهای لرزه‌ای، در این مقاله به بررسی و تحقیق در مورد عملکرد سیستم‌های کنترل غیرفعال تحت بارگذاری انفجار پرداخته شده است. برای این منظور یک ساختمان فولادی شش طبقه تحت

<sup>1</sup> Kangda

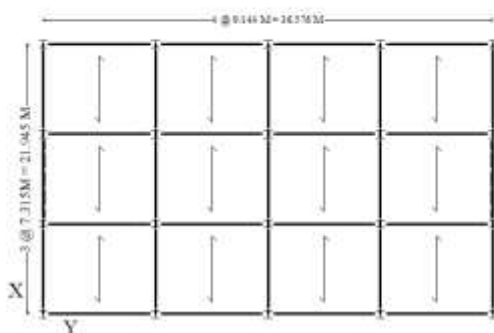
<sup>2</sup> Bakre



روی پلان با نقطه چین مشخص شده است. میرایی ذاتی رایلی مدل در مد اول و دوم ۲/۵٪ فرض شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۱- الف) مقطع ارتفاعی ساختمان، ب) پلان ساختمان به همراه موقعیت انفجار نسبت به سازه

سازه مورد بررسی دارای سیستم باربر قاب خمشی است که مقاومت لازم را در برابر بار انفجار ندارد. برای تقویت سازه از سیستم‌های مختلف کنترل غیرفعال استفاده شده است. لذا از سیستم‌های میراگر ویسکوز، مهاربند کمانش‌تاب و میراگر اصطکاکی به‌طور مجزا برای تقویت سازه استفاده شد.

### ۳- معرفی مدل‌های کنترل‌شده

مدل‌های کنترل‌شده شامل سه مدل هستند. این سازه‌ها همگی مشابه سازه اولیه بوده، با این تفاوت که در دو محور باربر

بارگذاری‌های ناشی از انفجار خارجی قرار گرفته است و سعی شده تا با استفاده از ابزار کنترل غیرفعال مقدار دررفت نسبی طبقات در سازه کاهش پیدا کند. هدف از انجام این پژوهش بررسی و مقایسه عملکرد ابزار کنترل غیرفعال در بهبود پاسخ سازه (جابه‌جایی نسبی طبقات سازه) تحت انفجار می باشد. ابزار کنترلی استفاده شده عبارتند از: میراگر ویسکوز، مهاربند کمانش‌تاب و میراگر اصطکاکی. در این مقاله نشان داده شده است که استفاده از میراگرها اگرچه نمی‌تواند تغییری در جابه‌جایی مطلق بام به وجود آورد، اما به‌واسطه کاهش جابه‌جایی‌های نسبی و جلوگیری از تمرکز جابه‌جایی در یک طبقه یا به عبارتی توزیع یکنواخت‌تر جابه‌جایی بین طبقات، باعث می‌شود که خرابی در سازه کاهش پیدا کند. در نهایت با توجه به نتایج به‌دست‌آمده مشخص شد که میراگرهای ویسکوز عملکرد بهتری را در برابر بارگذاری انفجار خارجی نسبت به سایر میراگرهای غیرفعال دارند و موجب می‌شوند مقدار دررفت نسبی طبقات کاهش پیدا کند و همچنین توزیع جابه‌جایی بین طبقات یکنواخت شود.

### ۲- مدل‌سازی

در این پژوهش برای بررسی و مقایسه عملکرد سیستم‌های مختلف کنترل غیرفعال و تأثیر آن‌ها بر بهبود عملکرد سازه تحت بار انفجار، از یک ساختمان شش طبقه با سیستم باربر جانبی قاب خمشی مطابق شکل (۱) استفاده شده است. این سازه اولین بار در سال ۱۹۸۸ توسط پوپوف<sup>۱</sup> و تسای<sup>۲</sup> مورد مطالعه قرار گرفت [۹]. سازه بر اساس آیین‌نامه UBC برای تحمل زلزله سطح طرح و بارهای ثقلی و بار باد طراحی شده است [۱۰]. فرض شده است که ساختمان در منطقه چهار لرزه‌خیزی قرار دارد و خاک نوع III است. نوع فولاد استفاده شده برای تمامی اعضا A36 می‌باشد. سازه به‌طور کامل روی سطح زمین واقع شده است و فرض می‌شود دیوارهای پیرامونی سازه صلب (به این معنا که سختی این دیوارها بسیار بیش‌تر از قاب مجاور آن‌ها است) و بدون باز شو هستند، سازه دارای دیافراگم‌های صلب است و به جهت تقارن به‌صورت دوبعدی مدل می‌شود. ساختمان در راستای انفجار در دو محور جانبی دارای سیستم باربر قاب خمشی بوده و در سایر موارد اتصالات تیر به ستون مفصلی است که در شکل (۱) مقطع ارتفاعی و پلان و محل انفجار به همراه مشخصات مقاطع تیر و ستون نشان داده شده است. محل قرارگیری میراگرها در مدل‌های کنترل‌شده

<sup>1</sup> Popof

<sup>2</sup> Tsai



ساختمان، سیستم های کنترل غیرفعال استفاده شده است که شامل میراگر ویسکوز، اصطکاکی یا مهاربند کمانش تاب است.

### ۳-۱- بارگذاری انفجار

فرض شده است که وزن ۲۰۰۰۰ پوند TNT (W) در راستای عمود بر طول ساختمان (محور Y) مطابق شکل (۱-ب) منفجر می شود. این انفجارها مطابق جدول (۱) در فواصل مختلف از ۱۲۰ تا ۲۵۰ فوت (RG) و با شدت های انفجار متفاوت (ZG) رخ داده است که محاسبات مربوط به بارگذاری آن بر اساس آیین نامه UFC انجام شده است. فرض شده که انفجار در سطح زمین صورت گرفته است و از اثرات شوک زمین ناشی از انفجار صرف نظر شده است. شایان ذکر است پارامتر فاصله مقیاس شده در بار انفجار، که با نماد (Z) نشان داده می شود، یک مقدار عددی است که برای تحلیل اثرات انفجار بر سازه ها به کار می رود. این پارامتر از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$Z = \frac{R}{W^{1/3}} \quad (1)$$

که در آن (R) فاصله مواد منفجره از نقطه مورد نظر و (W) مقدار ماده منفجره می باشد. این پارامتر کمک می کند تا شدت موج انفجار را در نقاط مختلف ارزیابی کنند و تأثیر آن را بر سازه ها بررسی نمایند. هرچه مقدار (Z) بیش تر باشد، اثر انفجار در آن نقطه کم تر خواهد بود، زیرا فاصله از منبع انفجار بیش تر است. انفجار در سطح زمین باعث وارد شدن بار به دیوار جلویی، پشتی و دیوارهای کناری و همچنین سقف سازه می شود. با توجه به این که مدل دارای تقارن است و محل وقوع انفجار نیز نسبت به سازه دارای تقارن می باشد، نیروهای وارد شده به دو دیوار کناری دقیقاً برابر یکدیگر و در جهت عکس خواهند بود. لذا با توجه به صلب بودن پوشش ساختمان و دیافراگم طبقات، می توان از اثر نیروی وارد بر دیوارهای کناری سازه صرف نظر نمود. از تأثیر نیروی حاصل از انفجار بر روی سقف نیز به علت تأثیر کم آن چشم پوشی شده است. در نهایت تنها نیروهایی که نقش تعیین کننده دارند نیروی حاصل از انفجار بر روی دیوار جلویی و پشتی می باشد.

جدول ۱- مشخصات انفجار

(ft) R <sub>G</sub>	W (lb)	Z <sub>G</sub> ( $\frac{ft}{lb^{1/3}}$ )
۲۵۰	۲۰۰۰۰	۸.۶۷
۲۲۰	۲۰۰۰۰	۷.۶۳
۱۸۰	۲۰۰۰۰	۶.۲۴
۱۵۰	۲۰۰۰۰	۵.۲۰
۱۲۰	۲۰۰۰۰	۴.۱۶

### ۳-۲- تأثیر نرخ کرنش بر رفتار اعضای فولادی تحت

#### بارگذاری انفجار

یکی از نکات مهم و کلیدی در مورد بارگذاری انفجار، نرخ کرنش های بالایی است که در سازه به وجود می آید. نرخ کرنش بالا در اعضای فولادی به خصوص فولاد A36، باعث می شود تا مقدار تنش تسلیم افزایش پیدا کند، اما تأثیری بر روی مدول الاستیسیته و در نتیجه سختی سازه ندارد. در این پژوهش برای لحاظ نمودن این پدیده، از ضریب افزایش دینامیکی طبق آیین نامه UFC استفاده شده است [۵] که اساس آن ضریب افزایش دینامیکی تحت رابطه سایمونندز-کوپر می باشد [۶]:

$$f_{ds} = f_{dy} = c \times a \times f_y \quad 10\mu \leq \quad (2)$$

$$4f_{ds} + (f_{du} - f_{dy}) \quad 10\mu >$$

که در آن ( $\mu$ ) نسبت شکل پذیری، (a) ضریب افزایش مقاومت که برای فولاد A36 برابر واحد است، (C) ضریب افزایش دینامیکی، ( $f_{du}$ ) مقاومت نهایی دینامیکی است که از ضرب تنش گسیختگی در c به دست می آید. ( $f_y$ ) تنش تسلیم و ( $f_{ds}$ ) تنش دینامیکی طراحی می باشد [۱۱].

### ۴- سیستم های کنترل لرزه ای

در این پژوهش سیستم های کنترل غیرفعال مورد مطالعه قرار گرفته اند که شامل میراگر ویسکوز، اصطکاکی و مهاربند کمانش تاب می شوند (شکل (۲)).

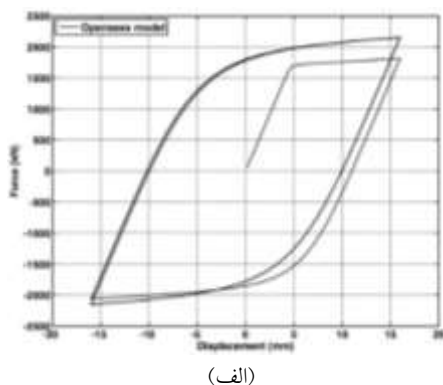


#### ۴-۲- مهاربند کمانش تاب (میراگر فلزی)

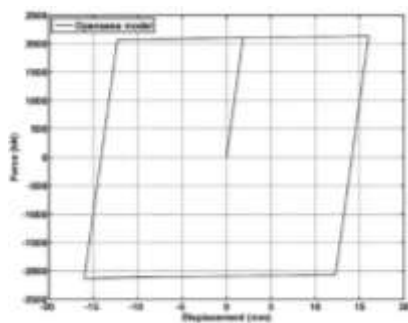
مهاربند کمانش تاب نوعی میراگر فلزی است و با جابه‌جایی فعال می‌شود. هسته فولادی مهاربند کمانش تاب نمی‌تواند کمانش کند، لذا در فشار همانند کشش تسلیم می‌شود و شرایط تغییر شکل زیاد در محدوده غیرالاستیک را فراهم می‌نماید و در نهایت باعث اتلاف انرژی طی چرخه‌های هیسترسیز می‌شود. برای مهاربندهای کمانش تاب از فولاد A36 استفاده شده است و تنها متغیر موجود جهت طراحی سطح مقطع مهاربند می‌باشد. نحوه قرارگیری مهاربند در شکل (۲-ب) نمایش داده شده است. رفتار مهاربند با توجه به نتایج تست‌های آزمایشگاهی مدل‌سازی شده است و نمونه آن در شکل (۳-الف) می‌باشد [۱۳].

#### ۴-۳- میراگر اصطکاکی

میراگرهای اصطکاکی معمولاً از دو قست فولادی تشکیل شده‌اند؛ (۱) دستک مهاربند و (۲) سطح لغزنده اصطکاکی. این نوع میراگر به وسیله اصطکاک ایجاد شده روی سطوح لغزنده، انرژی را تلف می‌کند. وجود مهاربند انعطاف‌پذیر در کنار سطح لغزنده اصطکاکی مدل رفتاری مشابه شکل (۳-ب) را ایجاد می‌نماید. سختی مهاربند و نیروی آستانه لغزش، دو متغیر برای تعیین مشخصات میراگر اصطکاکی هستند.



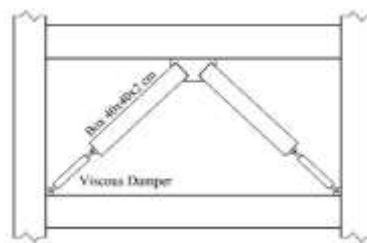
(الف)



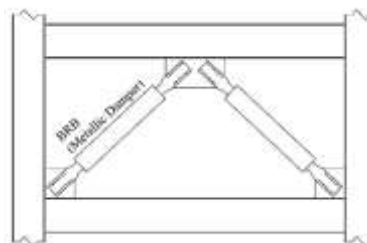
(ب)

شکل ۳- مدل کلی رفتاری میراگرها (الف) مهاربند کمانش تاب (میراگر

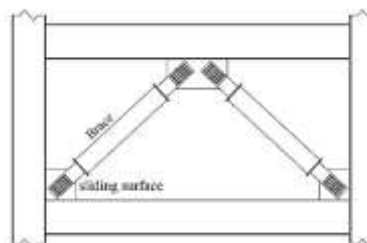
فلزی)، (ب) میراگر اصطکاکی [۱۳]



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۲- نحوه قرارگیری میراگرها، (الف) میراگر ویسکوز، (ب) مهاربند کمانش تاب (میراگر فلزی)، (ج) میراگر اصطکاکی

#### ۴-۱- میراگر ویسکوز

میراگرهای ویسکوز معمولاً از یک سیلندر که با مایع ویسکوز (مانند روغن سیلیکون) پر شده است و یک پیستون که دارای یک یا چند سوراخ است تشکیل شده‌اند. حرکت سیال از بین سوراخ‌های پیستون باعث مستهلک شدن انرژی و تولید گرما می‌شود [۱۲]. سرعت، عامل ایجاد نیرو در میراگر ویسکوز می‌باشد و رابطه کلی رفتار این میراگر به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$F_{vd} = C_{vd} |\dot{x}|^\alpha \text{sgn}(\dot{x}) \quad (3)$$

که در آن  $(C_{vd})$  ضریب میرایی،  $(x)$  تغییر مکان و  $(\alpha)$  توان سرعت می‌باشد. توان سرعت بسته به جنس و ساختار میراگر ویسکوز دارد و می‌تواند بیش‌تر، مساوی یا کم‌تر از ۱ باشد. در این پژوهش از میراگرهای ویسکوز خطی استفاده شده است و لذا توان سرعت واحد در نظر گرفته شده است. نحوه قرارگیری میراگر ویسکوز به همراه دستک مهاربند و مشخصات آن در شکل (۲-الف) نشان داده شده است.

## ۵- چارچوب تحلیل

### ۵-۱- مدل عددی

نرم‌افزار Opensees به‌عنوان نرم‌افزار اصلی تحلیل استفاده شده است. المان‌های تیر-ستون غیرخطی با مقاطع رشته‌ای برای مدل‌سازی تیرها، ستون‌ها، دستک‌ها و مهاربند کمانش‌تاب استفاده شده است [۱۴].

### ۵-۲- مفروضات تحلیل

در تحلیل‌ها فرض شده است که: (۱) سازه کاملاً بر روی سطح زمین قرار دارد، (۲) دیوارهای پیرامونی صلب است و اجازه ورود موج انفجار به داخل را نمی‌دهند، (۳) دیافراگم‌ها صلب هستند و رفتار سازه به‌صورت برشی می‌باشد، (۴) رفتار سازه متقارن است و لذا به‌صورت دوبعدی مدل شده است، (۵) کلیه تحلیل‌ها مبتنی بر تاریخچه زمانی همراه با رفتار غیرخطی و تأثیرات نرخ کرنش است.

### ۵-۳- چرخه تحلیل و بهینه‌سازی

در این پژوهش جهت تعیین بهینه مشخصات میراگرها از الگوریتم ژنتیک استفاده شده است. الگوریتم ژنتیک روشی مناسب برای حل طیف وسیعی از مسائل بهینه‌سازی است [۱۶]. این الگوریتم قادر به حل مسائل بهینه‌سازی دارای توابع پیچیده و قیدهای متعدد است. اندیس عملکردی با هدف کمینه‌شدن دریافت نسبی طبقات به‌صورت زیر تعریف می‌شود:

$$PI = \frac{\|D\|_{Controlled}}{\|D\|_{Uncontrolled}} \quad (4)$$

که در این رابطه، (D) بردار حداکثر دریافت نسبی طبقات است. برای یکسان‌سازی و ایجاد امکان مقایسه بین میراگرها، حد بالای نیروی قابل تحمل برای هر میراگر ۱۷۰۸۵۵ پوند (۷۶۰ کیلونیوتن) قرار داده شده است. به‌عبارتی مشخصات میراگرها در بازه‌ای می‌تواند انتخاب شود که حداکثر نیروی قابل تحمل از این میزان تجاوز نکند. روش تکرری که در ادامه آمده است جهت تحلیل و بهینه‌سازی مشخصات میراگرها استفاده می‌شود:

۱- تعیین متغیرها و محدودیت‌ها مربوط به میراگر در الگوریتم ژنتیک.

۲- تولید مقادیر جدید برای متغیرها توسط الگوریتم ژنتیک.

۳- تولید مدل سازه در Opensees با توجه به متغیرهای جدید.

در صورتی که اولین بار است این مرحله اجرا می‌شود مقدار تنش تسلیم المان‌ها برابر  $f_y$  و در غیر این صورت مقدار تنش

تسلیم برای هر المان برابر با  $f_{ds}$  به‌دست‌آمده از مرحله ۵ اتخاذ گردد.

۴- تحلیل سازه تحت قوی‌ترین بارگذاری انفجار مورد مطالعه.

۵- استخراج نتایج تحلیل و بررسی نرخ کرنش در المان‌ها و تولید  $f_{ds}$  جدید مطابق رابطه شماره (۱).

۶- شرط همگرایی به‌صورت زیر تعریف می‌شود. که در آن (i) شماره چرخه، (j) شماره المان و (n) تعداد کل المان‌ها و (ε) تolerانس همگرایی است. چنانچه شرط زیر برقرار باشد، چرخه به مرحله بعدی رفته و در غیر این صورت به مرحله ۳ بازمی‌گردد.

$$\frac{1}{n} \sum_{j=1}^n \left| \frac{f_{ds,j,i+1}}{f_{ds,j,i}} \right| < \varepsilon \quad (5)$$

۷- محاسبه اندیس عملکردی و ارسال آن به الگوریتم ژنتیک.

۸- الگوریتم ژنتیک با توجه به تاریخچه متغیرها و اندیس‌های عملکردی متناظر، بررسی می‌کند که حالت بهینه رخ داده است یا خیر. در صورتی که حالت بهینه حاصل شده باشد، چرخه به مرحله بعدی رفته و در غیر این صورت به مرحله ۲ بازمی‌گردد.

۹- مشخصات بهینه توسط الگوریتم ژنتیک تعیین شده است.

سازه مطابق گام ۳ الی ۶، تحت کلیه بارگذاری‌های انفجار تحلیل می‌شود و نتایج نهایی حاصل خواهد شد.

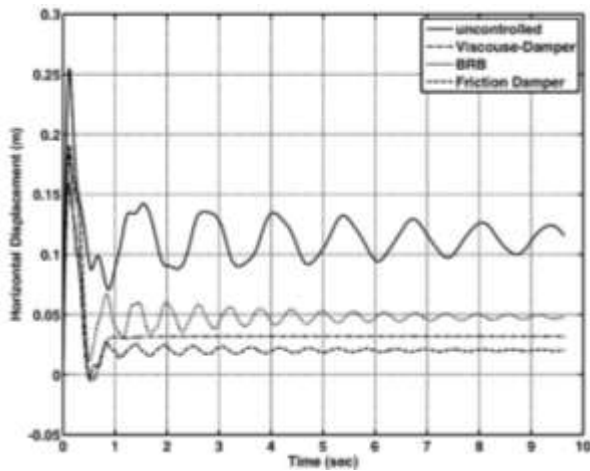
## ۶- نتایج تحلیل

در این بخش نتایج مربوط به تحلیل ارائه شده است. در جدول (۲)، اندیس عملکردی سازه‌های کنترل‌شده تحت شدت انفجارهای مختلف آورده شده است. در سطوح انفجاری مورد بررسی میراگر ویسکوز نسبت به دو میراگر دیگر اندیس عملکردی بهتری دارد. میراگر اصطکاکی و مهاربند کمانش‌تاب از لحاظ عملکردی به‌ترتیب در رتبه‌های بعدی قرار می‌گیرند. با کاهش شدت انفجار اندیس عملکردی بهبود می‌یابد. این پدیده را می‌توان این‌گونه تفسیر کرد که با کاهش شدت انفجار، طول مدت بارگذاری افزایش می‌یابد و میراگرها فرصت بیش‌تری برای اتلاف انرژی دارند، لذا اندیس عملکردی بیش از پیش بهبود پیدا می‌کند.



جدول ۲- اندیس عملکردی سازه‌های کنترل‌شده تحت شدت انفجارهای متفاوت

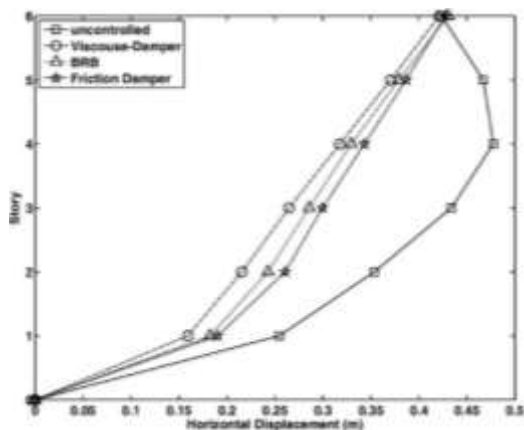
سیستم کنترل لرزه‌ای	فاصله مقیاس شده				
	$\left(\frac{ft}{lb^{1/3}}\right)$				
	Z=4.16	Z=5.2	Z=6.24	Z=7.63	Z=8.67
میراگر ویسکوز	۰/۶۲	۰/۵۷	۰/۵۴	۰/۵۰	۰/۴۹
میراگر اصطکاکی	۰/۶۷	۰/۶۱	۰/۵۹	۰/۵۵	۰/۵۳
مهاربند کمانش‌تاب	۰/۶۸	۰/۶۴	۰/۶۲	۰/۵۹	۰/۵۸



(ب)

ادامه شکل ۴- تاریخچه زمانی جابه‌جایی برای سازه‌های کنترل‌شده و نشده تحت انفجار با فاصله مقیاس شده ۴/۱۶، (ب) طبقه اول

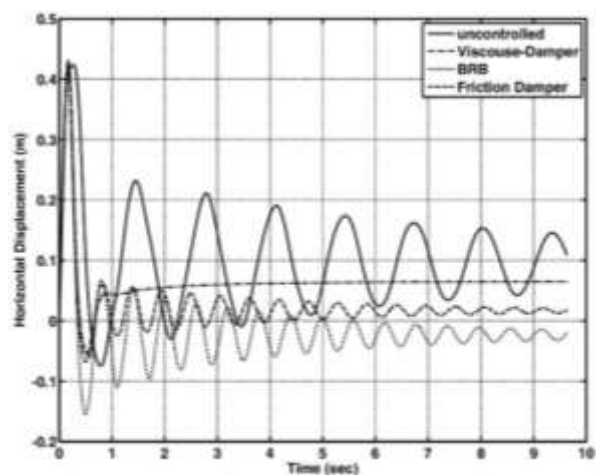
در شکل (۵) جابه‌جایی طبقات سازه تحت انفجار با فاصله مقیاس شده ۴/۱۶ ارائه شده است. این شکل به خوبی نشان می‌دهد که استفاده از میراگرها اگرچه تأثیری در میزان حداکثر جابه‌جایی بام سازه ندارند اما باعث می‌شوند جابه‌جایی به طور یکنواخت‌تری بین طبقات توزیع شود و از تمرکز جابه‌جایی در یک طبقه که می‌تواند عامل فروریزش باشد جلوگیری شود. در سازه کنترل‌نشده، جابه‌جایی در طبقه اول متمرکز می‌باشد اما در سازه‌های کنترل‌شده میزان این تمرکز کاهش یافته است. در حقیقت مهم‌ترین ویژگی عملکردی میراگرها توزیع یکنواخت‌تر جابه‌جایی بین طبقات می‌باشد. هر چه این توزیع یکنواخت‌تر باشد، میزان دررفت‌های نسبی طبقات به طور قابل توجهی کاهش می‌یابد و در نتیجه ایمنی سازه بیش‌تر تأمین می‌شود.



شکل ۵- جابه‌جایی طبقات سازه تحت انفجار با فاصله مقیاس شده ۴/۱۶

شکل (۶) مقدار دررفت حداکثر طبقات سازه تحت انفجار با فاصله مقیاس شده ۴/۱۶ را نشان می‌دهد. استفاده از میراگرها

شکل (۴)، تاریخچه زمانی جابه‌جایی بام و طبقه اول در سازه‌های کنترل‌شده و نشده را نشان می‌دهد. شکل (۴-الف) نشان می‌دهد که استفاده از میراگرها تأثیری در جابه‌جایی حداکثر بام ندارد و مقدار این جابه‌جایی فارغ از میزان سختی یا میرایی می‌باشد. اما شکل (۴-ب) نشان می‌دهد که استفاده از میراگرها باعث کاهش جابه‌جایی طبقه اول در سازه می‌شوند، میراگر ویسکوز ۳۷/۴٪، مهاربند کمانش‌تاب ۲۸/۴٪ و میراگر اصطکاکی ۲۵/۳٪ این میزان را کاهش می‌دهند. در مورد سرعت کاهش دامنه نوسانات نیز میراگر ویسکوز عملکرد بهتری دارد. میراگر اصطکاکی و مهاربند کمانش‌تاب به ترتیب در رتبه‌های بعدی قرار دارند.

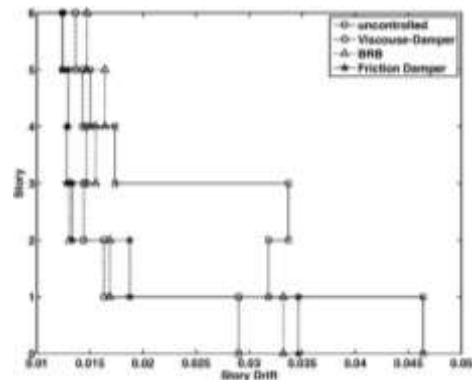


(الف)

شکل ۴- تاریخچه زمانی جابه‌جایی برای سازه‌های کنترل‌شده و نشده تحت انفجار با فاصله مقیاس شده ۴/۱۶، (الف) بام سازه



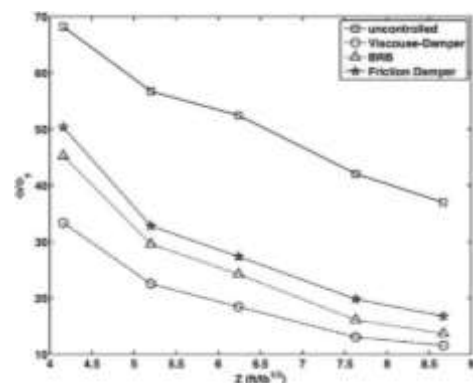
باعث کاهش دررفت نسبی در طبقات اول تا چهارم می‌شود و به‌خصوص میزان دررفت در طبقه اول را به میزان قابل‌توجهی کاهش می‌دهد. میراگر ویسکوز ۳۷/۵٪، مهاربند کماتش‌تاب ۲۸/۵٪ و میراگر اصطکاکی ۲۵/۴٪ میزان دررفت طبقه اول را کاهش می‌دهند. در سازه‌های کنترل‌شده میزان دررفت نسبی در کلیه طبقات به‌جز طبقه اول، کم‌تر از حد ۰/۰۲ است که در بسیاری از آیین‌نامه‌ها حد مجاز برای دررفت حداکثر طبقه تعیین شده است.



شکل ۶- مقدار دررفت حداکثر طبقات سازه تحت انفجار با فاصله

مقیاس شده ۴/۱۶

شکل (۷) مقدار شکل‌پذیری مورد نیاز ستون میانی با شرایط مرزی (تکیه‌گاه) گیردار را نشان می‌دهد. استفاده از میراگرها میزان شکل‌پذیری مورد نیاز را کاهش می‌دهد. میراگر ویسکوز بهتر از دو میراگر دیگر، شکل‌پذیری مورد نیاز را کاهش می‌دهد. میراگر ویسکوز میزان شکل‌پذیری مورد نیاز را بین ۵۵ تا ۷۰ درصد کاهش می‌دهد. با کاهش شدت انفجار میزان بهبود نیز افزایش پیدا می‌کند.



شکل ۷- شکل‌پذیری مورد نیاز ستون میانی در انتهای گیردار تحت

سطوح انفجار مختلف

## ۷- نتیجه‌گیری

در این پژوهش جهت بررسی تأثیر سیستم‌های کنترل غیرفعال بر بهبود عملکرد سازه تحت انفجار، سیستم‌های کنترل غیرفعال برای چند مدل تحت بار انفجار، بهینه شده و مورد بررسی قرار گرفتند. بررسی‌های صورت‌گرفته در مدل‌سازی‌های این پژوهش نشان دادند که:

- استفاده از میراگرها باعث توزیع یکنواخت‌تر جابه‌جایی در طبقات شده است و از تمرکز جابه‌جایی در یک طبقه جلوگیری کرده است. این مهم‌ترین تأثیر سیستم‌های کنترل غیرفعال بر عملکرد سازه می‌باشد.
- استفاده از میراگرهای مورد بررسی، تأثیری در حداکثر میزان جابه‌جایی بام سازه نداشته است. به‌عبارتی دیگر، میزان جابه‌جایی بام در سازه مورد بررسی فارغ از مقدار سختی و میرایی می‌باشد.
- میراگر ویسکوز در بین سیستم‌های کنترل غیرفعال بررسی‌شده، بهترین عملکرد را در کنترل میزان جابه‌جایی طبقات و شکل‌پذیری مورد نیاز ستون‌ها تحت انفجار داشته است. استفاده از این میراگر باعث شده سختی سازه تغییر نکند و لذا تحت بارگذاری زلزله شتاب سازه افزایش نیافته است.
- میراگر ویسکوز سریع‌تر از سایر سیستم‌ها، سازه را به حالت سکون رسانده است و در کلیه موارد بررسی‌شده این میراگر تنها اجازه یک نوسان را به سازه داده است.
- میراگر اصطکاکی و مهاربند کماتش‌تاب عملکردی نزدیک به یکدیگر داشته‌اند و می‌توان از آن‌ها به‌عنوان گزینه‌ای اقتصادی جهت مقابله با بار انفجار استفاده کرد. البته این میراگرها مقدار سختی سازه را به‌شدت افزایش می‌دهند و تحت بارگذاری زلزله شتاب را افزایش خواهند داد.
- با افزایش فاصله مقیاس‌شده انفجار، میزان بهبود پاسخ‌های سازه افزایش یافته است و سیستم‌های کنترلی عملکرد بهتر و موثرتری داشته‌اند.

- [15] McKenna, F., and Fenves, G. (2001), "Opensees manual", PEER Center. <http://Opensees.berkeley.edu>.
- [16] Reid, D.J. (1996), "Genetic algorithms in constrained optimization", *Mathematical and computer modelling*, 23(5), pp. 87-111.
- [1] Nassr, A.A., Razaqpur, A.G., Tait, M.J., Campidelli, M., and Foo, S. (2012), "Single and multi degree of freedom analysis of steel beams under blast loading", *Nuclear Engineering and Design*, 242, pp. 63-77.
- [2] Jama, H.H., Bambach, M.R., Nurick, G.N., Grzebieta, R.H., and Zhao, X.L. (2009), "Numerical modelling of square tubular steel beams subjected to transverse blast loads", *Thin-Walled Structures*, 47(12), pp. 1523-1534.
- [3] Monir, H.S. (2013), "Flexible blast resistant steel structures by using unidirectional passive dampers", *Journal of Constructional Steel Research*, 90, pp. 98-107.
- [4] Mohebbi, M., and Dadkhah, H.D. (2017), "Performance of semi-active base isolation systems under external explosion", *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 17(10), pp. 1750112.
- [5] Kangda, M.Z., and Bakre, S. (2020), "Performance Evaluation of Moment-Resisting Steel Frame Buildings Under Seismic and Blast-Induced Vibrations", *Journal. Vibration. Engineering. Technology*. 8, pp. 1-26.
- [6] Kangda, M.Z., and Bakre, S. (2021), "Performance of linear and nonlinear damper connected buildings under blast and seismic excitations", *Innovative Infrastructure Solutions*, 6(2), pp. 130.
- [7] Ramezani, M., and Labafzadeh, M.S. (2022), "Passive and semi-active vibration control of base-isolated structure under blast loading at medium to long distances", *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 54(2), pp. 435-456.
- [8] Kangda, M.Z., Raikar, R., and Farsangi, E.N. (2023), "Blast Mitigation of Irregular Buildings Equipped with Resilient Passive Control Systems", In *Automation in Construction Toward Resilience*, pp. 583-606.
- [9] Tsai, P.a.K.C. (1988), "Steel Beam-Column Joints in Seismic Moment Resisting Frames, University of California, Berkeley, CA", *Earthquake Engineering Research Center*.
- [10] ICBO, uniform building code. (1994), *International Council of Building Officials*.
- [11] "Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions", Document No. UFC 3-340-02., 2008.
- [12] Cowper, G.R., and Symonds, P.S. (1957), "Strain-hardening and strain-rate effects in the impact loading of cantilever beams", *DTIC Document*.
- [13] Atlayan, O. (2008), "Effect of Viscous Fluid Dampers on Steel Moment Frame Designed for Strength and Hybrid Steel Moment Frame Design", *Virginia Polytechnic Institute and State University*.
- [14] Black, C., Makris, N., and Aiken, I. (2004), "Component Testing, Seismic Evaluation and Characterization of Buckling-Restrained Braces", *Journal of Structural Engineering*, 130(6), pp. 880-894.



http://journaliss.ir

## ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های ترکیبی فولادی خمشی و مهاربندی واگرا با اتصالات مرکزگرای پس کشیده

فرشاد بحری<sup>۱</sup>، شهریار طاووسی تفرشی<sup>۱\*</sup>، نادر فنائی<sup>۲</sup>

۱- گروه مهندسی عمران، واحد تهران مرکزی، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

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

\* تهران، صندوق پستی ۱۱۴۸۹۶۳۵۳۷، sh\_tavousi@iauctb.ac.ir

### چکیده

قاب‌های خمشی فولادی ویژه به دلیل شکل‌پذیری مناسب، کاربرد گسترده‌ای در سازه‌های مقاوم در برابر زلزله دارند؛ اما پس از زلزله‌های شدید، معمولاً دچار جابه‌جایی پسماند زیادی می‌شوند. در مقابل، سیستم‌های مرکزگرای پس کشیده که با استفاده از کابل‌های فولادی پیش‌تنیده طراحی می‌شوند، با ایجاد نیروی بازگرداننده، توانایی بازگرداندن سازه به حالت اولیه را دارند. با این حال، این سیستم‌ها به دلیل رفتار ارتجاعی اجزا، ظرفیت اتلاف انرژی پایینی دارند و ممکن است در برابر زلزله‌های شدید، دررفت‌های قابل توجهی تجربه کنند.

در این پژوهش، برای بهره‌گیری از مزایای دو سیستم سازه‌ای، چند پیکربندی ترکیبی به صورت عددی بررسی شده‌اند. این پیکربندی‌ها شامل قاب خمشی ویژه، قاب مهاربندی واگرا و قاب مرکزگرای پس کشیده هستند. ۱۲ مدل قاب فولادی سه دهانه و یک طبقه با استفاده از نرم‌افزار آباکوس تحت بارگذاری چرخه‌ای تحلیل شدند. نوآوری پژوهش در طراحی یک سیستم ترکیبی جدید با عملکرد لرزه‌ای متعادل، سختی جانبی مطلوب و کاهش جابه‌جایی پسماند است.

نتایج نشان داد ترکیب قاب خمشی با سیستم مرکزگرا، جابه‌جایی پسماند را تا حدود ۳۵٪ کاهش می‌دهد. همچنین، کاهش نیروی پیش‌تنیدگی کابل‌ها، موجب افزایش ۲/۵ برابری نسبت میرایی معادل شد. ترکیب قاب مهاربندی واگرا با قاب مرکزگرا نیز نسبت میرایی معادل را تا ۶٪ در دررفت ۲٪ افزایش داد.

### واژگان کلیدی

قاب دارای اتصالات مرکزگرا، قاب خمشی ویژه، روش اجزای محدود، بارگذاری چرخه‌ای، میرایی، استهلاک انرژی

## Seismic Performance Evaluation of Steel Moment and Eccentrically Braced Hybrid Frames with Post-Tensioned Self-Centering Connections

F. Bahri, Sh. Tavousi Tافرشي, N. Fanaie

### Abstract

Special Moment-Resisting Frames (SMRFs) are widely adopted in seismic-resistant steel structures due to their notable ductility. However, they often exhibit significant residual drifts following major earthquakes, which can compromise the structural serviceability and increase repair costs. On the other hand, Post-Tensioned Self-Centering (PTSC) systems, designed using prestressed steel tendons, generate restoring forces that enable the structure to return to its original configuration. Despite this advantage, PTSC systems typically show low energy dissipation capacity and may experience considerable drifts under strong ground motions due to their elastic behavior.

To leverage the strengths of both systems, this study investigates several hybrid configurations combining SMRFs, PTSC frames, and Eccentrically Braced Frames (EBFs). Twelve one-story, three-bay steel frames were modeled and analyzed under cyclic loading using Abaqus finite element software. The novelty of the research lies in proposing a hybrid system that achieves balanced seismic performance, enhanced lateral stiffness, and reduced residual drift.

Results indicate that integrating SMRFs with PTSC systems can reduce residual drift by up to 35%. Moreover, reducing the post-tensioning force of tendons led to a 2.5-fold increase in the equivalent damping ratio. Combining EBFs with PTSC frames further increased the damping ratio up to 6% at 2% drift levels.

### Keywords

Post-Tensioned Self-Centering Frame (PTSC), Special Moment-Resisting Frame (SMRF), Finite Element Method (FEM), Cyclic Loading, Damping, Energy Dissipation

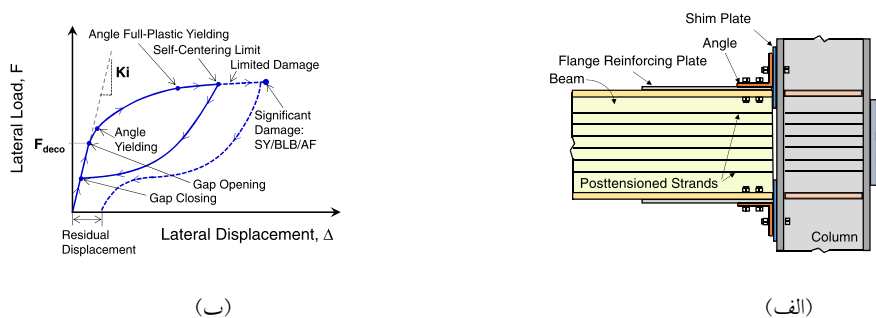


سیستم‌های سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله، انرژی‌های ناشی از زلزله را از طریق آسیب کنترل‌شده در اعضای سازه‌ای از پیش تعیین شده مستهلک می‌نمایند. این اعضای از پیش تعیین شده به نوعی مانند فیوز عمل می‌کنند تا از گسترش آسیب به سایر بخش‌های سازه جلوگیری نمایند [۱]. با این حال، این اعضای آسیب‌دیده پس از زلزله در حالت تغییرشکل یافته باقی می‌مانند. این وضعیت باعث ایجاد جابه‌جایی‌های دائمی در سازه می‌شود که به آن «جابه‌جایی پسماند» گفته می‌شود و یکی از پیامدهای نگران‌کننده زلزله است. به‌عنوان نمونه، پس از زلزله‌های نیوزلند در سال‌های ۲۰۱۰ و ۲۰۱۱، خسارات بیمه‌ای تخمینی به حدود ۳۰ میلیارد دلار نیوزلند رسید [۲]. این خسارات اقتصادی قابل توجه، ضرورت طراحی سازه‌هایی با تاب‌آوری بالا در برابر زلزله را که شامل مکانیزم‌های کاهش آسیب می‌شوند، در پی دارد.

رخداد‌های لرزه‌ای متوالی، یعنی تکرار حرکات زمین با شدت متوسط تا قوی در بازه‌های زمانی کوتاه، در بسیاری از مناطق زلزله‌خیز جهان مشاهده شده‌اند [۳-۵]. در سال‌های اخیر، علاقه‌مندی به سیستم‌های سازه‌ای مجهز به مکانیزم‌های مرکزگرا<sup>۱</sup> که قابلیت بازگشت خودکار سازه‌ها به وضعیت قبل از زلزله را دارند، افزایش یافته است. پژوهش‌های قابل توجهی بر روی قاب‌های فولادی مرکزگرا، به‌ویژه قاب‌های مهاربندی شده [۶-۸]، بادبندهای میراگر مرکزگرا [۹ و ۱۰]، قاب‌های خمشی مرکزگرا [۱۱ و ۱۲]، سیستم‌های کابلی گهواره‌ای [۳ و ۱۴]، ساختمان‌های فولادی با سیستم تیر کوپله تحت لغزش کنترل‌شده [۱۵] و دیوارهای برشی فولادی [۱۶] انجام شده است.

کابل‌های فولادی پس‌کشیده<sup>۲</sup> به‌عنوان یک روش مؤثر برای بازگرداندن خودکار قاب‌های فولادی پس از تحمل نیروهای خارجی به کار می‌روند [۱۷]. در این قاب‌ها، کابل‌های پس‌کشیده موازی با تیرها نصب شده و با ایجاد نیروی بازگرداننده، تیرها را پس از تغییرشکل به سمت موقعیت اولیه در نزدیکی ستون‌ها بازمی‌گردانند. علاوه بر اجزای پس‌کشیده، سیستم‌های ویژه‌ای نیز برای جذب یا تغییر مسیر انرژی به کار می‌روند. این سیستم‌ها از آسیب دیدن اعضای اصلی سازه جلوگیری می‌کنند. اگرچه ساخت قاب‌های مرکزگرا عمدتاً از روش‌های معمول ساخت سازه‌های فولادی پیروی می‌کند، اما به‌کارگیری اعضای پیش‌تنیده، دقت بیشتری را در مرحله ساخت و نصب می‌طلبد [۱۸].

شکل (۱) جزئیات اتصال پس‌کشیده را نشان می‌دهد که شامل نبشی‌های بالایی و نشیمن به‌عنوان اجزای میراگر انرژی است. همچنین نمای ساده‌شده‌ای از رفتار لرزه‌ای این اتصالات ارائه شده است. رفتار خمشی اتصال مرکزگرا با باز و بسته شدن شکاف‌ها در محل اتصال تیر به ستون توصیف می‌شود، که توسط ریکلز<sup>۳</sup> و همکاران بررسی شده است [۱۱ و ۱۹]. به دلیل این رفتار باز شدن شکاف‌ها، تغییرشکل قابل توجه اغلب در نبشی‌های فولادی رخ می‌دهد و در نتیجه تیرها و ستون‌ها عمدتاً در محدوده الاستیک باقی می‌مانند. شکل (۱-الف) هندسه یک اتصال مرکزگرا و شکل (۱-ب) نمودارهای چرخه‌ای این اتصال مرکزگرا را نمایش می‌دهد. در شکل (۲)، چرخه‌های هیستریزس یک اتصال مرکزگرا و یک قاب خمشی ویژه متداول با یکدیگر مقایسه شده‌اند.



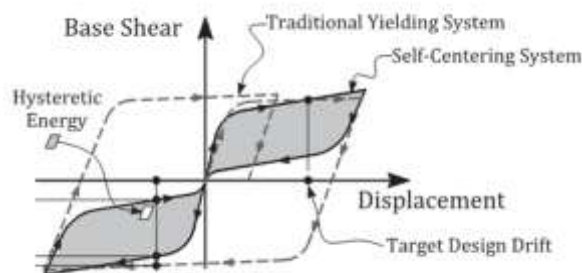
شکل ۱- اتصال قاب خمشی پس‌کشیده پیشنهادی توسط گارلوک<sup>۴</sup> و همکاران [۱۱] الف) نمای کلی اتصال ب) پاسخ چرخه‌ای - (SY: تسلیم رشته‌ها؛ BLB: کماتش موضعی تیر؛ AF: شکست نبشی)

<sup>2</sup> Post-Tensioned Connection

<sup>3</sup> Ricles

<sup>4</sup> Garlock

<sup>1</sup> Self-Centering



شکل ۲- مقایسه نمودار هیستریزس قاب مرکزگرا با قاب خمشی ویژه فولادی متداول [۲۰]

سازه‌های مرکزگرا ارائه دادند [۲۵]. پژوهش‌های پیش‌تری بر انواع سیستم‌های مرکزگرا انجام شده است؛ از جمله مطالعه جیانگ<sup>۵</sup> و همکاران که پاسخ مکانیکی اتصالات صفحه قوسی مرکزگرا را ارزیابی کردند [۲۶]. فنگ<sup>۶</sup> و همکاران نیز رویکرد نوینی با استفاده از فولادهای حافظه‌دار و آسیب حداقلی به اتصال ارائه نمودند [۲۷]. محمدی‌نیا و مرادی نوعی اتصال تیر-ستون با میله‌های دارای فولاد حافظه‌دار را بررسی کردند که ویژگی‌های مرکزگرایی را فراهم کرده و آسیب پسماند را کاهش می‌دهد؛ این اتصال از طریق روش محیط پیوسته شبیه‌سازی و پاسخ مرکزگرایی آن تحلیل شد [۲۸]. آن‌ها در این زمینه یک مطالعه عددی جامع ارائه نمودند [۲۷]. هوانگ<sup>۷</sup> و همکاران اثر مشترک کابل‌های پس‌کشیده در سیستم مرکزگرا و مکانیزم اصطکاکی دفع انرژی را بررسی کرده و یافته‌ها را از طریق آزمایش‌های تجربی تأیید کردند [۲۹]. علاوه بر این، نه تنها مکانیزم‌های جدید مرکزگرا مورد بررسی قرار گرفتند، بلکه سیستم‌های سازه‌ای ترکیبی با قاب‌های مرکزگرا نیز مطالعه شده و با سیستم‌های رایج باربر جانبی نظیر قاب خمشی مقایسه شدند [۳۰-۳۳]. در مطالعه‌ای دیگر، احمدی و همکاران مقاومت در برابر فروریزش قاب‌های چندطبقه دارای اتصالات مرکزگرا را از طریق شبیه‌سازی اجزای محدود بررسی نمودند [۳۴]. پژوهش‌های متعددی نیز به بررسی تأثیر استفاده از اتصالات مرکزگرا در پای ستون‌های طبقه همکف به‌منظور جلوگیری از تشکیل مفاصل پلاستیک اختصاص یافت [۳۵]. هوانگ و همکاران سختی اولیه سیستم‌های مرکزگرا و کاربرد آن در قاب‌های خمشی را به‌صورت تجربی و عددی ارزیابی نمودند [۳۶]. تورس<sup>۸</sup> نیز عملکرد لرزه‌ای سازه‌های قاب‌های دارای

مطالعات متعددی امکان ادغام عناصر پس‌کشیده در قاب‌های فولادی را بررسی کرده‌اند. این مطالعات شامل کارهای ریکلز [۱۲ و ۱۹ و ۲۱]، باین‌حال، شایان‌ذکر است که آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای موجود، مقررات خاص و جامعی در این حوزه ندارند. برای رفع این خلأ، انجام تحقیقات جامع‌تری ضرورت دارد؛ این تحقیقات باید عملکرد لرزه‌ای اتصالات پس‌کشیده را ارزیابی کرده و چارچوب‌های طراحی مناسب برای مهندسان سازه ارائه دهند. در این راستا، روش تحلیل اجزای محدود به‌عنوان یک ابزار کارآمد برای بررسی رفتار لرزه‌ای اتصالات فولادی پس‌کشیده مطرح شده است. مدل‌های اجزای محدود امکان تحلیل دقیق پاسخ‌های سازه‌ای و رفتار اجزای مختلف را فراهم می‌کنند که اغلب از طریق آزمایش‌های فیزیکی به‌راحتی میسر نیست. مطالعات متعددی از مدل‌سازی اجزای محدود برای تحلیل اتصالات فولادی پس‌کشیده بهره برده‌اند. به‌عنوان نمونه، چو<sup>۲</sup> و همکاران با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس پاسخ نیرو-جابجایی تیر و توزیع تنش در اتصال پس‌کشیده را پیش‌بینی کردند و نتایج را با داده‌های آزمایش اتصالات ستون‌های قوطی پرشده با بتن و اتصالات صلب تیر به ستون با مقطع بال کاهش‌یافته مقایسه نمودند [۲۲]. فاجیانو<sup>۳</sup> و همکاران نیز با بهره‌گیری از آباکوس به ارزیابی رفتار اتصال پس‌کشیده با میله‌های میراگر انرژی پرداختند [۲۳]؛ مفهومی که توسط کریستوپولوس<sup>۴</sup> و همکاران معرفی شده بود [۲۴]. الگوهای تغییرشکل و تنش این مدل در تحقیقات آن‌ها به‌تفصیل بررسی شد. همچنین، باوندی و همکاران شاخص کمی جدیدی برای ارزیابی سریع عملکرد

<sup>1</sup> Wolski

<sup>2</sup> Chou

<sup>3</sup> Faggiano

<sup>4</sup> Christopoulos

<sup>5</sup> Jiang

<sup>6</sup> Fang

<sup>7</sup> Huang

<sup>8</sup> Torres

سیستم مرکزگرا را تحت پس‌لرزه‌ها تحلیل کرد و کاهش قابل توجهی در جابه‌جایی پسماند گزارش داد [۳۷]. کامپردیس<sup>۱</sup> و همکاران آرایش جدید ترکیب قاب خمشی و سیستم مرکزگرا را پیشنهاد کردند که در آن پای ستون نیز با جزئیات مشابه تیرها به منظور ایجاد قابلیت‌های مرکزگرا تجهیز شده بود [۳۸]. نتایج آن‌ها نشان داد این رویکرد می‌تواند نیاز به اجزای مرزی قاب‌های مرکزگرا را به‌طور چشمگیری کاهش دهد. مرادی و علم نیز در مطالعه‌ای عددی، سه پارامتر اصلی شامل صفحات تقویتی بال تیر، مقاومت تسلیم و سخت‌شدگی کرنشی نبشی‌های فولادی و میزان نیروی اولیه پس‌کشیدگی کابل‌ها را بررسی کردند [۳۹]. کیم<sup>۲</sup> و کریستوپولس نیز تحقیق ترکیبی تجربی و پارامتریک عددی را بر روی جزئیات جدید اتصالات پس‌کشیده جهت افزایش شکل‌پذیری پاسخ ارائه دادند [۴۰]. هو<sup>۳</sup> و همکاران (۲۰۲۵) نوعی اتصال برشی نوین را معرفی کردند که ترکیبی از مهاربندهای فولاد آلیاژی حافظه‌دار و اتصالات مرکزگرا است و نشان دادند افزایش سطح فولاد آلیاژی حافظه‌دار ظرفیت تحمل بار را افزایش و تغییرشکل باقی‌مانده را کاهش می‌دهد. مدل مکانیکی ساده‌شده این اتصال با نتایج شبیه‌سازی اجزای محدود تطابق خوبی داشت [۴۱]. گو<sup>۴</sup> و همکاران (۲۰۲۵) فناوری نوینی از تیرهای مرکزگرا را معرفی نمودند که با استفاده از مکانیزم‌های مرکزگرایی، قابلیت کاهش قابل توجه تغییرشکل‌های بین طبقه و افزایش تاب‌آوری لرزه‌ای سازه‌ها را فراهم می‌کند. آزمایش‌های بر روی قاب فولادی سه طبقه نشان داد که قاب‌های مرکزگرای دارای پیش‌بار اولیه، نسبت به قاب‌های معمولی و بدون پیش‌بار، عملکرد بهتری در کاهش تغییرشکل‌ها و جذب انرژی دارند [۴۲]. شی<sup>۵</sup> و همکاران (۲۰۲۵) رفتار مکانیکی مهاربند ترکیبی مرکزگرا که شامل کابل‌های فولاد آلیاژی حافظه‌دار و دمپرهای ویسکوالاستیک است را از طریق آزمایش‌های چرخه‌ای بررسی کرده و نشان دادند که افزایش تعداد و پس‌کشیدگی کابل‌های فولاد آلیاژی حافظه‌دار باعث افزایش سختی اولیه و نیروی فعال‌سازی می‌شود، درحالی‌که تغییرشکل باقی‌مانده کاهش می‌یابد. همچنین کاهش پس‌کشیدگی کابل‌ها در چرخه‌های بعدی اهمیت بالایی در کاربردهای آینده دارد. سیستم مرکزگرا مزایای متعددی دارد، به‌ویژه زمانی که با سیستم‌های مقاوم جانبی نظیر قاب‌های خمشی ویژه یا قاب‌های مهاربندی‌شده برون‌محور ترکیب شود [۴۳]. قارقوز و همکاران

(۲۰۲۵) چارچوب نوآورانه‌ای را برای بهینه‌سازی استراتژی‌های مقاوم‌سازی لرزه‌ای با استفاده از ترکیب یادگیری ماشین تبیینی و سیستم دمپر اصطکاکی چرخشی معرفی کردند که منجر به بهبود دقت طراحی و کاهش تغییرشکل‌های باقی‌مانده و افزایش ظرفیت جذب انرژی سازه‌ها می‌شود. این رویکرد با تحلیل داده‌محور، پارامترهای مقاوم‌سازی را متناسب با خطرات لرزه‌ای بهینه می‌کند و عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها را به‌طور قابل توجهی ارتقا می‌دهد [۴۴]. سونگ<sup>۶</sup> (۲۰۲۵) ظرفیت اتلاف انرژی دیوارهای برشی مرکزگرا را تحت بارگذاری‌های چرخه‌ای با استفاده از مدل نمایی بررسی و کمی‌سازی نمود. نتایج نشان داد دیوارهایی با نسبت آرمتور بیش‌تر و مقاومت بالاتر بتن، تخریب کم‌تری در ظرفیت اتلاف انرژی دارند، درحالی‌که پارامتر مرکزگرایی بزرگ‌تر، باعث کاهش این ظرفیت در بارگذاری‌های کم‌تر از تغییرشکل نهایی می‌شود [۴۵]. حسنلو و فنائی (۱۴۰۳) عملکرد اتصالات مرکزگرا را با استفاده از شبیه‌سازی عددی در آباکوس بررسی کردند و اثر پارامترهایی مانند مقاومت تسلیم نبشی، نیروی پس‌کشیدگی و سطح مقطع کابل را بر رفتار لرزه‌ای ارزیابی نمودند. نتایج نشان داد که افزایش نیروی مرکزگرایی و سطح مقطع کابل، ظرفیت خمشی و باربری جانبی اتصال را بهبود می‌دهد، اما افزایش بیش از حد نیروی پس‌کشیدگی می‌تواند موجب آسیب به تیر شود [۴۶]. گرامی و همکاران (۱۴۰۲) عملکرد قاب‌های فولادی مجهز به میراگر آلیاژ حافظه‌دار شکلی را تحت اثر لرزه‌ای اصلی و پس‌لرزه بررسی نمودند و نشان دادند که استفاده از این میراگرها می‌تواند دریافت پسماند و تغییرشکل نسبی را کاهش دهد. نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی در Opensees بیانگر بهبود رفتار لرزه‌ای سازه به‌ویژه پس از تجربه تغییر مکان‌های شدید ناشی از زلزله اصلی است [۴۷]. ظرفیت اتلاف انرژی و سختی جانبی سیستم‌های قاب خمشی و مهاربندی‌شده برون‌محور در کنار خواص مرکزگرایی سیستم پس‌کشیده، موجب کاهش یا حذف دریافت‌های پسماند می‌گردد. با این حال، به دلیل پیچیدگی جزئیات و تنوع پارامترها، تحقیقات گسترده‌ای برای ارزیابی این سیستم‌ها مورد نیاز است. در این مطالعه، ۱۲ قاب فولادی یک طبقه با آرایش‌های متنوعی شامل قاب خمشی ویژه و قاب مهاربندی‌شده و اگر با سیستم مرکزگرایی پس‌کشیده در نرم‌افزار آباکوس مورد بررسی قرار گرفتند. اهداف اصلی این تحقیق عبارت‌اند از:

<sup>1</sup> Kamperidis

<sup>2</sup> Kim

<sup>3</sup> Hu

<sup>4</sup> Xu

<sup>5</sup> Shi

<sup>6</sup> Song



۱- مقایسه رفتار چرخه‌ای مدل‌های مشابه (سیستم مرکزگرا با قاب خمشی و یا قاب مهاربندی شده و اگر)

۲- مقایسه نمودارهای میرایی و اتلاف انرژی بین مدل‌های مورد بررسی مشابه

۳- مقایسه جابه‌جایی پسماند مدل‌های مختلف با یکدیگر

۴- بررسی وضعیت کرنش پلاستیک معادل تعدادی از نمونه‌ها

## ۲- مطالعات موردی سازه‌ها

در این تحقیق، ساختمان فولادی ۱۲ طبقه‌ای با پلان نشان داده شده در شکل (۳)، با سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای مختلف تحلیل و طراحی شد. این ساختمان دارای پنج دهانه در دو راستای متعامد با طول هر دهانه ۶ متر و ارتفاع هر طبقه ۳/۵ متر است. در قاب محیطی ساختمان، سه دهانه میانی به‌عنوان سیستم مقاوم باربر جانبی در نظر گرفته شده و طراحی شدند.

طراحی سازه‌ها با اتصالات مرکزگرا مطابق روابط ارائه شده توسط گارلوک و همکاران انجام شده است [۱۱]. قاب‌های خمشی فولادی ویژه نیز مطابق آیین‌نامه ASCE 7-22 طراحی شدند [۴۸]. بارهای مرده بام و سایر طبقات به ترتیب برابر با ۶۰۰ و ۵۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و بارهای زنده بام و سایر طبقات به ترتیب ۱۵۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض شده‌اند. برای بارگذاری لرزه، ساختمان بر روی خاک تپ D با ضرایب اصلاح  $F_v = 1.5$  و  $F_a = 1.0$  طبق ASCE 7-22 قرار دارد. پارامترهای شتاب پاسخ طیفی حداکثر لرزه (MCER) شامل  $S_s = 1.03g$  برای پریود کوتاه و  $S_1 = 0.6g$  برای پریود یک ثانیه در نظر گرفته شده‌اند. ساختمان در دسته طراحی لرزه  $E$  قرار داشته و ضریب رفتار برای قاب خمشی فولادی ویژه برابر با ۸ فرض شده و ضریب اهمیت I برابر با ۱ است.

برای اتصالات مرکزگرای پس‌کشیده و تیرهای موجود در دهانه‌های قاب خمشی فولادی ویژه، از فولاد S235 با مقاومت تسلیم ۲۳۵ مگاپاسکال استفاده شده و ستون‌ها از فولاد S355 با مقاومت تسلیم ۳۵۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شدند. کابل‌های پس‌کشیده مرکزگرا نیز با مقاومت نهایی ۱۰۰۰ مگاپاسکال در محاسبات لحاظ شدند.

فرآیند طراحی مطالعات موردی شامل مراحل زیر است:

- مرحله ۱: طراحی قاب خمشی فولادی ویژه و قاب مهاربندی شده و اگر

در ابتدا، دو ساختمان ۱۲ طبقه به‌صورت جداگانه با استفاده از سیستم‌های باربر جانبی قاب خمشی ویژه و قاب مهاربندی شده و اگر طراحی شدند تا ظرفیت باربری مورد نیاز آن‌ها تأمین گردد. در ادامه، قاب واقع در طبقه همکف این ساختمان‌ها به‌عنوان نمونه مطالعاتی انتخاب شد تا مورد تحلیل و مدل‌سازی دقیق‌تر قرار گیرد. در این مرحله، فرض بر آن است که قاب‌های مرکزگرای پس‌کشیده تا محدوده‌ای از بارگذاری زیرمجموعه قاب‌های خمشی محسوب می‌شوند که در اتصالات آن‌ها امکان ایجاد تغییرشکل‌های غیرارتجاعی کنترل‌شده و بازگشت به وضعیت اولیه پس از اتلاف انرژی ناشی از زلزله فراهم شده است.

### • مرحله ۲: بررسی ستون‌ها و اتصالات بر اساس ضوابط لرزه‌ای

ستون‌ها و اتصالات با استناد به ضوابط لرزه‌ای متداول برای قاب‌های خمشی و مهاربندی شده ویژه، کنترل و طراحی شده‌اند. این کنترل‌ها شامل رعایت اصولی چون «قاعده‌ی تیر ضعیف-ستون قوی»، «کنترل برش چشمه اتصال» و «بررسی ظرفیت ستون‌ها در برابر مکانیزم خرابی مهاربندها» است. هدف از این ملاحظات، تضمین رفتار مناسب و پایدار سازه تحت اثر بارهای زلزله است.

### • مرحله ۳: طراحی اتصالات مرکزگرای پس‌کشیده

اتصالات مرکزگرای پس‌کشیده با بهره‌گیری از روابط ارائه شده توسط گارلوک و همکاران [۱۱] به‌گونه‌ای طراحی شدند که ظرفیت خمشی آن‌ها معادل با کل نیروی برشی وارد بر قاب اصلی ساختمان ۱۲ طبقه در سطح دریافت ۲ درصد باشد.

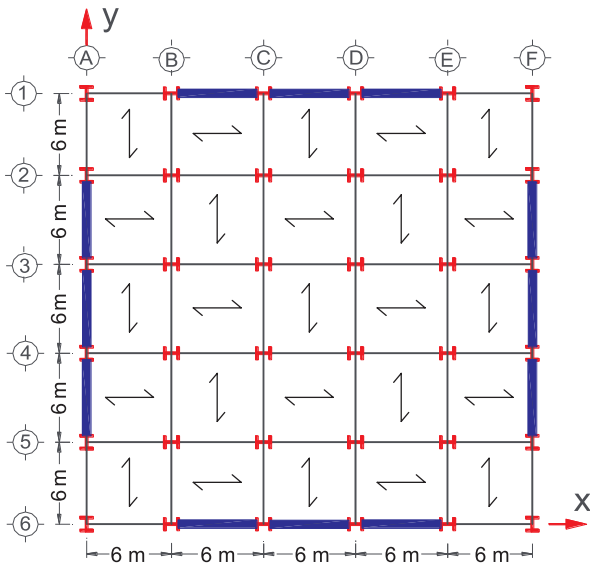
### • مرحله ۴: کنترل ضوابط لرزه‌ای در سطح اتصال

جزئیات اتصال و اعضای کنترل‌کننده نیرو تحت ضوابط لرزه‌ای مورد بازبینی قرار می‌گیرند تا اطمینان حاصل شود که این اعضا قادر به تحمل افزایش تقاضای ناشی از اعمال ضریب اضافه‌مقاومت هستند و از تشکیل زود هنگام مفاصل پلاستیک در آن‌ها جلوگیری می‌شود.

### • مرحله ۵: کنترل رفتار تیرها در محل اتصالات

بیش‌ترین لنگر خمشی ناشی از بارهای لرزه‌ای معمولاً در انتهای تیرها رخ می‌دهد و با دورشدن از این نقاط کاهش می‌یابد؛ بنابراین تقویت موضعی بال تیر در مجاورت اتصالات باعث حفظ رفتار الاستیک در طول تیر تحت بار طراحی می‌شود. این روش

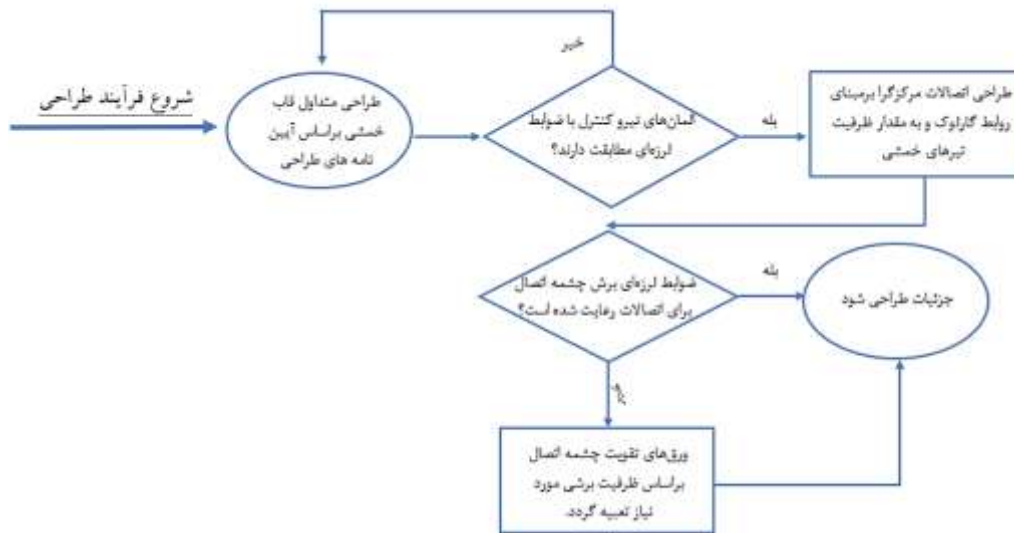
<sup>1</sup> Seismic Design Category (SDC)



شکل ۳- پلان طبقات مطالعه موردی (رنگ آبی نشانگر دهانه‌های باربر جانبی است)

طراحی، با حفظ شباهت در ابعاد و ظرفیت اجزای اصلی نسبت به قاب‌های خمشی ویژه، تفاوت کمی در مصرف فولاد دارد و عمده تغییر تنها در نوع و جزئیات اجرایی اتصالات است، در حالی که سایر اجزای سازه مشابه قاب خمشی اولیه باقی می‌مانند. در نهایت، پس از طراحی کامل قاب‌های خمشی ویژه و قاب‌های مهاربندی شده و اگر بر اساس بارهای ثقلی و لرزه‌ای، اتصالات مرکزگرای پس‌کشیده با بهره‌گیری از روابط ارائه شده توسط **گارلوک و همکاران [۱۱]** به گونه‌ای طراحی شدند که ظرفیت خمشی آن‌ها معادل با کل نیروی برشی وارد بر قاب اصلی ساختمان ۱۲ طبقه در سطح دریافت ۲ درصد باشد، به طوری که بتوانند جایگزین اتصالات صلب مرسوم شوند و تمامی ضوابط لرزه‌ای و روابط مذکور به دقت کنترل و رعایت گردند.

در شکل (۳)، پلان طبقات مطالعه موردی به تصویر کشیده شده و در نمودار شماتیک ارائه شده در شکل (۴) روند طراحی ارائه شده است.



شکل ۴- روند طراحی قاب‌های خمشی با اتصالات مرکزگرا

هستند. در جدول (۱) نام هر یک از مدل‌ها و در شکل (۵) تصاویر آن‌ها ارائه شده است.

نتایج حاصل از تعیین ابعاد مقاطع تیر و ستون در طبقه همکف ساختمان ۱۲ طبقه به شرح جدول (۲) می‌باشد. قابل ذکر است در نام‌های مشخص شده در جدول زیر عدد اول بیانگر تعداد قاب‌های مرکزگرا و عدد آخر بیانگر تعداد دهانه‌هایی است که کابل از داخل آن‌ها به صورت پیوسته و یا منقطع عبور کرده است.

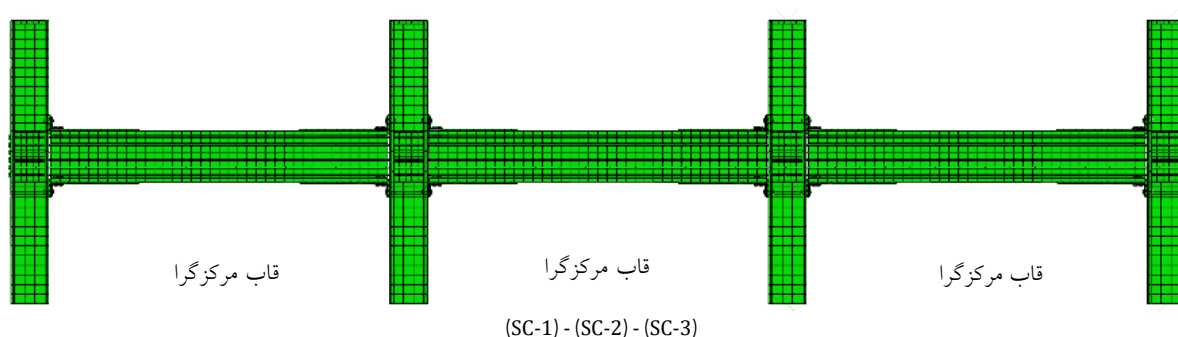
سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش به پنج دسته مختلف تقسیم‌بندی شدند: دسته اول که در آن اتصالات همه دهانه‌ها مرکزگرای پس‌کشیده هستند، دسته دوم که در آن اتصالات همه دهانه‌ها به صورت قاب خمشی فولادی ویژه هستند، دسته سوم که ترکیب حالات مختلف سیستم قاب خمشی فولادی ویژه و سیستم مرکزگرای پس‌کشیده است، دسته چهارم که تمام دهانه‌ها قاب مهاربندی شده و اگر هستند و دسته پنجم که ترکیب حالات مختلف قاب مهاربندی شده و اگر و سیستم مرکزگرای پس‌کشیده

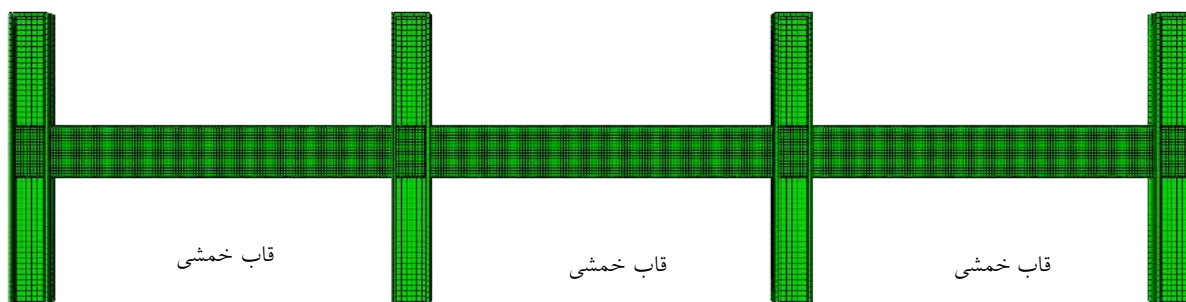
جدول ۱- معرفی مدل‌های مورد بررسی

ردیف	دسته‌بندی	نام مدل	تعریف مشخصات مدل
۱		SC-1	در این مدل هر سه دهانه مرکزگرا هستند.
۲	۱	SC-2	در این مدل، تنش تسلیم نبشی سه برابر مدل SC-1 در نظر گرفته شده است.
۳		SC-3	مقدار نیروی پیش‌تنیدگی کابل‌ها در مقایسه با مدل SC-1 به یک‌سوم کاهش یافته است.
۴	۲	SMRF	در این مدل هر سه دهانه قاب خمشی می‌باشد.
۵		2SC-1MRF-2S	در این مدل دو دهانه کناری قاب مرکزگرا و دهانه وسط قاب خمشی می‌باشد. کابل‌ها فقط در دو دهانه مرکزگرا موجود هستند.
۶		2SC-1MRF-3C	در این مدل دو دهانه کناری قاب مرکزگرا بوده و دهانه وسط خمشی می‌باشد. کابل‌ها از هر سه دهانه به‌صورت غیرمنقطع عبور کرده است.
۷	۳	2SC-1MRF-3S	در این مدل دو دهانه کناری قاب مرکزگرا و دهانه وسط قاب خمشی می‌باشد. کابل‌ها از هر سه دهانه به‌صورت منقطع عبور کرده‌اند.
۸		1SC-2MRF-1S	در این مدل دو دهانه کناری قاب خمشی و دهانه وسط قاب مرکزگرا می‌باشد. کابل‌ها فقط در دهانه میانی مرکزگرا موجود هستند.
۹		1SC-2MRF-3C	در این مدل دو دهانه کناری قاب خمشی و دهانه وسط قاب مرکزگرا می‌باشد. کابل‌ها از هر سه دهانه به‌صورت پیوسته عبور کرده‌اند.
۱۰	۴	EBF	در این مدل هر سه دهانه قاب مهاربندی و اگر می‌باشند.
۱۱		2SC-1EBF-2S	در این مدل دو دهانه قاب مرکزگرا و یک قاب به‌صورت مهاربندی و اگر می‌باشد. کابل فقط در دهانه مرکزگرا موجود است.
۱۲	۵	1SC-2EBF-1S	در این مدل یک دهانه قاب مرکزگرا و دو دهانه قاب به‌صورت مهاربندی و اگر می‌باشد. کابل فقط در دهانه مرکزگرا موجود است.

جدول ۲- ابعاد مقاطع تیر و ستون در طبقه همکف ساختمان‌های ۱۲ طبقه

نوع سیستم سازه‌ای	عضو سازه‌ای	عرض بال (cm)	ضخامت بال (cm)	ارتفاع جان (cm)	ضخامت جان (cm)
قاب خمشی فولادی ویژه	ستون	۶۵	۵	۶۵	۲
	تیر	۴۰	۳	۷۵	۱.۵
قاب مهاربندی و اگر	ستون	۷۰	۵	۶۵	۲
	تیر	۴۰	۲.۵	۶۵	۱.۵
مهاربند	قوطی به ابعاد پشت‌تاپشت ۲۵ سانتی‌متر و ضخامت ۲ سانتی‌متر				

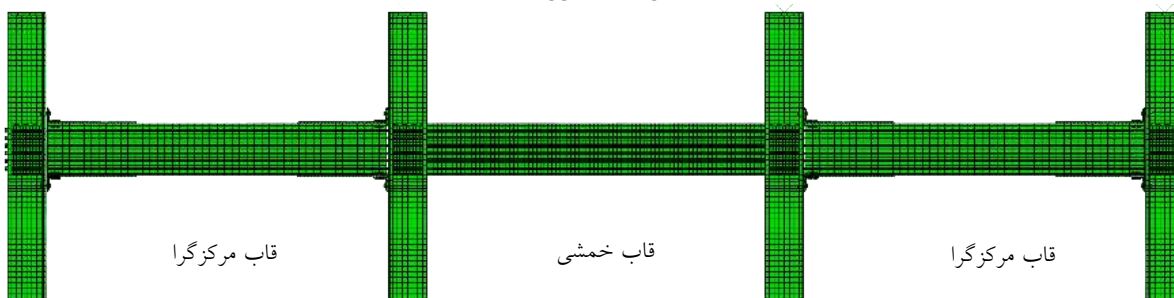




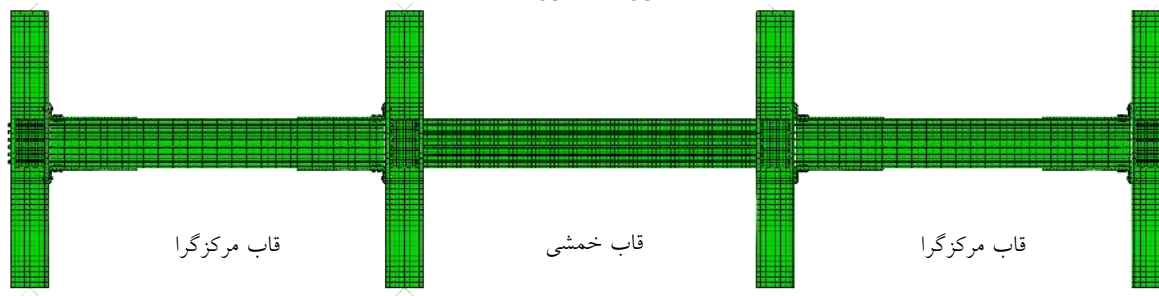
SMRF



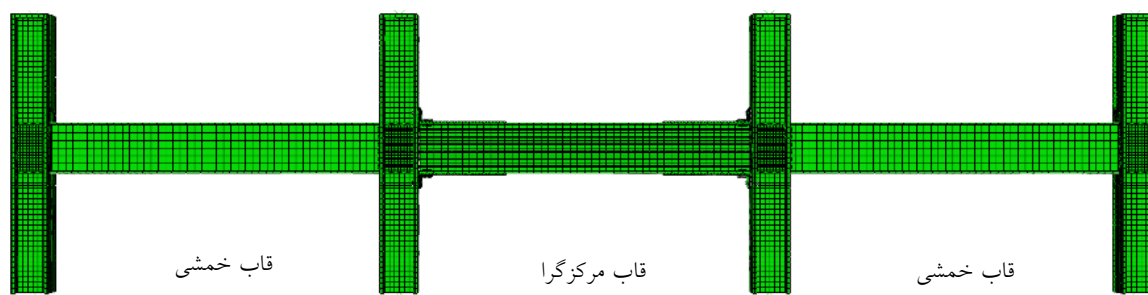
2SC-1MRF-2S



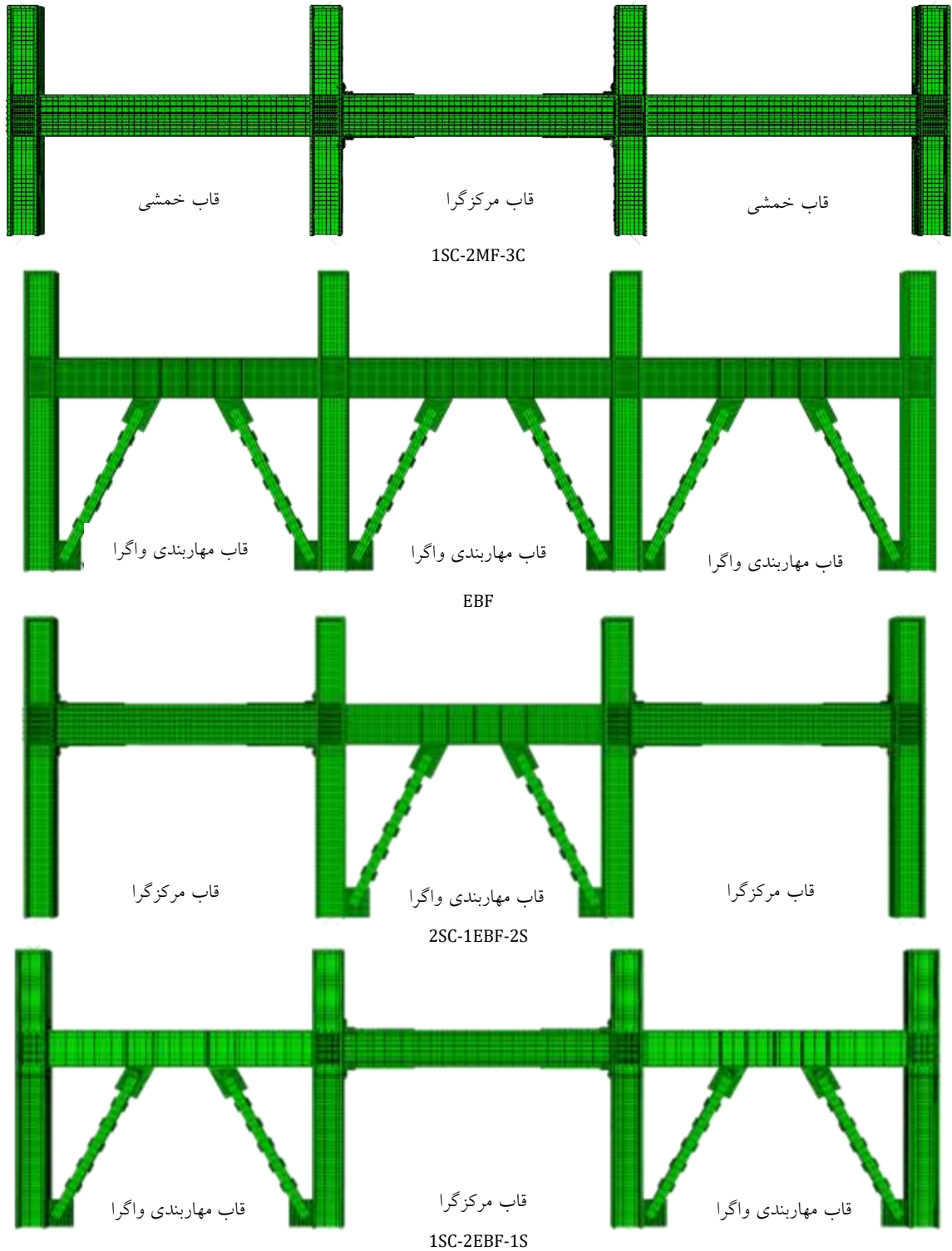
2SC-1MRF-3C



2SC-1MRF-3S



1SC-2MRF-1S



شکل ۵- تصاویر مدل‌های مورد بررسی

اجزای اتصال انجام گرفت. تمرکز این محاسبات بر تعیین مشخصات هندسی و ظرفیت‌های لازم برای اجزای کلیدی اتصال بوده است، از جمله:

خلاصه‌ای از محاسبات طراحی اتصال مرکزگرای پس‌کشیده به شرح ذیل می‌باشد:

به‌منظور اطمینان از کفایت سازه‌ای و عملکرد لرزه‌ای اتصال مرکزگرای پس‌کشیده پیشنهادی، محاسبات دقیق طراحی در سطح

• نبشی‌های فولادی: ابعاد، ظرفیت لنگر پلاستیک و سازگاری تغییرشکل‌ها

• کابل‌های پس‌کشیده: تعداد، قطر، سطح تنش و نیروی پیش‌تندگی کل

• نیروهای داخلی: نیروی تماس بین نبشی و ناحیه اتصال تیر-ستون، لنگرهای مفصل پلاستیک و ظرفیت نهایی خمشی اتصال مرکزگرای پس‌کشیده

پارامترهای زیر بر اساس روابط ارائه‌شده توسط **گارلوک** و **همکاران** استخراج و با استفاده از شبیه‌سازی‌های مبتنی بر نرم‌افزار آباکوس مورد ارزیابی قرار گرفتند:

• مقطع نبشی: ضخامت ۲۰ میلی‌متر، طول ساق‌ها ۳۰۰ میلی‌متر، طول نبشی ۳۵۰ میلی‌متر

• تعداد کابل‌ها: ۵ رشته کابل فولادی پس‌کشیده با قطر ۲۰ میلی‌متر

• نیروی پس‌کشیدگی کل: در حدود ۷۷۰ کیلونیوتن

• لنگر پلاستیک نبشی‌ها: برابر با ۹/۶ کیلونیوتن‌متر، با در نظر گرفتن اثرات سخت‌شدگی فولاد

• ظرفیت نهایی خمشی اتصال پس‌کشیده: تقریباً برابر با ۶۶۱/۴ کیلونیوتن‌متر (شامل سهم نیروی پیش‌تندگی و تغییرشکل پلاستیک نبشی‌ها)

• ظرفیت نیروی جانبی: در حدود ۴۰۴/۷ کیلونیوتن در جابه‌جایی حداکثری (زاویه چرخش  $\theta = 0.02$  رادیان)

مقادیر مذکور بیانگر عملکرد مکانیکی اتصال مرکزگرای پس‌کشیده بوده و توانایی آن را در تأمین نیاز لرزه‌ای در سطح دررفت بین طبقه‌های ۲٪، مطابق با مفروضات طراحی در سازه نمونه، تأیید می‌کنند.

### ۳- مدل‌سازی اجزای محدود

در این بخش ابتدا مقدمه‌ای بر اهمیت استفاده از روش تحلیل اجزای محدود و سپس توضیحاتی در مورد تحلیل اجزای محدود با استفاده از نرم‌افزار آباکوس ارائه می‌شود. در انتهای این بخش به مدل‌سازی اجزای محدود یک اتصال تیر-ستون دارای نبشی‌های نشیمن و بالایی پیچی و کابل‌های پس‌کشیده (اتصال آزمایشگاهی **گارلوک**) تحت بارگذاری چرخه‌ای پرداخته می‌شود تا قبل از مدل‌سازی قاب‌های ترکیبی خمشی و مهاربندی با قاب مرکزگرا که ابعاد بزرگ‌تر و پیچیده‌تری دارد، از درستی شبیه‌سازی

یک اتصال مرکزگرا تحت بارگذاری چرخه‌ای اطمینان حاصل گردد.

### ۳-۱- اهمیت استفاده از تحلیل اجزای محدود برای مطالعه

#### اتصالات مرکزگرای پس‌کشیده

رفتار اتصالات در قالب فرضیه کلاسیک سن ونان<sup>۱</sup> در الاستیسیته خطی، به علت تمرکز تنش که معمولاً در اتصالات رخ می‌دهد قابل تفسیر نمی‌باشد. مدل‌های تحلیلی مناسب بر پایه تئوری پلاستیسیته به دست می‌آیند. متعاقباً تعریف خصوصیات اتصالات مانند سختی، مقاومت و ظرفیت تغییرشکل نیاز به تحلیل‌های آزمایشگاهی و بررسی‌های عددی دارند [۳۳]. این مسأله حتی در مورد اتصالات مرکزگرای پس‌کشیده که رفتار مکانیکی آن‌ها در قالب رفتارهای غیرخطی مانند پلاستیک شدن مصالح (در ابزارهای میراگر انرژی زمانی که مکانیزم استهلاک انرژی آن‌ها تسلیم باشد)، جابه‌جایی‌های بزرگ، اندرکنش‌های تماسی و اصطکاکی تعریف می‌گردد، بیش‌تر قابل اعمال است.

### ۳-۲- تحلیل اجزای محدود با استفاده از نرم‌افزار آباکوس

تحلیل‌های عددی انجام‌شده در این پژوهش به وسیله نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس انجام شده است [۴۹]. این برنامه بر اساس قابلیت‌هایی که در مواجهه با مسائل پیچیده غیرخطی دارد، انتخاب شده است. مدل‌سازی اتصال مرکزگرای پس‌کشیده پیچیده است، زیرا رفتار آن به شدت تحت تأثیر عواملی مانند خواص غیرخطی مصالح، پیچیدگی هندسه و شرایط مرزی قرار دارد.

### ۳-۲-۱- خلاصه‌ای از آزمایش انجام‌شده بر روی اتصال

**گارلوک** و **همکاران** (۲۰۰۵) شش نمونه اتصال میانی مرکزگرای پس‌کشیده را تحت بارگذاری چرخه‌ای غیرالاستیک تا جابه‌جایی نسبی ۴٪ قرار دادند که تأثیرات بارگذاری زلزله بر آن‌ها را بررسی نمایند. در این اتصالات از نبشی‌های نشیمن و بالایی پیچی و کابل‌های پس‌کشیده که به موازات تیر قرار گرفته‌اند، استفاده شده است. پارامترهای مطالعه‌شده در این تحقیق، نیروی پس‌کشیدگی اولیه، تعداد کابل‌های پس‌کشیده و طول ورق تقویتی بال تیر می‌باشد. نتایج آزمایش نشان می‌دهند که این اتصال دارای ظرفیت اتلاف انرژی و شکل‌پذیری مناسبی است. تیرها و ستون‌ها پیش از جابه‌جایی نسبی ۴٪ الاستیک باقی می‌مانند و تنها نبشی‌ها آسیب

<sup>۱</sup> Saint-Venant



### ۲-۳-۲- مدل سازی مصالح

تمامی اعضا به غیر از کابل ها و پیچ ها از فولاد ASTM A572 رده ۵۰ ساخته شده اند. پیچ ها از جنس فولاد ASTM A490 و کابل ها از فولاد ASTM A416 هستند. مدول الاستیسته و نسبت پواسون المان ها به ترتیب برابر با ۲۰۰ گیگاپاسکال و ۰/۳ در نظر گرفته شده است. برای تعریف رفتار غیر الاستیک، سخت شدگی ترکیبی<sup>۱</sup> (ایزوتروپیک<sup>۲</sup> و کینماتیک<sup>۳</sup>) مورد استفاده قرار گرفت.

### ۳-۳-۳- سطوح تماسی

برای مدل کردن اندرکنش میان اعضای جوش شده، از قید مهار<sup>۴</sup> استفاده می شود که در این حالت هیچ گونه حرکت نسبی میان دو عضو ممکن نیست. این قید از الگوریتم ریاضی Master-Slave استفاده می کند و از جدا شدن یا لغزش گره های Slave از Master جلوگیری می نماید.

برای مدل سازی اعضای غیرجوشی، از الگوریتم کلی تماس 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، گیره های مهار کابل ها با ورق های انتهایی، بدنه پیچ با دیوارهای داخلی سوراخ های نبشی، تیر، ورق تقویتی و ستون و همچنین بدنه کابل با دیوار داخلی سوراخ های بال ستون و ورق انتهایی می باشند. برای بهبود توزیع تنش تماسی در سطوح منحنی مانند کابل ها و پیچ ها، از گزینه Surface Smoothing موجود در نرم افزار استفاده شده است. محدودیت تماسی بین دو عضو غیرجوشی از طریق روش Penalty اعمال شده است و رفتار مماسی و عمودی میان این قسمت ها مدنظر قرار گرفته است. ضریب اصطکاک برای رفتار تماسی تمام اعضا به جز بدنه پیچ، سوراخ های پیچ، بدنه کابل و سوراخ های کابل، برابر با ۰/۳ مطابق با دستورالعمل های AISC 360-22 در نظر گرفته شده است. رفتار مماسی در اعضای مذکور بدون اصطکاک فرض شده است. همچنین، رفتار عمودی به صورت تماس سخت (Hard Contact) تعریف شده تا از نفوذ دو سطح مجاور در یکدیگر جلوگیری شود.

### ۴-۳-۳- بارگذاری و شرایط مرزی

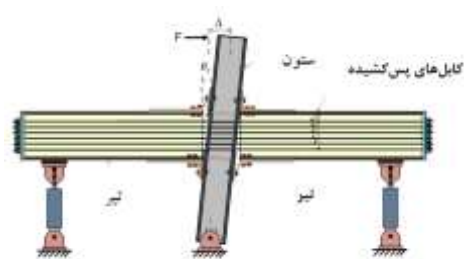
برای هر تیر، در فاصله ۴۴۹۶ میلی متر از مرکز ستون، شرایط مرزی غلطکی در نظر گرفته شده است (یعنی جابه جایی عمودی صفر است). ستون در پای خود دارای شرایط مفصلی است که از جابه جایی در همه جهات جلوگیری می کند، اما اجازه چرخش را

می بینند و انرژی را میرا می کنند. عدم آسیب در تیرها و ستون ها و وجود اعضای پس کشیده به سیستم توانایی بازگشت به موقعیت اولیه یا به عبارتی قابلیت مرکزگرایی را می دهد.

### ۳-۳-۳- صحت سنجی

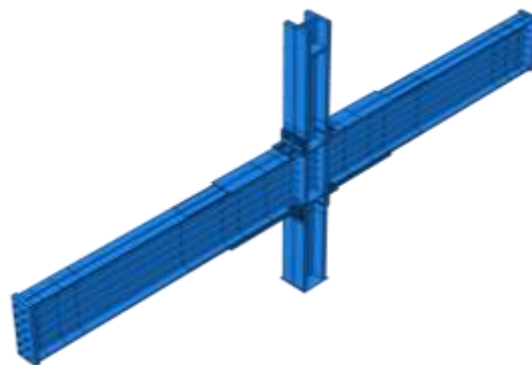
#### ۱-۳-۳- هندسه مدل

بر اساس کار آزمایشگاهی گارلوک و همکاران (۲۰۰۵) نمونه انتخابی، مدل 36s-20-P می باشد که تصویر شماتیک آن در شکل (۶) نمایش داده شده است [۱۲].



شکل ۶- شماتیک نمونه مدل سازی شده

در این مدل سازی، اجزای مختلف اتصال شامل ستون، تیر، نبشی، ورق تقویتی، ورق پیوستگی، ورق مضاعف، پیچ و کابل ها در نرم افزار آباکوس شبیه سازی شده اند. برای مدل سازی ستون های کناری از دو ورق انتهایی با ضخامت مشابه بال ستون مهار استفاده شده و کابل ها در انتهای این ورق ها مهار شده اند. تمام اعضا با المان های پیوسته جامد سه بعدی مدل شده اند. این نوع المان ها برای تحلیل های غیرخطی شامل تماس زیاد، پلاستیسیته و تغییر شکل های بزرگ مناسب هستند. در شکل (۷) نمایی از مدل سازی اتصال در نرم افزار آباکوس دیده می شود.



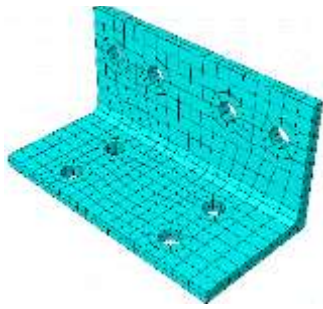
شکل ۷- تصویر سه بعدی نمونه 36s-20-P

<sup>1</sup> Combined Hardening

<sup>2</sup> Isotropic

<sup>3</sup> Kinematic

<sup>4</sup> Tie Constraint



(ب)

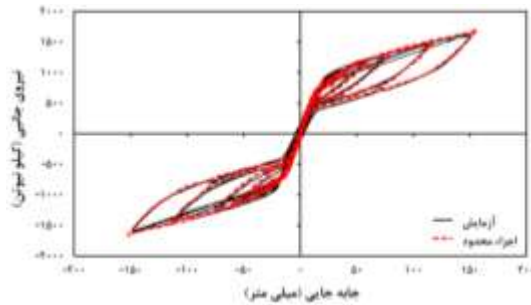
شکل ۸- جزئیات مش بندی نمونه 36s-20-P، الف) چشمه اتصال،

ب) نبشی

### ۳-۳-۶- صحت سنجی نتایج تحلیل اجزای محدود با نتایج

#### آزمایشگاهی

در شکل (۹) پاسخ نیروی جانبی-جابه‌جایی نمونه 36s-20-P حاصل از تحلیل اجزای محدود با مدل آزمایشگاهی آن مقایسه شده است. نیروی جانبی و جابه‌جایی در نقطه اعمال بار در بالای بال ستون اندازه‌گیری شده‌اند. می‌توان مشاهده کرد که مدل‌سازی اجزای محدود دارای دقت کافی بوده و به خوبی توانسته است سختی، نقطه تسلیم و مقاومت نمونه را پیش‌بینی نماید. شکل (۱۰) تغییر شکل و باز شدن فاصله در مدل اجزای محدود نمونه 36s-20-P را در جابه‌جایی نسبی ۴٪ با تصویر آزمایشگاهی آن مقایسه می‌کند. مطابق شکل، سازگاری خوبی میان جواب به‌دست‌آمده از تحلیل اجزای محدود و نمونه آزمایشگاهی دیده می‌شود.



شکل ۹- مقایسه پاسخ نیروی جانبی-جابه‌جایی به‌دست‌آمده از

مدل‌های اجزای محدود و آزمایشگاهی

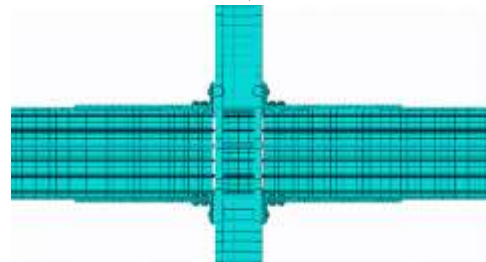
می‌دهد. این تکیه‌گاه‌ها با استفاده از قید مهارى جسم صلب اعمال شده‌اند. برای جلوگیری از حرکت خارج از صفحه تیرهای تحت بارگذاری چرخه‌ای، جابه‌جایی جانبی آن‌ها محدود شده است. همچنین، نیروهای پیش‌تندگی پیچ‌ها و پس‌کشیدگی کابل‌ها طبق مقادیر گارلوک و همکاران (۲۰۰۵)، به صورت نیروی داخلی به اعضا وارد شده‌اند.

تاریخچه جابه‌جایی جانبی چرخه‌ای وارده بر اساس SAC 1997 انتخاب شده است. هر مرحله از بارگذاری شامل چرخه‌های مختلفی با جابه‌جایی‌های نسبی مشخص و به ترتیب زیر است: شش چرخه با جابه‌جایی‌های نسبی مساوی ۰/۳۷۵، ۰/۵ و ۰/۷۵ درصد، چهار چرخه با جابه‌جایی‌های نسبی ۱ درصد، دو چرخه با جابه‌جایی‌های نسبی ۱/۵، ۲، ۳ و ۴ درصد. اکثر نمونه‌ها تا جابه‌جایی نسبی چهار درصد مورد آزمایش قرار گرفتند.

اعمال نیروهای پیش‌تندگی و پس‌کشیدگی در مدل‌سازی به صورت اعمال تنش‌های اولیه معادل نیروهای هدف انجام شده است؛ نیروی پیش‌تندگی پیچ‌ها مطابق با داده‌های تحقیق گارلوک و همکاران (۲۰۰۵) و پس‌کشیدگی کابل‌ها نیز به همین روش در مدل لحاظ شده‌اند.

### ۳-۳-۵- انتخاب نوع مش

نمونه با استفاده از المان‌های سه‌بعدی شش‌وجهی<sup>۱</sup> (هشت‌گه‌ای خطی) با انتگرال کاهش یافته که در آباکوس موجود می‌باشد، مدل شده است. مش‌های کوچک‌تری 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، در نظر گرفته شده است. شکل (۸) مش بندی در چشمه اتصال و نبشی را نشان می‌دهد. کیفیت مش‌ها با استفاده از ابزار صحت‌سنجی موجود در نرم‌افزار کنترل شده است.



(الف)

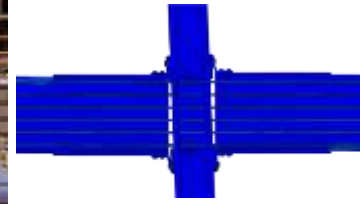
<sup>1</sup> C3D8R

## ۵- نتایج تحلیل اجزای محدود

در این بخش به ارائه یافته‌های حاصل از تحلیل اجزای محدود پرداخته می‌شود. این تحلیل‌ها، به بررسی دقیق پارامترهای پاسخ چرخه‌ای از جمله اتلاف انرژی و ضرایب میرایی معادل به‌دست‌آمده از تحلیل‌های چرخه‌ای می‌پردازد. علاوه بر این، پاسخ‌های سازه‌ای محاسبه و در نمودارهای مقایسه‌ای ارائه می‌شوند که مشاهده می‌شود قابلیت‌های مرکزگرایی بهبودیافته و کاهش چشمگیر دررفت‌های پسماند ناشی از ادغام اتصالات مرکزگرای پس کشیده را برجسته می‌کنند.

### ۵-۱- نتایج بارگذاری چرخه‌ای

نتایج هیستریزس تحلیل‌های اجزای محدود در شکل (۱۱) ارائه شده است. بر اساس دسته‌بندی انجام‌شده بر روی مدل‌های مورد بررسی، نتایج دسته اول به‌وضوح نشان می‌دهد در سازه‌هایی که اتصالات در تمام دهانه‌های آن مرکزگرا است، به‌طور کامل دارای جابه‌جایی پسماند تقریباً صفر بوده ولی در مقابل میزان اتلاف انرژی در این سازه‌ها بسیار پایین می‌باشد. همچنین به دلیل تأثیر کم مقاومت نبشی‌ها بر میزان اتلاف انرژی، با تغییر مشخصات این نبشی‌ها، مقدار اتلاف انرژی تغییر چشمگیری در نتایج نخواهد داشت. دسته دوم سازه با سه دهانه قاب خمشی، دارای چرخه‌های هیستریزس با اتلاف انرژی بالا و جابه‌جایی پسماند زیاد است. نمودارهای دسته سوم که مربوط به سازه‌های ترکیبی قاب خمشی و قاب مرکزگرا هستند، بیانگر اتلاف انرژی بالاتر نسبت به دسته اول و جابه‌جایی پسماند کم‌تر نسبت به دسته دوم می‌باشد. نمودار چرخه‌ای دسته چهارم که مربوط به مدل با هر سه دهانه قاب مهاربندی‌شده واگرا می‌باشد، نشان‌دهنده سختی بالا و جابه‌جایی‌های پسماند زیاد است که با ترکیب آن‌ها با قاب‌های دارای اتصال مرکزگرا (دسته پنجم) مقدار جابه‌جایی‌های پسماند کاهش می‌یابد.



(ب)

(الف)

شکل ۱۰- تغییر شکل نمونه 36s-20-P در جابه‌جایی نسبی ۴٪، (الف) اجزای محدود، (ب) آزمایش

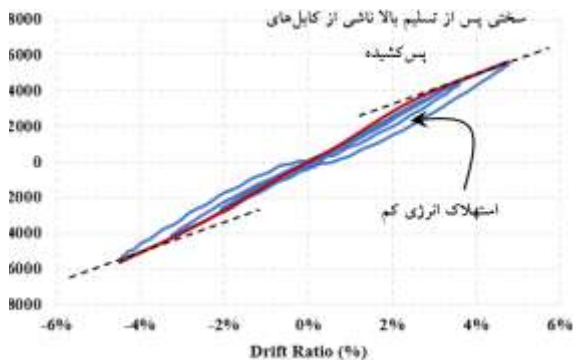
## ۴- تحلیل اجزای محدود

در تحلیل‌های چرخه‌ای، چندین جنبه بحرانی از سازه‌های مجهز به اتصال مرکزگرای پس کشیده بررسی می‌شود، از جمله:

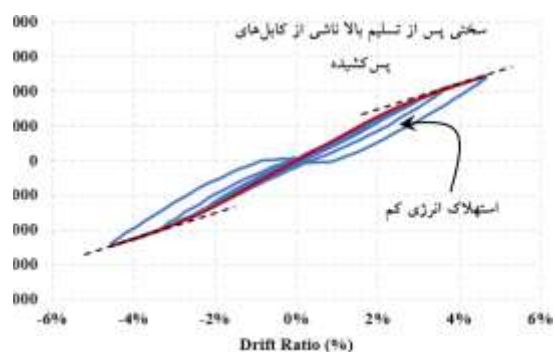
- ۱- بررسی چرخه‌های هیستریزس مدل‌های مختلف
- ۲- ارزیابی اتلاف انرژی و میرایی معادل
- ۳- دررفت‌های ناشی از زلزله و دررفت‌های پسماند
- ۴- ارزیابی پاسخ زلزله قاب‌های مرکزگرا و ترکیبی با قاب خمشی
- ۵- ارزیابی پاسخ زلزله قاب‌های مرکزگرا و ترکیبی با قاب مهاربندی‌شده واگرا
- ۶- بررسی میزان انرژی مستهلک‌شده در هر یک از نمونه‌ها

### ۴-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی (چرخه‌ای)

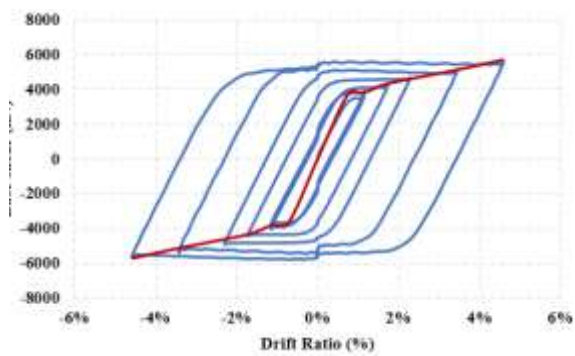
برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی انجام شد. بر اساس SAC 1997 هر مرحله از بارگذاری شامل چندین چرخه با جابه‌جایی‌های نسبی مشخص است که به ترتیب زیر اجرا شدند: شش چرخه با جابه‌جایی‌های نسبی ۰/۳۷۵، ۰/۵ و ۰/۷۵ درصد، چهار چرخه با جابه‌جایی نسبی ۱ درصد و دو چرخه با جابه‌جایی‌های نسبی ۱/۵، ۲، ۳ و ۵ درصد. بیش‌تر نمونه‌ها تا رسیدن به جابه‌جایی نسبی ۵ درصد تحت آزمایش قرار گرفتند.



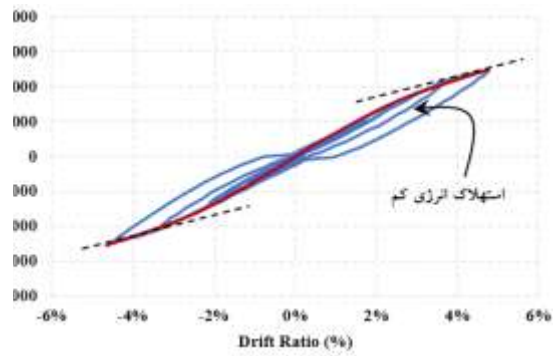
SC-2



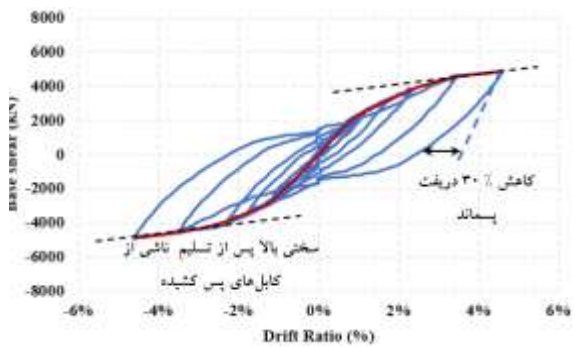
SC-1



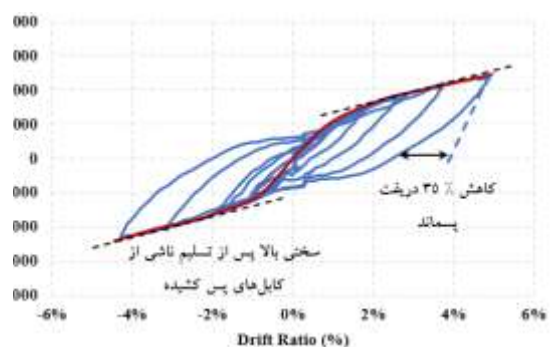
SMRF



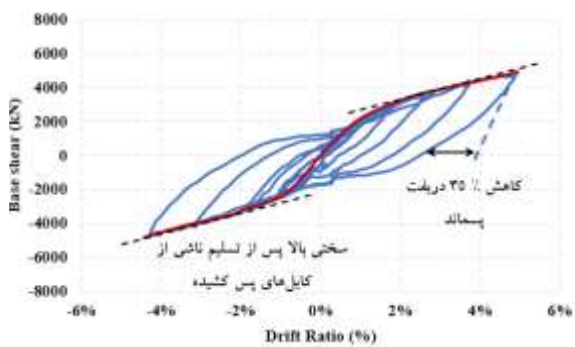
SC-3



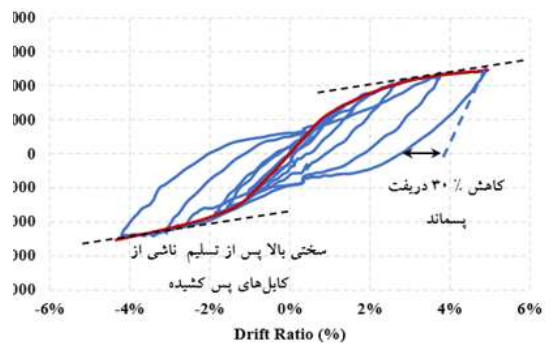
2SC-1MRF-2S



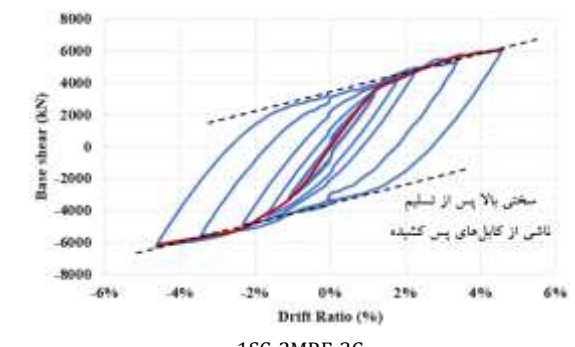
2SC-1MRF-3C



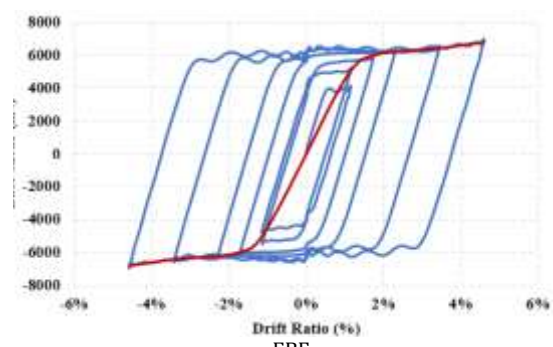
1SC-1MRF-1S



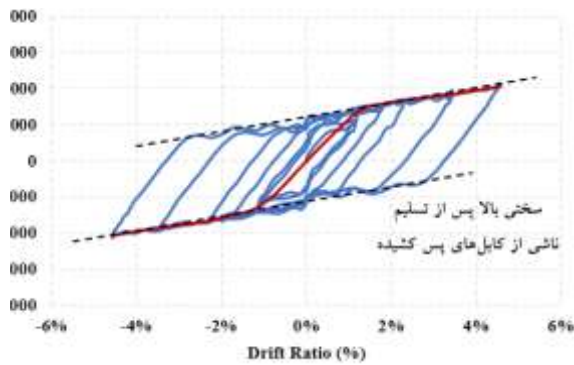
2SC-2MRF-3S



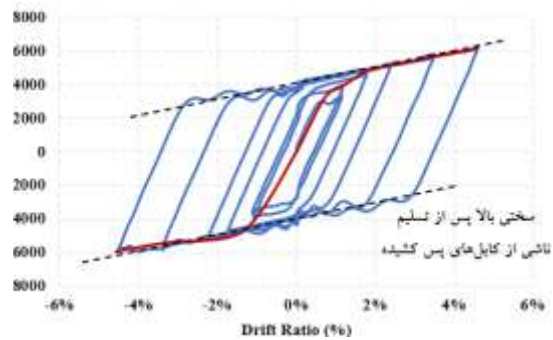
1SC-2MRF-3C



EBF



2SC-1EBF-2S



1SC-2EBF-1S

شکل ۱۱- نتایج بارگذاری چرخه‌ای

همان‌طور که از تحلیل‌ها استنباط می‌شود، افزایش تعداد دهانه‌های مرکزگرا در قاب‌ها منجر به کاهش قابل توجه ظرفیت استهلاک انرژی شده و در نتیجه نسبت میرایی معادل سیستم نیز کاهش یافته است. این پدیده عمدتاً ناشی از رفتار الاستیک کابل‌های پس کشیده در دهانه‌های مرکزگرا و ظرفیت پایین تر آن‌ها در جذب و مستهلک‌سازی انرژی است.

نمودارهای شکل (۱۳) نشان می‌دهد که در مدل SC-3، نیروی پیش‌تندگی کابل‌ها به یک سوم مقدار مدل SC-1 کاهش یافته است. در این حالت، نسبت میرایی معادل در دررفت ۲٪ تقریباً ۲/۵ برابر افزایش یافته است. این نتیجه بیان می‌کند که افزایش نیروی پیش‌تندگی اولیه کابل‌ها، باعث افزایش سختی سازه می‌شود. اما در برخی سطوح دررفت، ممکن است ظرفیت استهلاک انرژی سیستم کاهش یابد.

همان‌طور که در شکل (۱۴) مشخص است، مدل‌های ترکیبی دارای دهانه مرکزگرا و دهانه قاب خمشی ویژه، افزایش مشخصی در نسبت میرایی معادل نسبت به سیستم با هر سه دهانه مرکزگرا نشان داد که بیانگر تقویت توانایی استهلاک انرژی سیستم با افزودن قاب خمشی است و همچنین مدل ترکیبی دارای دو دهانه مرکزگرا و یک دهانه قاب مهاربندی واگرا (EBF) در دررفت ۲٪، نسبت میرایی معادلی برابر با حدود ۴٪ از خود نشان داد؛ که این مقدار بیانگر ظرفیت بالاتر استهلاک انرژی و میرایی مؤثر در بارگذاری چرخه‌ای نسبت به سیستم‌های با هر سه دهانه مرکزگرا است.

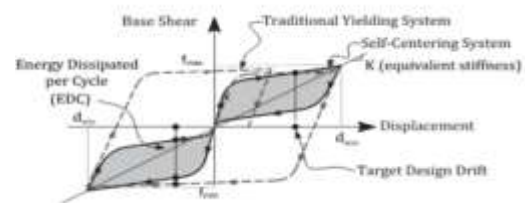
## ۶- استهلاک انرژی و میرایی معادل

مهم‌ترین جنبه هر تحقیق، ارائه نتایج قابل مقایسه و کمی شده است. برای دستیابی به این هدف، پاسخ‌های چرخه‌ای سازه‌های مورد مطالعه به‌طور کامل ارزیابی و پارامترهای پاسخ سازه‌ای استخراج شدند. یکی دیگر از این پارامترها، انرژی تلف‌شده در هر چرخه و نسبت میرایی معادل است. پارامترهای مذکور متناظر با هر چرخه کامل از پروتکل بارگذاری به‌دست آمدند. پارامترهای پاسخ مطابق با شکل (۱۲) و روابط زیر محاسبه شدند.

$$K = \frac{f_{max} - f_{min}}{d_{max} - d_{min}} \quad (1)$$

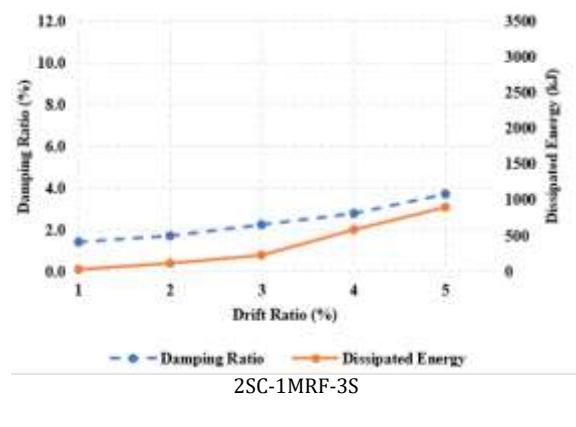
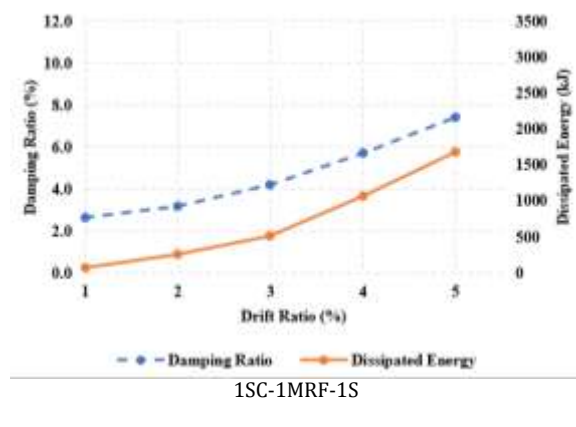
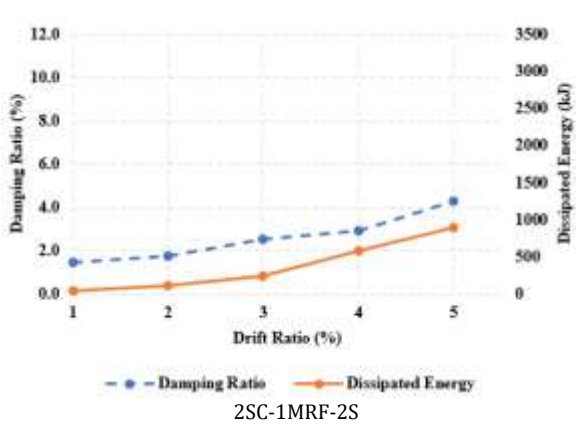
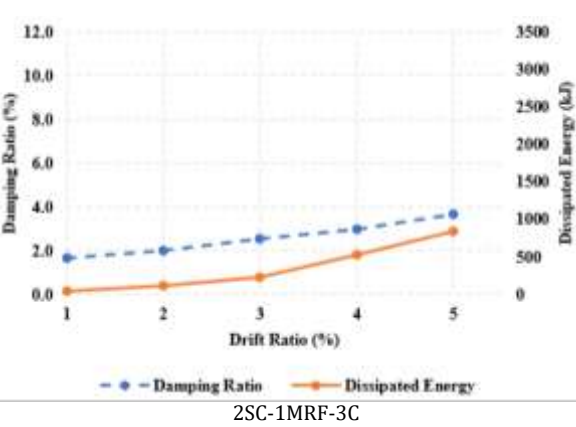
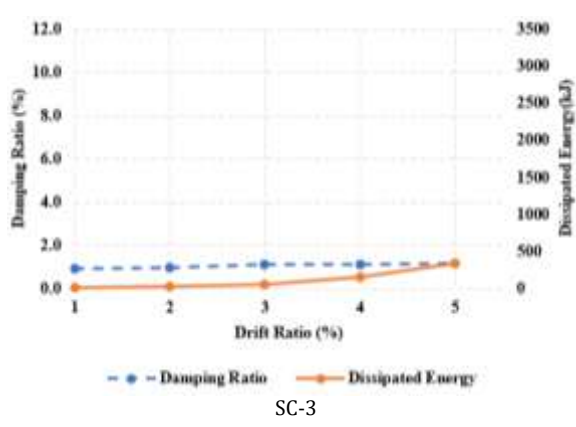
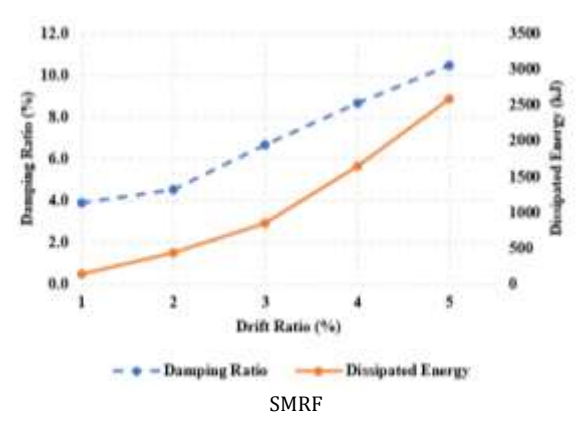
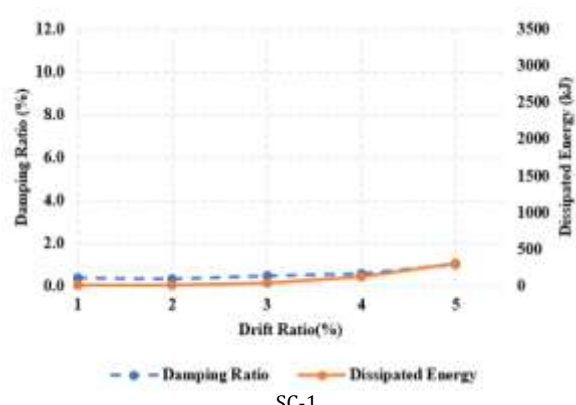
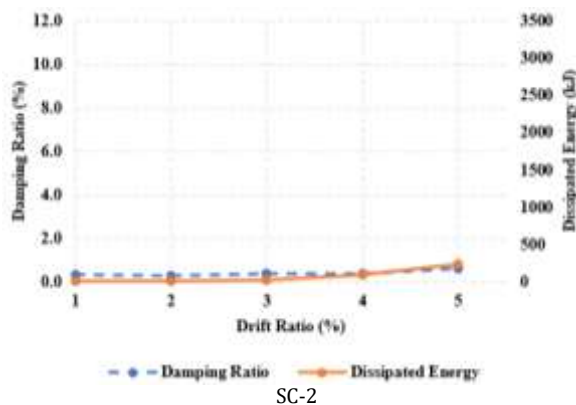
$$EDC = \text{Inner area of a single loop} \quad (2)$$

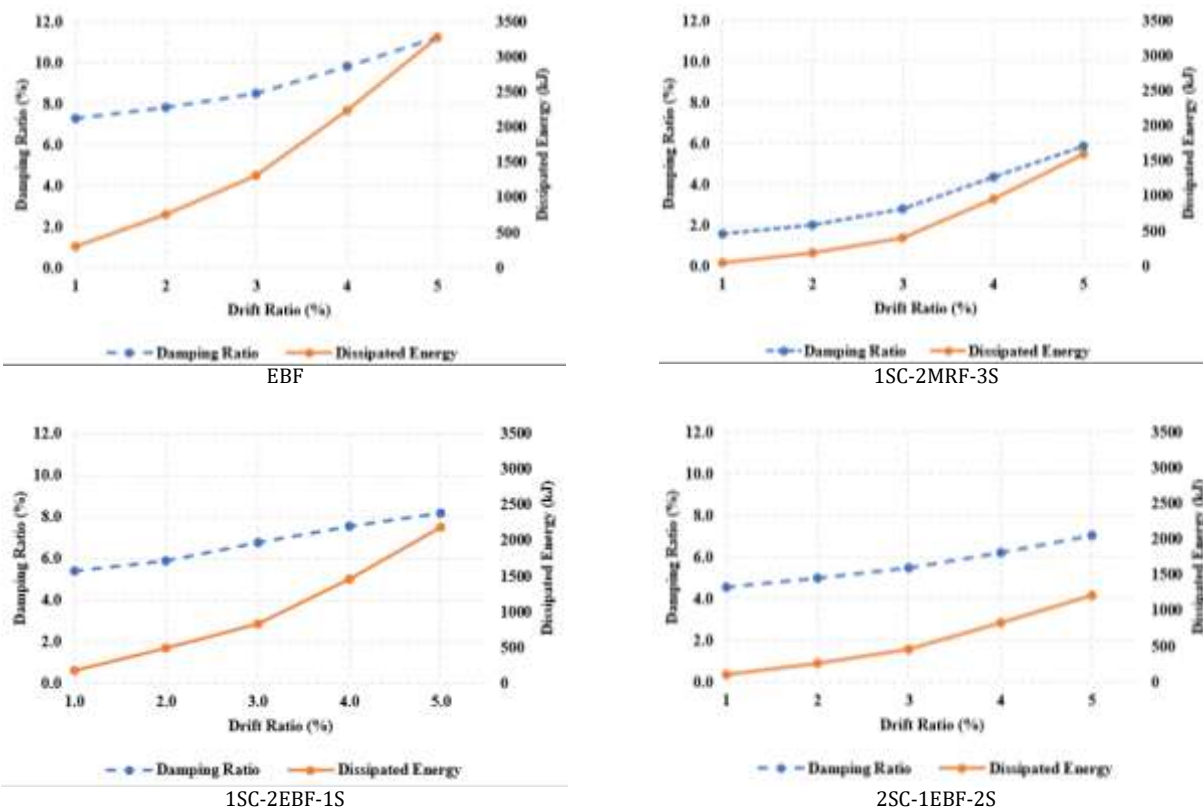
$$\xi = \frac{EDC}{2\pi K(d_{max} - d_{min})^2} \quad (3)$$



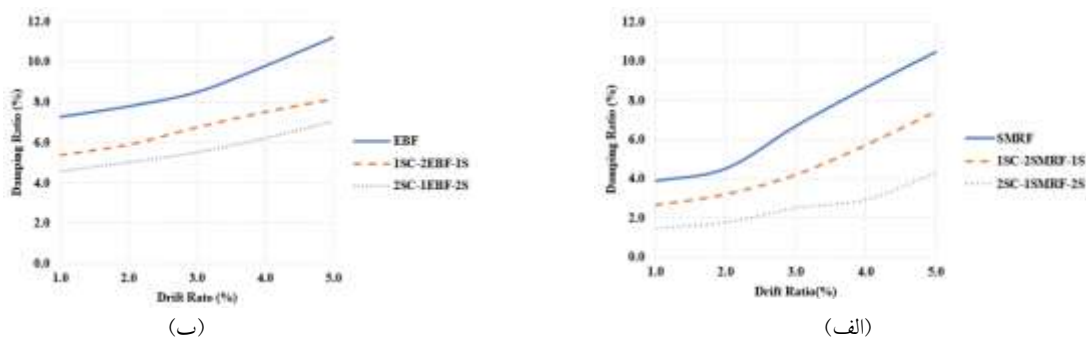
شکل ۱۲- تعاریف نظیر یک چرخه بارگذاری

نتایج به‌دست آمده از تحلیل پاسخ‌های چرخه‌ای، شامل انرژی مستهلک‌شده و نسبت میرایی معادل، در شکل (۱۳) ترسیم شده است. این نمودارها نمایانگر رفتار استهلاک انرژی سیستم‌های مختلف تحت بارگذاری چرخه‌ای و در سطوح مختلف دررفت هستند.





شکل ۱۳- نتایج استهلاك انرژی و میرایی معادل

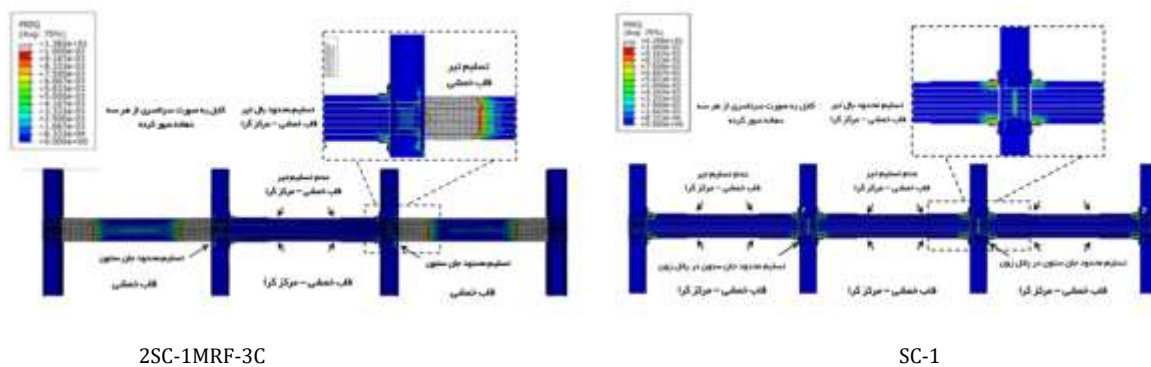


شکل ۱۴- مقایسه اثر تعداد دهانه مرکزگرا در میرایی معادل در ترکیب با الف) قاب خمشی، ب) قاب مهاربندی شده واگرا

#### ۷- نمودارهای کرنش پلاستیک معادل

در این بخش، تحلیل دقیق توزیع کرنش پلاستیک معادل در نقاط مختلف مدل‌ها انجام شده است تا رفتار غیرخطی و تغییر شکل‌های غیرقابل بازگشت مصالح به خوبی مشخص شود. همان‌طور که در شکل (۱۵) مشاهده می‌شود، این تحلیل باهدف شناسایی نواحی بحرانی، بررسی مکانیزم‌های خرابی و ظرفیت باربری موضعی و

کلی سازه‌ها صورت گرفته است. به منظور تمرکز بر تفاوت‌های بارز رفتاری و ویژگی‌های متمایز هندسی و سازه‌ای، نمونه‌هایی که نماینده طیف گسترده‌ای از رفتارها هستند، انتخاب شده‌اند. توضیحات هر نمودار به صورت جداگانه ارائه شده تا روند تغییرات کرنش پلاستیک به شکلی دقیق و منسجم تشریح شود و تحلیل مقایسه‌ای جامعی ارائه گردد.



شکل ۱۵- نتایج کرنش پلاستیک معادل

## ۸- نتایج

در این پژوهش، ۱۲ قاب فولادی سه دهانه و یک طبقه در حالات مختلف با استفاده از نرم افزار آباکوس مدل سازی و نتایج آن‌ها ارائه شده است. اهم دستاوردهای حاصل به شرح زیر است:

۱- نتایج نشان می‌دهد سیستم‌های ترکیبی شامل قاب خمشی ویژه و قاب مرکزگرای پس کشیده، عملکرد بهتری در کنترل تغییرشکل‌های پسماند و افزایش ظرفیت استهلاک انرژی نسبت به قاب‌های صرفاً مرکزگرا دارند. این ترکیب با بهره‌گیری هم‌زمان از سختی جانبی و توان مرکزگرایی، بهبود قابل توجهی در عملکرد لرزه‌ای سازه ایجاد می‌کند.

۲- سیستم‌های کاملاً مرکزگرا که در آن تمامی دهانه‌ها به سیستم مرکزگرای پس کشیده مجهز شده‌اند، عملکردی با پاسخ چرخه‌ای پرچم‌شکل و جابه‌جایی پسماند نزدیک به صفر از خود نشان دادند. در مقابل، افزایش سهم قاب‌های خمشی و مهاربندی‌شده و اگر در سیستم، اگرچه موجب بهبود ظرفیت اتلاف انرژی از طریق توسعه حلقه‌های چرخه‌ای شد، اما با افزایش نسبی جابه‌جایی پسماند نیز همراه بود. با این حال، میزان این جابه‌جایی‌ها به مراتب کم‌تر از مقادیر مشاهده شده در سیستم‌های متداول قاب خمشی ویژه فولادی و مهاربندی‌شده و اگر بود.

۳- نتایج تحلیل‌ها نشان داد که ترکیب قاب خمشی فولادی با سیستم مرکزگرای پس کشیده، منجر به کاهش قابل توجه دررفت پسماند می‌شود؛ به گونه‌ای که میزان این دررفت در مقایسه با حالتی که تنها از قاب خمشی فولادی به عنوان سیستم مقاوم جانبی استفاده شده است، حدود ۳۵ درصد کاهش یافته است.

۴- کاهش نیروی پس کشیدگی کابل‌های مرکزگرا موجب بهبود قابل توجه ظرفیت استهلاک انرژی گردید. به طور مشخص،

کاهش نیروی پس کشیدگی به یک سوم مقدار اولیه، منجر به افزایش نسبت میرایی تقریباً ۲/۵ برابر در دررفت ۲٪ شد. ۵- بر اساس نتایج مشاهده شد که ترکیب سیستم مرکزگرای پس کشیده با قاب خمشی فولادی ویژه و قاب مهاربندی‌شده و اگر، موجب افزایش نسبت میرایی معادل به ترتیب تا حدود ۵٪ و ۶٪ در دررفت ۲٪ می‌شود. این در حالی است که در قاب‌هایی که هر سه دهانه آن‌ها به سیستم مرکزگرای پس کشیده اختصاص یافته بود، نسبت میرایی معادل در همین سطح دررفت، کم‌تر از ۱٪ به دست آمد.

۶- مدل ترکیبی دارای دو دهانه مرکزگرا و یک دهانه قاب خمشی ویژه، افزایش مشخصی در نسبت میرایی معادل نسبت به سیستم با هر سه دهانه مرکزگرا نشان داد که بیانگر تقویت توانایی استهلاک انرژی سیستم با افزودن قاب خمشی است و همچنین مدل ترکیبی دارای دو دهانه مرکزگرا و یک دهانه قاب مهاربندی و اگر در دررفت ۲٪، نسبت میرایی معادلی برابر با حدود ۴٪ از خود نشان داد؛ که این مقدار نشان‌دهنده ظرفیت بالاتر استهلاک انرژی و میرایی مؤثر در بارگذاری چرخه‌ای نسبت به سیستم‌های با هر سه دهانه مرکزگرا است.

۷- یکی دیگر از نتایج مهم این مطالعه، بررسی تأثیر گسسته یا پیوسته بودن کابل‌ها بر رفتار سیستم بود. نتایج حاصل از کرنش‌های پلاستیک معادل نشان می‌دهد که در آرایش منقطع کابل‌ها، هر کابل و مجموعه نبشی تنها تحت تأثیر تغییرشکل دهانه مربوط به خود قرار می‌گیرند. این موضوع منجر به تمرکز کرنش در نواحی خاصی از سیستم شده و باعث می‌شود نبشی‌ها سریع‌تر وارد ناحیه غیرالاستیک شده و در نتیجه، انرژی بیشتری را در هر چرخه بارگذاری مستهلک نمایند. در مقابل، در سیستم‌هایی با کابل پیوسته، کرنش ناشی از جابه‌جایی جانبی در طول کابل، توزیع شده و در نتیجه فعال‌سازی نبشی‌ها به صورت تدریجی تر و

يكنواخت ترى صورت مى پذيرد. اين توزيع يكنواخت كرنش موجب مى شود نبشى ها با تاخير بيش ترى به ناحيه تسليم وارد شوند.

نتايج اين پژوهش نشان مى دهد كه سيستم هاى تركيبى قاب فولادى، با تلفيق سازوكارهاى مركزگرآى پس كشيده و قاب هاى خمشى ويژه يا مهاربندى شده واگرا، تعادل مناسبى ميان سختى، ظرفيت اتلاف انرژى و كنترل تغييرشكل تحت بار لرزه اى ايجاد مى نمايند. قاب هاى مركزگرا به تنهائى محدوديت هاى در سختى و اتلاف انرژى دارند، اما پيكربندى هاى تركيبى پيشنهاده، مقاومت جانبى و نسبت ميرايى معادل را به طور چشمگيرى افزايش داده و رفتار مركزگرآى را حفظ مى كنند. افزودن قاب هاى مهاربندى شده واگرا به ويژه باعث افزايش قابل توجه ميرايى مى شود. اين نتايج نشان دهنده توانمندى بالای اين تركيب ها در رفع محدوديت هاى سيستم هاى رايج و بهبود عملكرد لرزه اى سازه هاى فولادى است.

محدوديت هاى اين تحقيق شامل محدودبودن مدل هاى تحليل شده به قاب هاى سه دهانه و يك طبقه است كه ممكن است عملكرد سازه هاى بلندمرتبه يا با هندسه پيچيده تر را به طور كامل نشان ندهد. همچنين، بارگذارى اعمال شده عمدتاً به صورت تحليل چرخه اى بوده و اثرات بارگذارى ديناميكى زلزله به طور جامع برسى نشده است. از طرفى، مدل سازى هاى انجام شده فاقد مدل سازى وادادگى كابل هاى فولادى بوده كه پيش بينى رفتار سازه هاى مركزگرا پس از گذشت زمان طولانى را دشوار مى كند. همچنين، خسارت هاى شكل پذير در مدل هاى آباكوس لحاظ نشده و در نتيجه امكان پيش بينى شكست اجزاى مانند نبشى ها در سيكل هاى چندم بارگذارى چرخه اى وجود ندارد. علاوه بر اين، روابط ميان قاب هاى سازه در مدل هاى آباكوس مورد توجه قرار نگرفته است. در نهايت، فرض شده كه قاب خمشى دارى شكل پذيرى زياد است و قاب هاى خمشى با شكل پذيرى كم يا متوسط در نظر گرفته نشده اند. در کنار اين موارد، برسى هاى اقتصادى و تحليل هزينه-فايده سيستم هاى تركيبى براى كاربردهاى عملى در پروژه هاى عمرانى نيز نيازمند مطالعات جامع تر و جداگانه اى است.

- [14] Eatherton, M.R., Ma, X., Krawinkler, H., Deierlein, G.G. and Hajjar, J.F., (2014), "Quasi-static cyclic behavior of controlled rocking steel frames", *Journal of Structural Engineering*, 140(11), p.04014083.
- [15] Lin, Y.C. (2015), "Steel sliding-controlled coupled beam modules: Development and seismic behavior for a moment resisting frame", *Engineering Structures*, 99, pp.726-736.
- [16] Clayto, P., Dowden, D.M., Li, C.H. (2015), "Full-Scale Pseudo dynamic Testing of Self-Centering Steel Plate Shear Walls", *Journal of Structural Engineering* 142(1).
- [17] 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.
- [18] Herning, G., Garlock, M.M., Ricles, J., Sause, R., and Li, J. (2009), "An overview of self-centering steel moment frames", In *Structures Congress: Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role*, pp.1-9.
- [19] 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.
- [20] Zhong, C., and Christopoulos, C. (2022), "Self-centering seismic resistant structures: Historical overview and state-of-the-art", *Earthquake Spectra*, 38(2), pp.1321-1356.
- [21] Wolski, M., Ricles, J.M., and Sause, R. (2009), Experimental study of a self-centering beam-column connection with bottom flange friction device", *Journal of Structural Engineering*, 135(5), pp.479-488.
- [22] Chou, C.C., and Chen, J.H. (2011), "Seismic tests of post-tensioned self-centering building frames with column and slab restraints", *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*, 5(3), pp.323-334.
- [23] Faggiano, B., Esposito, M., and Mazzolani, F.E.D.E.R.I.C.O. (2008), "Behavioural investigation on a PTED beam-to-column connection based on numerical analyses", In *Proceedings, 14th World Conference on Earthquake Engineering*.
- [24] Christopoulos, C., Filiatrault, A., and Folz, B. (2002), "Seismic response of self-centring hysteretic SDOF systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(5), pp.1131-1150.
- [25] Bavandi, M., Amiri, G.G., Rajabi, E., and Moghadam, A.S. (2023), "Study of the resilience index for steel moment frames with reversible connections", In *Structures*, Vol. 47, pp.814-828.
- [26] Jiang, H., Bu, H., and He, L. (2020), "Study of a new type of self-centering beam-column joint in steel frame structures", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 29(14), p.e1779.
- [27] Fang, C., Wang, W., and Feng, W. (2019), "Experimental and numerical studies on self-centring beam-to-column connections free from frame expansion", *Engineering Structures*, 198, p.109526.
- [1] ANSI/AISC-360, Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360), American Institute of Steel Construction, 2022.
- [2] Potter, S.H., Becker, J.S., Johnston, D.M., and Rossiter, K.P. (2015), "An overview of the impacts of the 2010-2011 Canterbury earthquakes", *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 14, pp.6-14.
- [3] Tenderan, R., Ishida, T., Jiao, Y., and Yamada, S. (2019), "Seismic performance of ductile steel moment-resisting frames subjected to multiple strong ground motions", *Earthquake Spectra*, 35(1), pp.289-310.
- [4] Wang, F., Wan, J., Luo, X., Ke, K., Yu, C., and Xie, W. (2024), "Seismic response of high strength steel frames equipped with energy dissipation bays subjected to seismic sequences", *Case Studies in Construction Materials*, 20, p.e03047.
- [5] Fragiaco, M., Amadio, C.L. A.U.D.I.O., and Macorini, L. (2004), "Seismic response of steel frames under repeated earthquake ground motions", *Engineering Structures*, 26(13), pp.2021-2035.
- [6] Roke, D., Sause, R., and Ricles, J.M. (2009), "Damage-free seismic-resistant self-centering steel concentrically-braced frames: D. Roke, R. Sause, JM Ricles & N. Gonner", In *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*, pp. 21-28. CRC Press..
- [7] Eatherton, M.R., and Hajjar, J.F. (2014), "Hybrid simulation testing of a self-centering rocking steel braced frame system", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(11), pp.1725-1742.
- [8] Hajjar, J.F., Sesen, A.H., Jampole, E., and Wetherbee, A. (2013), "A synopsis of sustainable structural systems with rocking, self-centering, and articulated energy-dissipating fuses".
- [9] Erochko, J., Christopoulos, C., and Tremblay, R. (2015), Design, testing, and detailed component modeling of a high-capacity self-centering energy-dissipative brace", *Journal of Structural Engineering*, 141(8), p.04014193.
- [10] Xu, L., Jiang, H., Xie, X., and Li, Z. (2021), Modeling of disc spring self-centering energy dissipation braces from inactive state to design limit state", *Journal of Engineering Mechanics*, 147(10), p.04021077.
- [11] Garlock, M., Ricles, J.M., and Sause, R. (2004), "Experimental studies on full-scale post-tensioned steel moment connections", In *13th World Conference on Earthquake Engineering*, pp.1-6.
- [12] Garlock, M.M., Ricles, J.M., and Sause, R. (2005), Experimental studies of full-scale posttensioned steel connections", *Journal of Structural Engineering*, 131(3), pp.438-448.
- [13] Eatherton, M.R., Fahnestock, L.A., and Miller, D.J. (2014), "Computational study of self-centering buckling-restrained braced frame seismic performance", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(13), pp.1897-1914.

- [40] Kim, H.J., and Christopoulos, C. (2009), "Numerical models and ductile ultimate deformation response of post-tensioned self-centering moment connections", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(1), pp.1-21.
- [41] Hu, S., Liu, S., Zeng, S., Zhang, B., and Xu, Z. (2025), "Investigating seismic performance of a novel self-centering shear link in EBF utilizing experimental and numerical simulation", *Journal of Constructional Steel Research*, 224, p.109129.
- [42] Xu, G., Guo, T., Li, A.Q., Zhou, T., and Shuang, C. (2025), "Seismic performance of steel frame structures with novel self-centering beams: Shaking-table tests and numerical analysis", *Journal of Structural Engineering*, 151(3), p.04025002.
- [43] Shi, F., Yuan, W., Erbolat, A., Bao, W., Chen, Z., and Zhou, Y. (2025), "Mechanical behavior of hybrid self-centering brace: Insights into the role of SMA cables", *Engineering Structures*, 322, p.119205.
- [44] Gharagoz, M.M., Noureldin, M., and Kim, J. (2025), "Explainable machine learning (XML) framework for seismic assessment of structures using Extreme Gradient Boosting (XGBoost)", *Engineering Structures*, 327, p.119621.
- [45] Song, G. (2025), "Quantification of energy-dissipating capacity for self-centering shear walls considering variable loading sequences", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 189, p.109112.
- [۴۶] حسنلو، ن.، و فنائی، ن. (۱۴۰۳)، "تحلیل حساسیت اتصال مرکزگرای فولادی نسبت به پارامترهای مختلف تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد. دوره ۲۱، شماره ۴۶ زمستان، ص. ۵۲-۳۰.
- [۴۷] گرامی، م.، میرزاحسینی، م.، و کاظمی، الف. (۱۴۰۲)، "مقایسه تأثیر پس‌لرزه بر عملکرد قاب مهاربندی‌شده مجهز به آلیاژ حافظه‌دار شکلی با قاب خمشی"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد. دوره ۱۷، شماره ۴۲ زمستان، ص. ۸۱-۱۰۰.
- [48] American Society of Civil Engineers. (2022). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers.
- [49] Hibbit, H., Karlsson, B., and Sorensen, E. (2012), "Abaqus user manual", version 6.12. Simulia, Providence, RI, 545.
- [28] Nia, M.M., and Moradi, S. (2022), "Continuum Finite Element Simulation of Self-Centering Beam-to-Column Connections using ANSYS", In 11n: Proceedings of the twelfth National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Salt Lake City.
- [29] Huang, X., Zhou, Z., Eatherton, M.R., Zhu, D., and Guo, C. (2020), "Experimental investigation of self-centering beams for moment-resisting frames", *Journal of Structural Engineering*, 146(3), p.04019214.
- [30] Hu, S., Wang, W., and Alam, M.S. (2023), "Probabilistic nonlinear displacement ratio prediction of self-centering energy-absorbing dual rocking core system under near-fault ground motions using machine learning", *Journal of Earthquake Engineering*, 27(3), pp.488-519.
- [31] Hu, S., Wang, W., and Alam, M.S. (2022), "Performance-based seismic design method for retrofitting steel moment-resisting frames with self-centering energy-absorbing dual rocking core system", *Journal of Constructional Steel Research*, 188, p.106986.
- [32] Majumerd, M.J.E., Dehcheshmeh, E. M., Broujerdian, V., and Moradi, S. (2022), "Self-centering rocking dual-core braced frames with buckling-restrained fuses", *Journal of Constructional Steel Research*, 194, p.107322.
- [33] Bojorquez, E., Lopez-Barraza, A., Reyes-Salazar, A., Ruiz, S.E., Ruiz-Garcia, J., Formisano, A., and Bojorquez, J. (2019), "Improving the structural reliability of steel frames using posttensioned connections", *Advances in Civil Engineering*, 2019(1), p.8912390.
- [34] Ahmadi, O., Ricles, J.M., and Sause, R. (2018), "Modeling and seismic collapse resistance study of a steel SC-MRF", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 113, pp.324-338.
- [35] Lettieri, A., Elettore, E., Freddi, F., Latour, M., and Rizzano, G. (2021), "Performance-based assessment of seismic-resilient steel moment resisting frames equipped with innovative column base connections", *ce/papers*, 4(2-4), pp.1736-1746.
- [36] Huang, X., Eatherton, M.R., and Zhou, Z. (2020), "Initial stiffness of self-centering systems and application to self-centering-beam moment-frames", *Engineering Structures*, 203, p.109890.
- [37] Torres, J.R., Bojórquez, E., Bojórquez, J., Leyva, H., Ruiz, S.E., Reyes-Salazar, A., and Reyes, H.E. (2023), "Improving the seismic performance of steel frames under mainshock-aftershock using post-tensioned connections", *Buildings*, 13(7), p.1676.
- [38] Kamperidis, V.C., Papavasileiou, G.S., Kamaris, G.S., and Vasdravellis, G. (2020), "Seismic collapse of self-centering steel MRFs with different column base structural properties", *Journal of Constructional Steel Research*, 175, p.106364.
- [39] Moradi, S., and Alam, M.S. (2016), "Finite-element simulation of posttensioned steel connections with bolted angles under cyclic loading", *Journal of Structural Engineering*, 142(1), p.04015075.



# بررسی ایمنی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرای فولادی طراحی شده بر اساس عملکرد با توجه به موقعیت متفاوت مهاربند در دهانه‌ها

اشکان خدابنده‌لو\*

۱- دانشیار، گروه مهندسی عمران، واحد ارومیه، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران  
\*ارومیه، صندوق پستی ۹۶۹، a.khodabandehlou@iaurmia.ac.ir

## چکیده

در این تحقیق، ارزیابی عملکرد لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قاب‌های مهاربندی فولادی همگرای ضربدری طراحی شده بر اساس عملکرد، با تعداد دهانه‌های ۳، ۴ و ۵ و با تعداد طبقات ۱۰ و آرایش مختلف مهاربند در دهانه‌های متفاوت مورد مطالعه قرار گرفته است. برای طراحی غیرخطی قاب‌های مورد مطالعه از نرم‌افزار Opensees و کنترل ضوابط عملکردی از نرم‌افزار Matlab استفاده شده است. برای طراحی بر اساس عملکرد قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق از تحلیل بار افزون و جهت ارزیابی ایمنی لرزه‌ای سازه‌های طراحی شده از تحلیل دینامیکی فزاینده استفاده شده است. متدولوژی ارائه شده در این مطالعه شامل سه فاز است. فاز اول، شامل طراحی مبتنی بر مقاومت و کنترل ضوابط نیرویی بر اساس آیین‌نامه LRFD\_AISC و طراحی بر اساس عملکرد و کنترل ضوابط عملکردی در سه سطح عملکردی سکونت فوری، ایمنی جانی و پیشگیری از خرابی در قاب‌های طراحی شده بر اساس آیین‌نامه ASCE 41-13 می‌باشد. در فاز دوم، به منظور پیش‌بینی ظرفیت فروریزش قاب‌های طراحی شده، با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده، نسبت حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده قاب‌ها، محاسبه شده است. در نهایت، قاب‌های طراحی شده از نظر عملکرد لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش با یکدیگر مقایسه شده‌اند. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که قاب‌هایی با تعداد دهانه مهاربندی بیش‌تر، الزاماً دارای ظرفیت فروریزش بیش‌تر، ایمنی لرزه‌ای مطلوب‌تر و وزن بیش‌تر نمی‌باشد. همچنین تمامی قاب‌های طراحی شده دارای ظرفیت فروریزش قابل‌قبولی با توجه به مقادیر ذکر شده در دستورالعمل FEMA-P695 هستند.

## واژگان کلیدی

قاب مهاربندی همگرای فولادی، طراحی بر اساس مقاومت، طراحی بر اساس عملکرد، آنالیز دینامیکی فزاینده، ایمنی لرزه‌ای

## Effect of bracing position on seismic safety of performance-designed steel convergent bracing frames

A. KhodaBandehLou

### Abstract

In this study, the seismic behavior and collapse capacity of performance-based designed X-braced frames were investigated. The studied frames were 10-story structures with 3, 4, and 5 bays, featuring different bracing arrangements across the spans. OpenSees was employed for nonlinear modeling and analysis, while MATLAB was used to control performance parameters. Performance-based design was conducted using pushover analysis, and incremental dynamic analysis (IDA) was utilized to assess the seismic safety of the designed structures.

The methodology consists of three phases. In the first phase, the frames were designed based on strength and force criteria according to the LRFD\_AISC regulations, as well as performance-based design targeting the Immediate Occupancy, Life Safety, and Collapse Prevention performance levels, following the ASCE 41-13 guidelines. In the second phase, incremental dynamic analysis was performed to predict the collapse capacity of the designed frames and calculate their collapse margin ratio. Finally, the third phase involved a comparison of the designed frames in terms of seismic performance and collapse capacity.

The results indicate that frames with a higher number of braced bays do not necessarily exhibit greater collapse capacity, better seismic safety, or higher structural weight. However, all designed frames demonstrated an acceptable collapse capacity according to the criteria outlined in the FEMA P-695 guidelines.

### Keywords

Convergent Steel Bracing Frame, Design Based on Strength, Design Based on Performance, Incremental Dynamic Analysis, Seismic Safety

## ۱- مقدمه

از آنجایی که بارهای لرزه‌ای دارای طبیعت غیرقابل پیش‌بینی هستند، اگر طراحی به‌گونه‌ای باشد که سازه در هنگام زلزله در محدوده خطی باقی بماند، وزن سازه به‌دست‌آمده از این روش طراحی، به‌طور غیراقتصادی افزایش خواهد یافت. بنابراین آیین‌نامه‌های ساختمانی و روش‌های طراحی، محدوده غیرالاستیک رفتار سازه را با روش‌های ایمن در طراحی در نظر می‌گیرند. یک رویکرد قوی برای طراحی سازه‌ها و ملحوظ‌داشتن محدوده غیرالاستیک، طراحی بر مبنای عملکرد است که یک رویکرد چند سطحی برای طراحی سازه در سطوح مختلف لرزه‌ای می‌باشد. مفهوم نوین طراحی بر مبنای عملکرد در آیین‌نامه‌های مختلف بر پایه سه اصل عدم آسیب برای زلزله‌های با شدت کم، عدم آسیب سازه‌ای ولی آسیب جزئی غیرسازه‌ای برای زلزله‌های با شدت متوسط و عدم فروریزش<sup>۱</sup> ولی آسیب سازه‌ای و غیرسازه‌ای برای زلزله‌های با شدت قوی قرار دارد. این رویکرد طراحی لرزه‌ای بر این اصل استوار است که سازه باید در مقابل مخاطرات لرزه‌ای مختلف (زلزله‌های با شدت کم و دوره زمانی کوتاه تا زلزله‌های با شدت زیاد و دوره زمانی بلند) اهداف عملکردی مختلف را برآورده نموده و ایمنی سازه را افزایش دهد. بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی، اعضای سازه‌ای به‌گونه‌ای طراحی می‌شوند که بتوانند نیروهای وارده را با حاشیه ایمنی مناسبی که بستگی به روش طراحی دارد، تحمل نمایند. بعد از طراحی اعضای سازه‌ای برای نیروهای وارده در بعضی موارد کنترل‌های تغییرمکانی نیز انجام می‌شود. بعضی از کنترل‌های تغییرمکانی مانند کنترل خیز تیرها وابسته به خرابی‌های معماری و بعضی دیگر همانند کنترل تغییرمکان نسبی، هم‌زمان وابسته به خرابی‌های معماری و خرابی‌های سازه‌ای هستند. مهندسان همیشه در تکاپوی طراحی سیستم‌هایی بوده‌اند که مهم‌ترین معیار انتخاب برای آن‌ها، به‌دلیل محدودیت منابع، ارزان‌بودن و درعین‌حال برآورده‌شدن تمامی محدودیت‌های موجود بوده است. امروزه روش طراحی بر اساس عملکرد یک فرآیند بسیار کارآمد برای صرفه‌جویی اقتصادی در روند طراحی، ساخت و نگهداری سازه‌ها به‌شمار می‌آید. از طرفی روش طراحی بر اساس عملکرد از پیشرفته‌ترین روش‌های طراحی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد. بنابراین، طراحی سازه‌ها بر اساس عملکرد، سازه‌هایی را به‌دست خواهد داد که درعین اقتصادی‌بودن از ایمنی و قابلیت اطمینان مناسبی برخوردار

هستند. بنابراین در مقایسه با روش‌های طراحی لرزه‌ای سنتی، طراحی بر اساس عملکرد ارزیابی صریحی از رفتارهای سازه‌ای تحت اثر اهداف عملکردی از پیش تعریف‌شده را فراهم می‌نماید. اهداف سازه‌ای اغلب به دو دسته اصلی تقسیم‌بندی می‌شوند: ایمنی و قابلیت بهره‌برداری. با ترکیب متفاوت از الزامات ایمنی و قابلیت بهره‌برداری، طرح‌های متعادل می‌توانند ارزیابی گردند. تعدادی از کارهای انجام‌شده در زمینه طراحی بر اساس عملکرد در ادامه ارائه شده است.

**قلی‌زاده** طراحی لرزه‌ای بهینه بر اساس عملکرد سازه‌های فولادی با الگوریتم بهبودیافته شب‌تاب و شبکه عصبی را مطرح کرده است [۱]. در این مطالعه دو استراتژی محاسباتی ارائه شده است. در اولین استراتژی الگوریتم بهبودیافته شب‌تاب، به‌منظور یافتن طرح‌های لرزه‌ای بهینه بر اساس عملکرد در سطوح عملکردی معرفی شده است. در استراتژی دوم شبکه عصبی، جهت کاهش هزینه محاسباتی در پیش‌بینی مؤثر نتایج تحلیل پوش‌آور در فرآیند بهینه‌سازی طرح شده است.

**شعیبی و همکاران**، روشی جدید در طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد برای سازه‌های با سیستم فیوز سازه‌ای را مطرح نموده‌اند [۲]. در این پژوهش، با استفاده از روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد، یک رویکرد ساده و با دقت بالا برای طراحی سیستم‌های دوگانه معرفی شده است.

**گنج‌تورک<sup>۲</sup> و همکاران**، ارزیابی پایداری چرخه عمر ساختمان‌های بتن‌آرمه را در مناطق لرزه‌خیز بررسی کرده‌اند [۳]. در این تحقیق پایداری در مراحل متنوع زمان حیات یک ساختمان بتن‌آرمه به لحاظ هزینه و از کارافتادگی، اثرات محیط زیستی و مرگ‌ومیر ارائه شده است. اجزای سازه‌ای مطابق با روش مهندسی زلزله مبتنی بر عملکرد ارزیابی شده‌اند.

**بسیم و استکانچی**، کاربرد روش زمان پایداری در طراحی بهینه بر اساس عملکرد سازه‌ها را معرفی نمودند [۴]. روش زمان پایداری به‌عنوان یک ابزار ارزیابی تحلیلی به‌دلیل سازگاری آن در تخمین رفتار با یک نیاز محاسباتی مقرون‌به‌صرفه به‌کار گرفته شده است.

در مطالعه **ژای<sup>۳</sup>**، روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد به‌گونه‌ای اصلاح شد که در ساختمان‌های بلند با قاب‌های مقاوم در برابر خمش با چندین درجه آزادی، بتوان اثر مدهای بالا و سختی پس از تسلیم را در نظر گرفت [۵].

<sup>2</sup> Gencturk

<sup>3</sup> Zhai

<sup>1</sup> Collapse



فتاحی و واعظ، بهینه‌سازی وزن قاب‌های مهاربندی‌شده و اگر را با روش طراحی بر اساس عملکرد انجام دادند [۶].

فتاحی و قلی‌زاده، شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با رویکرد بهینه‌سازی را بررسی نمودند. در این تحقیق علاوه بر کنترل در یافت در سطوح عملکرد از شاخص خسارت کل برای کنترل میزان آسیب لرزه‌ای استفاده شده است [۷].

قلی‌زاده و عبادی‌جلال، عملکرد مبتنی بر بهینه‌سازی توپولوژی قاب‌های فولادی را توسط الگوریتم فراکاوشی جدید بررسی نمودند [۸]. فرآیند بهینه‌سازی در این مقاله توسط الگوریتم بهینه‌سازی مرکز جرم صورت گرفته است.

قلی‌زاده و کامیاب، به مطالعه عملکرد قاب‌های فولادی بهینه بر اساس عملکرد پرداخته‌اند [۹].

ژانگ<sup>۱</sup> و تیان<sup>۲</sup>، هزینه قاب‌های خمشی بتنی مسلح چندطبقه را به روش طراحی مبتنی بر عملکرد، بهینه‌سازی نمودند [۱۰]. ساده‌سازی این روش با کاهش متغیرهای طراحی صورت گرفته است. در بخش دوم این مطالعه، برای تحلیل لرزه‌ای یک سازه، نیاز و ظرفیت آن نقش مهمی را ایفا می‌کنند. روش‌های بسیار زیادی وجود دارند که نیاز و ظرفیت سازه را برای تحریکات لرزه‌ای ارزیابی می‌نمایند. یکی از روش‌های متداول برای ارزیابی ظرفیت سازه تحلیل دینامیکی فزاینده است.

تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده نوعی تحلیل پارامتریک و بر مبنای آنالیز دینامیکی غیرخطی است. در این تحلیل، یک سازه تحت یک یا چند رکورد زمین‌لرزه که هر یک از این رکوردها تا رسیدن به یک شدت خاص از زمین‌لرزه مقیاس شده‌اند، قرار می‌گیرد. امروزه، تحلیل دینامیکی فزاینده یک ابزار دقیق برای تخمین ظرفیت سازه معرفی می‌شود. در این تحلیل مدل سازه‌ای تحت اثر تعدادی رکورد زمین‌لرزه، که از شدت کم به شدت زیاد مقیاس شده‌اند، قرار می‌گیرد. یکی از چالش‌هایی که در مسیر تحلیل وجود دارد، نحوه انتخاب رکوردها و تأثیر آن بر پاسخ‌ها و عدم قطعیت‌ها<sup>۳</sup> است. به‌منظور ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها، ضریبی تحت عنوان ضریب حاشیه فروریزش تعدیل‌شده مطابق با رویکرد آیین‌نامه FEMA-P695 ارائه شده است [۱۱]. در صورتی که ضریب حاشیه فروریزش تعدیل‌شده برای هر سازه بیش از ضریب حاشیه فروریزش ۲۰٪ باشد و همچنین ضریب حاشیه فروریزش میانگین برای گروه سازه‌ها بیش‌تر از ضریب حاشیه فروریزش ۱۰٪ باشد، سازه دارای حاشیه ایمنی قابل قبول خواهد بود.

[۱۲-۱۴]. در این مطالعه همچنین از روش طیف ظرفیت که به‌طور مشترک تحلیل استاتیکی غیرخطی و طیف طراحی غیرخطی را در نظر می‌گیرد، برای تخمین حداکثر تغییرشکل کلی و موضعی پاسخ دینامیکی استفاده شده است. هدف از این تحقیق، مطالعه ظرفیت فروریزش قاب‌های مهاربندی همگرای ضربدری طراحی شده بر اساس عملکرد، با دهانه‌های متفاوت مهاربندی و مقایسه تأثیر موقعیت دهانه مهاربندی و همچنین تأثیر تعداد دهانه‌های مهاربندی بر ایمنی لرزه‌ای سازه‌های طراحی شده می‌باشد.

## ۲- روش تحقیق

در این مطالعه قاب‌های ۳، ۴ و ۵ دهانه ۱۰ طبقه مهاربندی فولادی با موقعیت‌های متفاوت قرارگیری مهاربند در دهانه‌های متفاوت در نرم‌افزار Opensees به‌صورت غیرخطی طراحی شدند. ضوابط هندسی و محدودیت‌های مقاومتی و عملکردی قاب‌های طراحی شده و سایر محاسبات صورت گرفته مانند محاسبه تغییرمکان هدف در نرم‌افزار متلب کنترل شده است. از تحلیل بار افزون برای به‌دست آوردن پاسخ‌های قاب‌ها در سطوح عملکردی استفاده شده است [۱۵ و ۱۶]. به‌منظور صحت سنجی در این تحقیق از مدل ارائه‌شده در پژوهش یوریز<sup>۴</sup> استفاده شده است [۱۷]. کنترل ضوابط نیرویی مطابق آیین‌نامه LRFD\_AISC و ضوابط عملکردی منطبق با آیین‌نامه 41-13-ASCE صورت گرفته است [۱۸ و ۱۹]. در نهایت میزان ظرفیت فروریزش قاب‌های مهاربندی طراحی شده نسبت به سطح خطر زلزله متوسط توسط تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) طبق ضوابط FEMA-P695 محاسبه شده است [۱۱]. در این تحقیق سه نوع قید در نظر گرفته خواهد شد. نوع اول قیده‌های هندسی است. در این قید باید ابعاد مقطع ستون بالایی از ستون پایینی کوچک‌تر یا مساوی باشند. همچنین در اتصال تیر به ستون، عرض بال تیر از عرض بال ستون کوچک‌تر یا مساوی باشد. قیود دوم مربوط به بررسی اعضای سازه‌ای در برابر بارهای ثقلی است.

## ۳- ضوابط اجرایی و طراحی مبتنی بر مقاومت

در این تحقیق، سه نوع قید در نظر گرفته خواهد شد. نوع اول قیده‌های اجرایی است. در این قید همانند شکل (۱) باید ابعاد مقطع ستون بالایی از ستون پایینی کوچک‌تر یا مساوی باشند. همچنین در اتصال تیر به ستون، عرض بال تیر از عرض بال ستون کوچک‌تر یا مساوی باشد.

<sup>4</sup> Uriz

<sup>1</sup> Zhang

<sup>2</sup> Tian

<sup>3</sup> Uncertainty



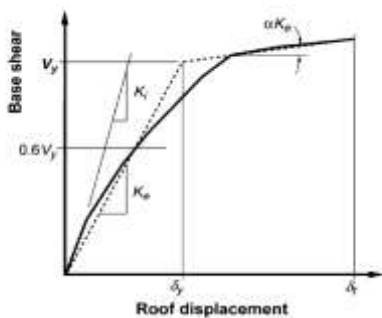
بی‌وقفه برای سطح عملکرد ۵۰٪ در ۵۰ سال می‌باشد [۱۹]. به‌منظور کنترل سازه در سطوح مختلف عملکردی از تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بار افزون)، استفاده شده است. به‌طوری‌که بار جانبی تحت یک الگوی خاص گام به گام افزایش می‌یابد تا زمانی که جابه‌جایی نقطه کنترل به تغییر مکان هدف برسد. در این حالت سازه تحت ترکیب بار ثقلی در تحلیل لرزه‌ای به صورت رابطه (۵) مورد بررسی قرار خواهد گرفت:

$$Q_G^{PBD} = 1.0 Q_D + 0.25 Q_L \quad (5)$$

در آنالیز پوش‌آور مدهای شکل نرمالیزه شده به‌عنوان الگوی بارگذاری جانبی در نظر گرفته می‌شود و تحلیل تا زمانی که تغییر مکان نقطه هدف سازه به ۱/۵ برابر تغییر مکان هدف آستانه فروریزش برسد، ادامه پیدا می‌کند. تغییر مکان هدف بر اساس ASCE 41-13 با استفاده از رابطه (۶) محاسبه می‌شود:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (6)$$

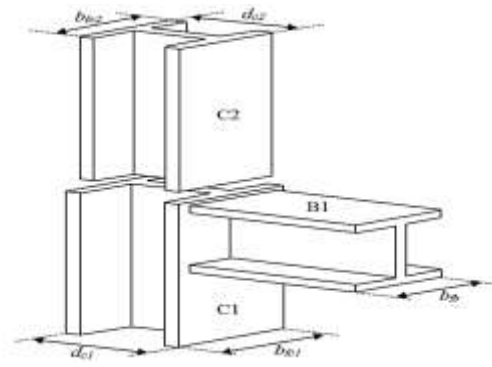
که در آن ( $T_e$ ) زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان در امتداد مورد بررسی مطابق رابطه (۷)، ( $C_0$ ) ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چنددرجه آزادی، ( $C_1$ ) ضریب تبدیل تغییر مکان طیفی خطی به تغییر مکان حداکثر غیرخطی است و ضریب ( $C_2$ ) اثر کاهش سختی و افت مقاومت اجزای سازه را بر تغییر مکان نقطه هدف اعمال می‌کند. مقدار تمامی این ضرایب مطابق ضوابط ASCE 41-13 در مطالعه حاضر اعمال شده‌اند. همچنین ( $S_a$ ) شتاب طیفی به‌ازای زمان تناوب اصلی مؤثر ( $T_e$ ) است. مقدار ( $T_e$ ) بر اساس رابطه (۷) و شکل (۲)، محاسبه شده است [۱۹ و ۲۰]:



شکل ۲- منحنی ساده‌شده نیرو-تغییر مکان

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (7)$$

که در آن ( $T_i$ ) پریود اصلی الاستیک سازه، ( $K_i$ ) و ( $K_e$ ) به‌ترتیب سختی جانبی ارتجاعی و سختی جانبی مؤثر مطابق شکل (۲) می‌باشد. مقدار ( $S_a$ ) برای هر یک از سطوح عملکردی مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم محاسبه می‌شود. شتاب



شکل ۱- ارتباط بین هندسه اعضای سازه در یک اتصال

ضابطه دوم مربوط به بررسی اعضای سازه‌ای در برابر بارهای ثقلی است. در این حالت قاب تحت ترکیب بار طبق رابطه (۱) مورد بررسی قرار خواهد گرفت:

$$Q_G = 1.2 Q_D + 1.6 Q_L \quad (1)$$

در آن ( $Q_D$ ) بار مرده برابر با ۲۵۰۰ کیلوگرم بر متر و بار زنده ( $Q_L$ ) برابر با ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر است.

مطابق معیار LRFD-AISC هر المان قاب خمشی باید ضوابط (۲) و (۳) را ارضا کند [۱۸]:

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 : \quad \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0 \quad (2)$$

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 : \quad \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) - 1 \leq 0 \quad (3)$$

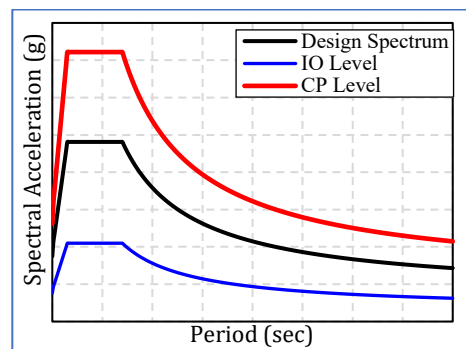
که در آن ( $P_n$ ) مقاومت اسمی محوری مورد نیاز، ( $P_u$ ) مقاومت محوری موجود یا در دسترس، ( $\phi_c$ ) ضریب مقاومت برای فشار، ( $M_n$ ) مقاومت خمشی اسمی مورد نیاز، ( $M_{ux}$ ) و ( $M_{uy}$ ) مقاومت خمشی در دسترس یا موجود عضو و ( $\phi_b$ ) ضریب کاهش مقاومت خمشی است ( $\phi_c = \phi_b = 0.9$ ).

همچنین هر المان مهاربند نیز باید ضابطه (۴) را ارضا نماید:

$$\frac{P_u}{\phi_{br} P_{br}} - 1 \leq 0 \quad (4)$$

که در آن ( $P_{br}$ ) مقاومت اسمی محوری مورد نیاز، ( $P_u$ ) مقاومت محوری موجود یا در دسترس و ( $\phi_{br}$ ) ضریب مقاومت برای کشش و فشار در المان مهاربند که برابر با ۰/۹ است و اعضای فشاری و کششی باید قید مورد نظر را ارضا کنند. ضوابط طراحی هر هدف عملکردی بر اساس ASCE 41-13 در نظر گرفته می‌شود. اهداف عملکردی پیش‌گیری از فروریزش، برای سطح خطر ۲٪ در ۵۰ سال، ایمنی جانبی ۱۰٪ در ۵۰ سال و قابلیت استفاده

به دست آمده از طیف استاندارد ۲۸۰۰ متناظر سطح ایمنی جانی است. جهت محاسبه مقدار شتاب طیف در سطح IO و CP از رابطه‌های (۸) و (۹) استفاده شده است [۱۹ و ۲۰].



شکل ۳- شتاب طیف در سطوح عملکردی

که در آن (Z) مدول مقطع پلاستیک، ( $F_{ye}$ ) تنش تسلیم مورد انتظار فولاد، (l) طول عضو، (E) مدول الاستیسیته، (P) و ( $P_{ye}$ ) به ترتیب نیروی محوری ستون در سطح مورد نظر و نیروی محوری تسلیم مورد انتظار ستون هستند. مقادیر مجاز دوران پلاستیک ستون‌ها در سطوح مختلف عملکرد با توجه به نسبت P/PCL و نسبت عرض به ضخامت مقاطع آن‌ها طبق ضوابط جدول ۶-۹ آیین‌نامه 41-13 ASCE تعیین می‌شود. که  $P_{CL}$  حد پایین مقاومت محوری ستون است. با نزدیک شدن بار محوری موجود در ستون به مقدار مقاومت محوری ستون، احتمال کمناش کلی عضو افزایش می‌یابد. از آنجاکه کمناش جزو شکست‌های ترد محسوب می‌شود، رویکرد آیین‌نامه‌های طراحی بر اساس عملکرد، ممانعت از وقوع آن است. لذا در صورت افزایش نسبت P/PCL از مقدار ۰/۵، عضو توسط نیرو، کنترل خواهد شد و کنترل دوران در ستون صحیح نخواهد بود. لذا رابطه (۱۳) توسط ASCE 41-13 پیشنهاد شده است [۱۹].

$$\text{for } \frac{P}{P_{CL}} > 0.5 ; \quad (13)$$

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} + \frac{M_{UX}}{M_{CLX}} + \frac{M_{UY}}{M_{CLY}} \leq 1$$

( $M_{UX}$ ) و ( $M_{UY}$ ) به ترتیب لنگرهای خمشی موجود در ستون هستند و از آنالیز به دست می‌آیند. ( $M_{CLX}$ ) و ( $M_{CLY}$ ) حدود پایین مقاومت خمشی ستون حول محورهای X و Y هستند. همچنین قیود مربوط به تغییر مکان محوری بادن‌ها مطابق رابطه (۱۴) اعمال می‌شود:

$$g_3 = \frac{\Delta_b^i}{(\Delta_b^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i=IO, LS, CP \quad (14)$$

در آن ( $\Delta_b$ ) تغییر مکان محوری مهاربندها و ( $(\Delta_b)_{all}$ ) تغییر مکان مجاز محوری آن‌ها در سطح مورد نظر می‌باشد که مطابق جدول ۷-۹ از آیین‌نامه 41-13 ASCE و با توجه به نسبت عرض آزاد به ضخامت بادن‌ها در نظر گرفته می‌شوند. برای مهاربندهایی که تحت کشش هستند، این مقادیر ثابت بوده و از جدول (۱) محاسبه می‌شود [۱۹].

جدول ۱- مقادیر مجاز تغییر مکان محوری بادن‌ها در کشش

Performance Level	تغییر مکان محوری مجاز کششی
IO	$0.5 \Delta_T$
LS	$8.0 \Delta_T$
CP	$11.0 \Delta_T$

$$S_i = S_{i10/50} \left( \frac{P_R}{475} \right)^n \quad (8)$$

$$S_{2/50} = S_{10/50} \left( \frac{3}{2} \right) \quad (9)$$

که در آن ( $S_{i10/50}$ ) شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، ( $P_R$ ) دوره بازگشت زلزله در سطح خطر مربوطه، ( $S_{2/50}$ ) شتاب متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش و ( $n$ ) ضریب منطقه می‌باشد که برابر با ۰/۴۴ است. در گام بعد بر اساس رویکرد طراحی مبتنی بر عملکرد، سازه در هر یک از سطوح عملکردی از نظر بیشینه نسبت تغییر مکان جانبی طبقات و حداکثر میزان تغییر شکل اعضا کنترل می‌شود. نهایتاً فرمول‌بندی مسئله طراحی بر اساس عملکرد قاب‌های مهاربندی همگرای فولادی را می‌توان به صورت زیر ارائه نمود؛ ضوابط مربوط به دررفت طبقات برای هر یک از سطوح عملکردی مطابق فرمول (۱۰) می‌باشد:

$$g_1 = \frac{\Delta^i}{(\Delta^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i=IO, LS, CP \quad (10)$$

که در آن ( $\Delta$ ) دررفت طبقات و ( $(\Delta)_{all}$ ) دررفت مجاز طبقات است. مقادیر مجاز دررفت نسبی طبقات در سه سطح IO, LS, CP با توجه به FEMA-356 به ترتیب برابر با ۰/۰۰۵ و ۰/۰۱۵ و ۰/۰۲ در نظر گرفته شده است [۲۰]. همچنین قیود مربوط به چرخش پلاستیک اعضا مطابق فرمول (۱۱) اعمال می‌شود:

$$g_2 = \frac{\theta^i}{(\theta^i)_{all}} - 1 \leq 0 \quad i=IO, LS, CP \quad (11)$$

که در آن ( $\theta$ ) چرخش پلاستیک اعضا در هر سطح عملکردی و ( $\theta_y$ ) مطابق فرمول (۱۲) بر اساس ASCE 41-13 محاسبه می‌شود:



که  $(\Delta_C)$  و  $(\Delta_T)$  تغییر مکان محوری مورد انتظار در فشار و کشش هستند. در جدول ۷-۹ از آیین نامه ASCE 41-13 ضوابطی برای کنترل ستون‌هایی که تحت اثر نیروهای کششی قرار دارند، ارائه شده است. تغییر طول محوری این ستون‌ها با توجه به رابطه (۱۴) در طراحی لحاظ شده است. مقادیر مجاز تغییر مکان محوری ستون‌ها در کشش مطابق جدول (۲) محاسبه می‌شود [۱۹].

جدول ۲- مقادیر مجاز تغییر مکان محوری ستون‌ها در کشش

Performance Level	تغییر مکان محوری مجاز	
	کششی	
IO	0.5 $\Delta_T$	
LS	6.0 $\Delta_T$	
CP	7.0 $\Delta_T$	

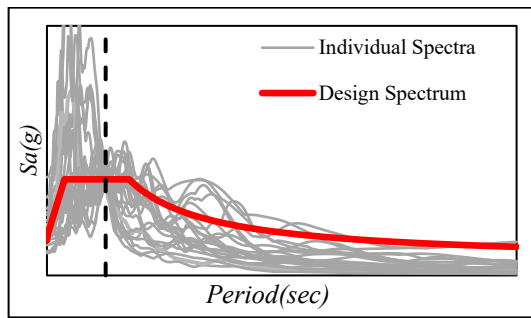
### ۳-۱- ارزیابی ایمنی لرزه‌ای

یکی از روش‌های مستدل جهت ارزیابی لرزه‌ای سیستم‌های ساختمانی، بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه بر اساس ظرفیت فروریزش آن است. آیین نامه FEMA-P695 رویکرد کارآمدی بر اساس تئوری تحلیل‌های دینامیکی افزایشنده (IDA) به منظور ارزیابی ایمنی لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش سازه‌ها ارائه می‌دهد [۱۱]. این رویکرد نیازمند تحلیل‌های تاریخچه زمانی متعددی است که با استفاده از رکورد‌های مقیاس شده در جدول (۳) ارائه شده و در این تحقیق بر اساس سطح خطر بزرگ‌ترین زلزله مورد انتظار، انجام می‌پذیرد. در حقیقت تحلیل دینامیکی افزایشنده، تکنیکی است که تأثیر شدت حرکت زمین بر پارامترهای تقاضای مهندسی (تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، دوران اعضا، برش پایه و ...) تا لحظه فروریزش سازه را مورد بررسی قرار می‌دهد. مقصود از لحظه فروریزش در قاب‌های مهاربندی فولادی، زمانی است که یکی از شرایط زیر محقق شود:

- حداکثر نسبت تغییر مکان جانبی طبقات از ۰.۵٪ تجاوز کند.
- کاهش شیب منحنی IDA به کم‌تر از ۲۰٪ متوسط شیب اولیه منحنی.
- عدم همگرایی در آنالیز

به منظور مقیاس کردن رکورد‌های ارائه شده در جدول (۳)، طیف هر یک از رکورد‌ها ترسیم می‌شود و نسبت شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب به دست آمده سازه از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ به شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب به دست آمده از طیف

رکورد، محاسبه می‌شود و جهت اعمال به سازه در رکورد مورد نظر ضرب می‌شود (شکل (۴)) [۲۱].



شکل ۴- مقیاس کردن رکورد‌ها به طیف طراحی

در گام بعدی فرآیند ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، با استفاده از مقادیر شدت متناظر با سطح فروریزش هر رکورد که توسط تحلیل‌های دینامیکی افزایشنده به دست می‌آیند، منحنی شکنندگی که بیانگر احتمال فروریزش متناظر با شدت‌های مختلف است، تولید می‌شود. بدین منظور با برازش یک تابع توزیع تجمعی نرمال بر داده‌های مرتبط با سطح فروریزش می‌توان احتمال فروریزش را به ازای شتاب‌های طیفی متفاوت، محاسبه و منحنی شکنندگی را ترسیم نمود. مطابق با FEMA-P695 نسبت محدوده فروریزش (CMR)<sup>۱</sup> برابر است با نسبت شتاب میانه فروریزش ( $\hat{S}_{CT}$ ) به شدت بزرگ‌ترین زلزله محتمل ( $S_{MT}$ )<sup>۲</sup> که به صورت رابطه (۱۵) ارائه شده است [۱۱].

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (15)$$

در رابطه فوق ( $\hat{S}_{CT}$ ) شتابی است که در آن ۵۰٪ رکورد‌های زلزله منجر به رسیدن سازه به سطح فروریزش می‌شوند و ( $S_{MT}$ ) شتاب طیفی متناظر با بزرگ‌ترین زلزله مورد انتظار در زمان تناوب مود اول<sup>۳</sup> سازه است. نسبت محدوده فروریزش به نوعی میزان ضریب اطمینان نسبت به فروریزش را نشان می‌دهد. بنابراین واضح است که مقادیر بزرگ‌تر CMR نشان‌دهنده سطح بالاتری از ایمنی نسبت به فروریزش است. ظرفیت فروریزش و محاسبه محدوده فروریزش به شدت تحت تأثیر محتوای فرکانسی و شکل طیف مجموعه رکورد‌ها به ویژه رکورد‌های قوی، قرار دارد. به منظور لحاظ نمودن این اثرات مقادیر CMR به دست آمده با اعمال ضریب اصلاح SSF متناظر با شکل پذیری و زمان تناوب سازه با توجه به مقادیر موجود آن در FEMA-P695، که تابعی از پرید

<sup>1</sup> Collapse Margin Ratio

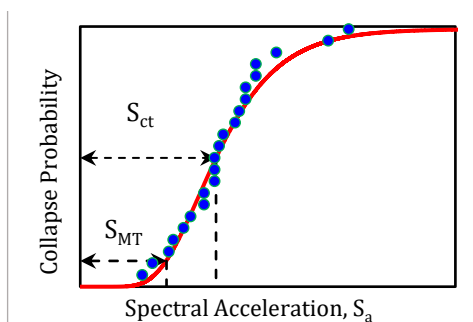
<sup>2</sup> Maximum Considered Earthquake

<sup>3</sup> Fundamental Period

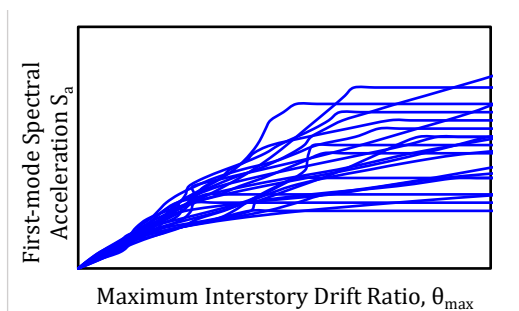
به احتمال فروریزش مرتبط می‌سازد. تابع شکنندگی، یک احتمال شرطی است، به طوری که احتمال خرابی یک سازه را در سطح معینی از خرابی یا فراتر از آن را به‌ازای یک شدت زلزله معین بیان می‌کند. این احتمال شرطی به صورت زیر بیان می‌شود [۱۱].

$$P_f = P[LS|IM = y] \quad (18)$$

که در رابطه فوق (LS) حالت حدی یا سطح خرابی سازه و (IM) اندازه شدت زلزله است که به‌ازای یک مقدار مشخص  $y$  تعیین می‌شود. این فرمول‌بندی احتمال فراگذشت حالت معینی از سازه از حالت حدی تعیین شده در یک شدت زلزله معین را بیان می‌کند. ارزیابی فروریزش سازه‌ها بر اساس تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی صورت می‌گیرد و منحنی‌های شکنندگی و حاصل تحلیل دینامیکی افزایشی<sup>۳</sup> هستند که در ادبیات فنی با عنوان تحلیل IDA بیان می‌شوند (شکل (۶)).



شکل ۵- منحنی شکنندگی حاصل از نتایج تحلیل‌های دینامیکی فراینده



شکل ۶- نمودار تحلیل دینامیکی فراینده

سازه در مود اول و شکل‌پذیری سازه است، به مقادیر ACMR تبدیل می‌شوند (رابطه (۱۶)).

$$ACMR = SSF \times CMR \quad (16)$$

علاوه بر این، یکی دیگر از عوامل مؤثر در ارزیابی ایمنی لرزه‌ای سازه، وجود پارامترهای غیرقطعی نظیر عدم قطعیت‌های مرتبط با رکوردهای زلزله ( $\beta_{RTR}$ )، ضوابط و الزامات طراحی ( $\beta_{DR}$ )، داده‌های آزمایشگاهی ( $\beta_{TD}$ ) و صحت مدل‌سازی ( $\beta_{MDL}$ ) هستند و جهت لحاظ‌نمودن اثر عدم قطعیت‌های فوق، پارامتر ( $\beta_{TOT}$ ) مطابق رابطه (۱۷) ارائه شده است.

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (17)$$

شکل منحنی شکنندگی و مقادیر مجاز و قابل‌پذیرش ACMR به شدت متأثر از عدم قطعیت‌های ذکر شده هستند. در تحقیق پیش‌رو مقادیر  $\beta_{RTR}$ ،  $\beta_{DR}$ ،  $\beta_{TD}$  و  $\beta_{MDL}$  به ترتیب ۰/۴، ۰/۱، ۰/۲ و ۰/۲ مطابق مقادیر ارائه شده در FEMA P695 در نظر گرفته شده‌اند. بدین ترتیب پس از محاسبه ضریب CMR بر اساس تئوری منحنی‌های شکنندگی و به دست آوردن ضریب ACMR مطابق با پریود و شکل‌پذیری سازه، می‌بایست مقادیر ACMR محاسبه شده را با مقادیر مجاز و قابل‌پذیرش ارائه شده در FEMA-P695 که تابعی از عدم قطعیت‌های ذکر شده است، مقایسه نمود. در نهایت عملکرد سازه‌ای قابل قبول و مورد پذیرش است که میزان ضریب ACMR برای آن بزرگ‌تر از مقادیر مجاز آیین‌نامه باشد. بدیهی است که با وجود عدم قطعیت‌های (ذاتی و شناختی) موجود در مقاومت مصالح و بارگذاری سازه، پیش‌بینی دقیق شرایط و رفتار سازه کار دشواری است. بر این اساس روش‌های احتمالاتی مانند منحنی‌های شکنندگی<sup>۱</sup> با در نظر گرفتن ماهیت غیرقطعی پارامترهای طراحی، اطلاعاتی بر پایه احتمالات ارائه می‌دهند که وضعیت سازه را به صورت جامع، واضح و واقع‌بینانه توصیف می‌کند. معمولاً در علم مهندسی سازه و زلزله جهت بیان احتمال فروریزش سازه از منحنی‌های شکنندگی استفاده می‌کنند (شکل (۵)). منحنی‌های شکنندگی فروریزش، ابزاری هستند که احتمال فروریزش سازه را به‌ازای شدت‌های مختلف زلزله بیان می‌کنند. به عبارت دیگر با استفاده از این منحنی‌ها می‌توان گفت که به‌ازای هر سطح از شتاب طیفی، احتمال وقوع فروریزش به چه میزان است. یک منحنی شکنندگی می‌تواند از طریق تابع توزیع تجمعی (CDF)<sup>۲</sup>، با استفاده از داده‌های فروریزش نتایج تحلیل IDA تعریف شود، که شدت زمین لرزه را

<sup>3</sup> Incremental Dynamic Analysis

<sup>1</sup> Fragility Curve

<sup>2</sup> Cumulative Distribution Function



جدول ۳- رکوردهای مورد استفاده در تحلیل دینامیکی فزاینده

No.	Earthquake		
	M	Year	Name
1	6.7	1994	Northridge
2	6.7	1994	Northridge
3	7.1	1999	Duzce, Turkey
4	7.1	1999	Hector Mine
5	6.5	1979	Imperial Valley
6	6.5	1979	Imperial Valley
7	6.9	1995	Kobe, Japan
8	6.9	1995	Kobe, Japan
9	7.5	1999	Kocaeli, Turkey
10	7.5	1999	Kocaeli, Turkey
11	7.3	1992	Landers
12	7.3	1992	Landers
13	6.9	1989	Loma Prieta
14	6.9	1989	Loma Prieta
15	7.4	1990	Manjil, Iran
16	6.5	1987	Superstition Hills
17	6.5	1987	Superstition
18	7	1992	Cape Mendocino
19	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan
20	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan
21	6.6	1971	San Fernando
22	6.5	1976	Friuli, Italy

#### ۴- یافته‌ها

در این بخش به بیان نتایج مدل‌های عددی جهت بررسی فرایند ارائه‌شده در این تحقیق پرداخته خواهد شد. مطالب این بخش را می‌توان به دو بخش کلی زیر تقسیم نمود:

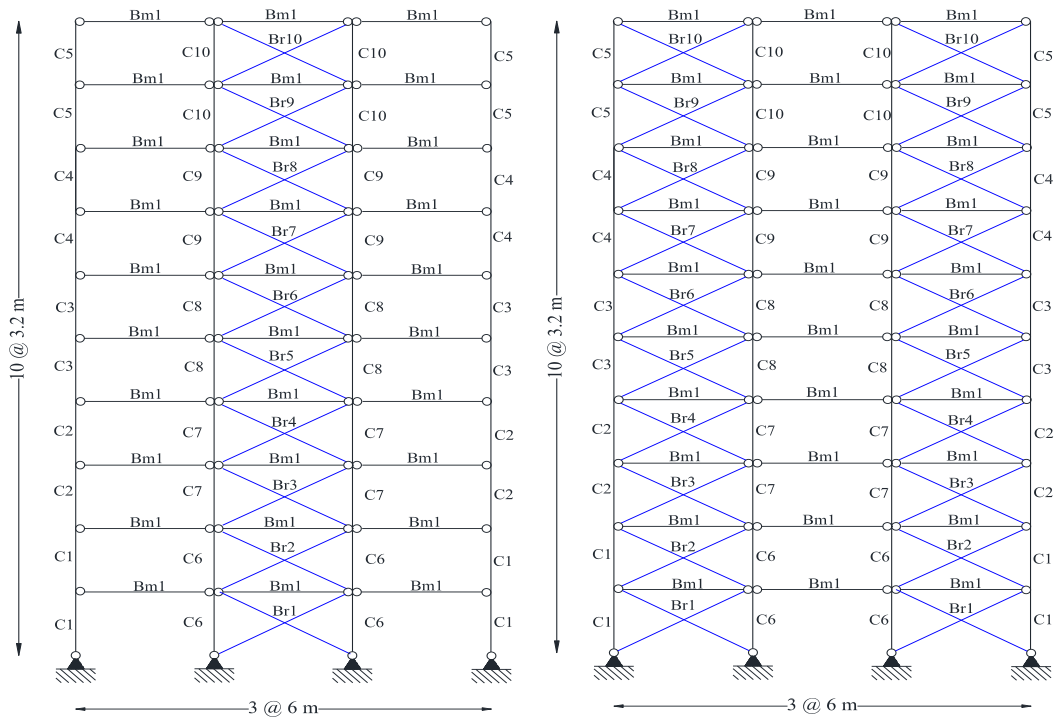
- طراحی بر اساس مقاومت و عملکرد قاب‌های مهاربندی فولادی مورد مطالعه
- بررسی ظرفیت لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی فولادی طراحی شده

در این بخش قاب‌های فولادی مهاربندی شده با تعداد دهانه‌های با موقعیت‌های مختلف قرارگیری مهاربند در دهانه‌های متفاوت طراحی می‌شوند. برای نشان‌دادن تأثیر جانمایی مهاربندها در ایمنی لرزه‌ای قاب‌های طراحی، قاب‌ها طوری طراحی شده‌اند که جابه‌جایی نسبی طبقات در سطح عملکردی سکونت فوری (IO) به مقدار مجاز قیدشده در FEMA-356 تقریباً مماس باشد. سازه‌های مورد بررسی در این مطالعه قاب‌های ۳، ۴ و ۵ دهانه هستند که در همه آن‌ها اتصال تیر به ستون‌ها به‌صورت مفصلی است؛ طول دهانه‌ها ثابت و برابر با ۶ متر و ارتفاع طبقات برابر با ۳/۲ متر می‌باشد. در طراحی تیرها و ستون‌ها از مقاطع W و برای بادبندها از مقاطع HSS استفاده شده است. تنش تسلیم مقاطع مختلف  $F_y=344.74$  (MPa) است. برای تعریف مشخصات مقاطع

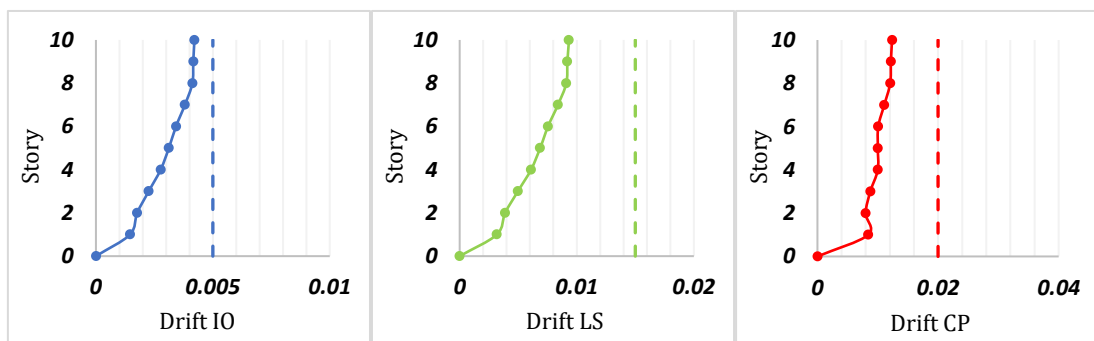
W، پس از تسلیم، ۳٪ درصد سخت‌شوندگی در نظر گرفته شده است. مدول الاستیسیته و وزن واحد حجم به‌ترتیب، برای تمامی اعضای فولادی برابر با (GPa) ۲۰۰ و  $(Kg/m^3)$  ۷۸۵۰ می‌باشد. همچنین مقادیر بار مرده و زنده به‌ترتیب ۲۵۰۰ و ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر است. عرض بارگیر تیرها در جهت عمود بر صفحه برابر با ۶ متر فرض شده است. از تحلیل غیرخطی استاتیکی (پوش‌آور) برای برآورد بارهای لرزه‌ای وارد بر سازه، استفاده شده است. در مدل‌سازی خطی المان‌های تیر و ستون از المان الاستیک ElasticBeamColumn و در مدل‌سازی غیرخطی از المان NonlinearBeamColumn برای معرفی المان ستون‌ها و جهت مدل‌سازی مهاربندها از المان CorotTruss استفاده شده است. همچنین مقاطع به‌صورت فایبر با دستور Fibersection ایجاد می‌شوند. مدل‌کردن رفتار غیرالاستیک مهاربندها دارای پیچیدگی‌های زیادی است؛ زیرا در مدل‌سازی مهاربندها باید به تأثیر متقابل تسلیم‌شدگی، کمانش کلی عضو، کمانش موضعی و شکست بر رفتار عضو توجه شود. مدل فایبر محوری خمشی نیاز به کالیبره‌کردن با نتایج آزمایشگاهی جهت تعیین تعداد مناسب المان در یک عضو بادبند، مقدار ناکاملی در میانه مهاربند و مقدار سخت‌شدگی ماده دارد. برای مدل‌نمودن مهاربند با این رویکرد باید المان را حداقل به دو قسمت تقسیم نموده و یک ناکاملی اولیه به مقدار ۰/۰۵٪ تا ۰/۱٪ در وسط آن اعمال نمود. در رویکرد فوق با توجه به افزایش تعداد المان در عضو مهاربند، زمان آنالیز غیرخطی افزایش قابل‌توجهی پیدا می‌کند. روش دیگر مدل‌سازی رفتار غیرخطی بادبند که در این مطالعه استفاده می‌شود، رویکرد مدل پدیدارشناختی مورد تأیید FEMA-274 نیز قرار دارد [۲۲ و ۲۳]. در این روش رفتار مهاربند در کشش و فشار مدل می‌شود که در آن نیروی فشاری پس‌کمانش بین ۲۰ تا ۴۰ درصد مقاومت کمانش بادبند می‌باشد. برای تعریف مصالح فولادی ستون از دستور Steel01 و مصالح فولادی بادبندها از دستور Uniaxial Material Hysteretic استفاده شده است.

#### ۴-۱- قاب‌های سه دهانه

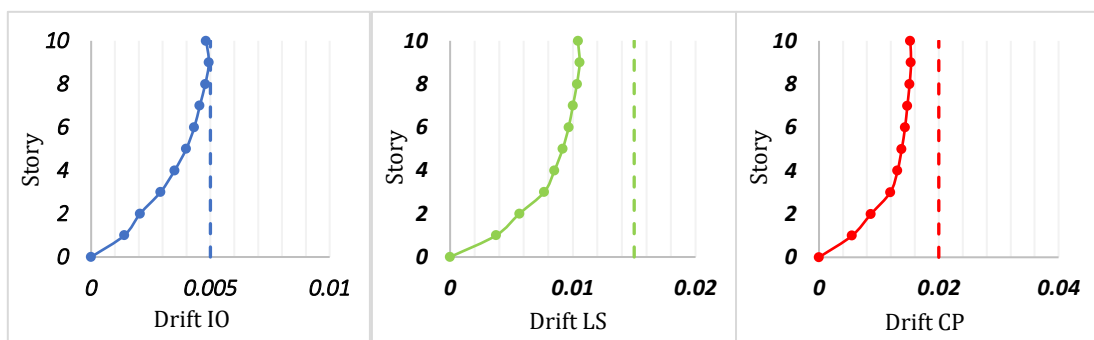
نحوه قرارگیری مهاربند در دهانه‌ها در شکل (۷) نشان داده شده است. همچنین نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی این قاب‌ها در شکل‌های (۸) و (۹) ارائه شده است. همچنین نمودارهای IDA و شکنندگی حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی در شکل‌های (۱۰) الی (۱۳) و نتایج عددی حاصل در جدول‌های (۴) و (۵) برای هر قاب به‌طور جداگانه آورده شده است.



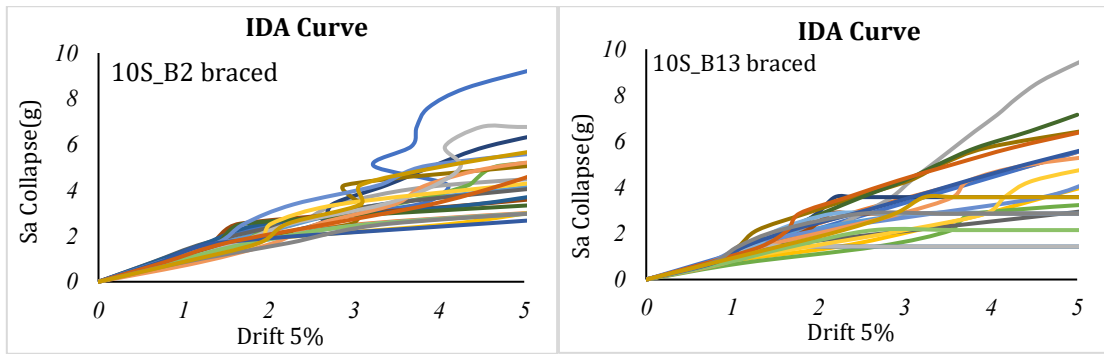
شکل ۷- قاب‌های سه دهانه مورد مطالعه



شکل ۸- منحنی دریفت قاب سه دهانه ۱۰ طبقه با دهانه وسط مهاربندی در سطوح عملکردی

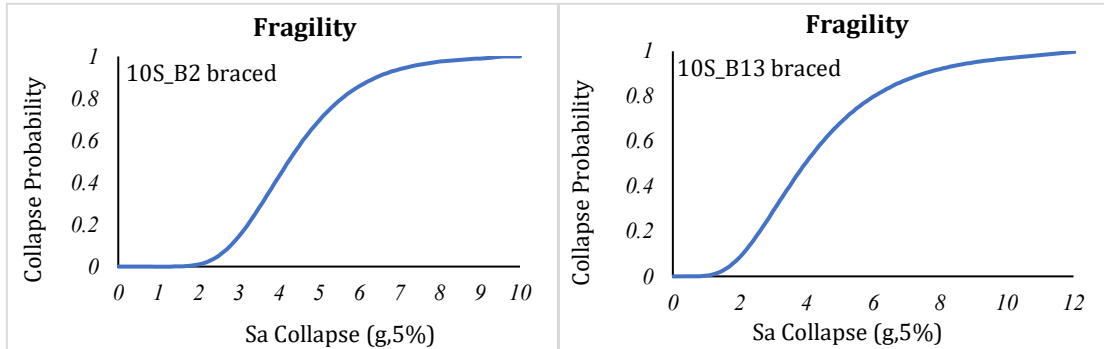


شکل ۹- منحنی دریفت قاب سه دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های کناری مهاربندی در سطوح عملکردی



شکل ۱۰- نمودار تحلیل دینامیکی افزایشنده قاب سه دهانه با دهانه‌های کناری مهاربندی

شکل ۱۱- نمودار تحلیل دینامیکی افزایشنده قاب سه دهانه با دهانه وسط مهاربندی



شکل ۱۲- منحنی شکنندگی قاب سه دهانه با دهانه‌های کناری مهاربندی

شکل ۱۳- منحنی شکنندگی قاب سه دهانه با دهانه وسط مهاربندی

جدول ۴- نتایج عملکرد لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قاب سه دهانه ۱۰ طبقه با دهانه وسط مهاربندی

C1	C2	C3	C4	C5	C6
W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X398
C7	C8	C9	C10	beam	
W14X233	W14X145	W14X74	W14X48	W12X35	
Br1	Br2	Br3	Br4	Br5	Br6
HSS10X10X.750	HSS10X10X.750	HSS10X10X.625	HSS6X6X.375	HSS9X9X.625	HSS9X9X.625
Br7	Br8	Br9	Br10		
HSS9X9X.625	HSS8X8X.500	HSS7X7X.625	HSS5X5X.500		
weight	Period(s)	Ductility	CMR	SSF	ACMR
43369	0.72	2.29	2.50	1.11	3.03

جدول ۵- نتایج عملکرد لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قاب سه دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های کناری مهاربندی

C1	C2	C3	C4	C5	C6
W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X211
C7	C8	C9	C10	beam	
W14X145	W14X82	W14X74	W14X48	W12X35	
Br1	Br2	Br3	Br4	Br5	Br6
HSS8X8X.625	HSS8X8X.625	HSS8X8X.500	HSS8X8X.500	HSS7X7X.625	HSS8X8X.500
Br7	Br8	Br9	Br10		
HSS8X8X.500	HSS6X6X.625	HSS5X5X.500	HSS4-1/2X4-1/2X.500		
weight	Period(s)	Ductility	CMR	SSF	ACMR
42186	0.88	4.13	2.77	1.29	3.57

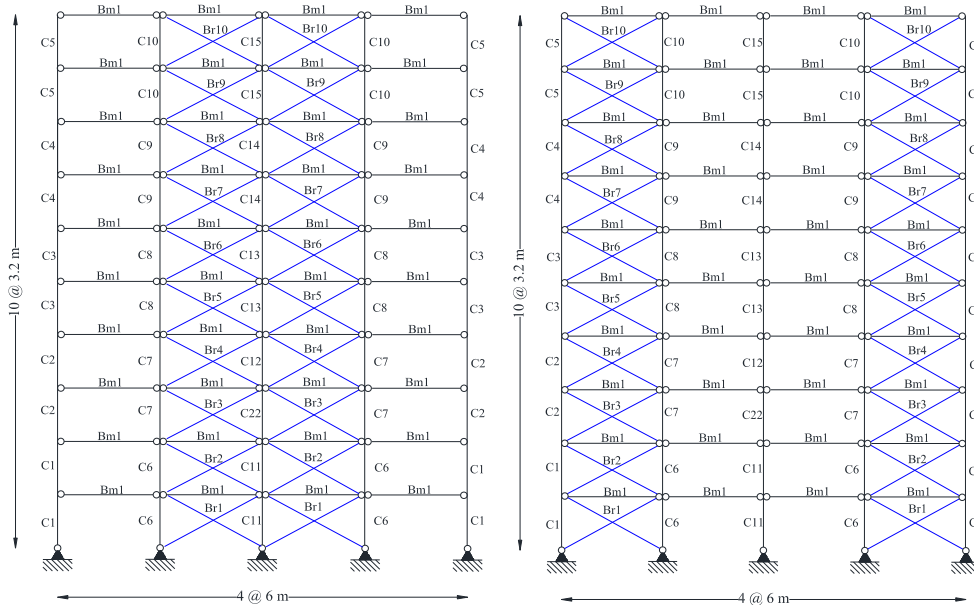
قاب، قاب با دهانه مهاربندی در دهانه‌های کناری دارای ظرفیت فروریزش بیش‌تری نسبت به قاب با مهاربند در دهانه وسط است.

با توجه به نتایج حاصل برای دو قاب ۱۰ طبقه سه دهانه با وزنی تقریباً برابر و عملکرد لرزه‌ای تقریباً یکسان با توجه به پاسخ‌های به‌دست‌آمده از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) برای دو

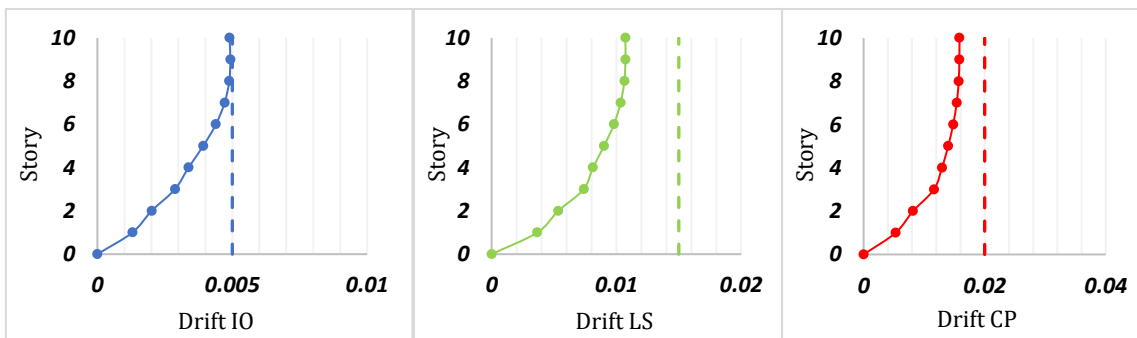
۴-۲- قاب‌های چهار دهانه

شده است. همچنین نمودارهای IDA و شکنندگی حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی در شکل‌های (۱۷) الی (۲۰) و نتایج عددی حاصل در جدول‌های (۶) و (۸) برای هر قاب به‌طور جداگانه آورده شده است.

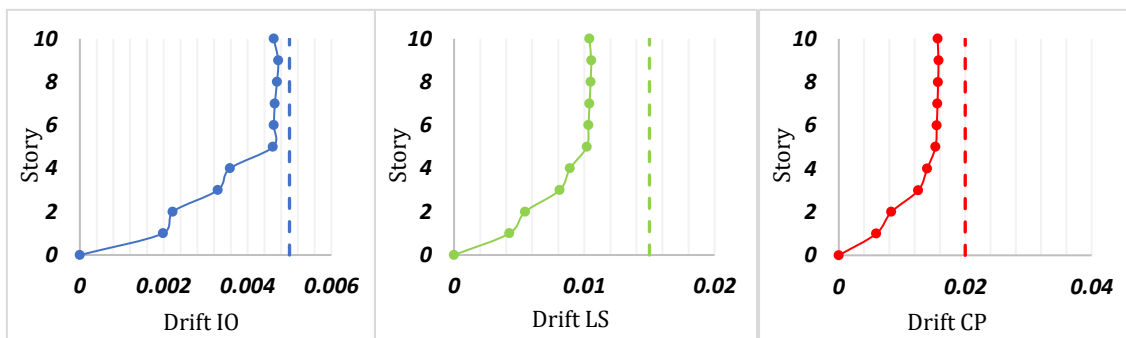
نحوه قرار گیری مهاربند در دهانه‌ها در قاب‌های چهار دهانه در شکل (۱۴) نشان داده شده است. نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی این قاب‌ها در شکل‌های (۱۵) و (۱۶) ارائه



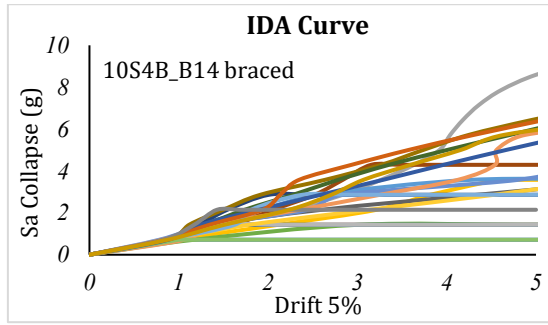
شکل ۱۴- قاب‌های چهار دهانه مورد مطالعه



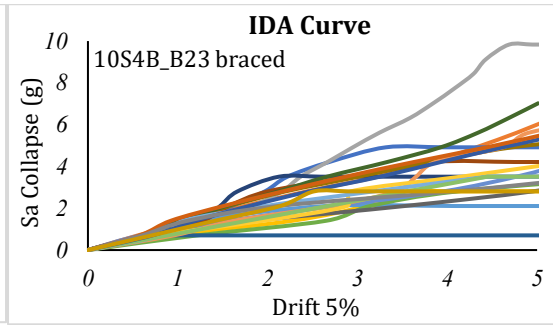
شکل ۱۵- منحنی دررفت قاب چهار دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های ۱ و ۴ مهاربندی در سطوح عملکردی



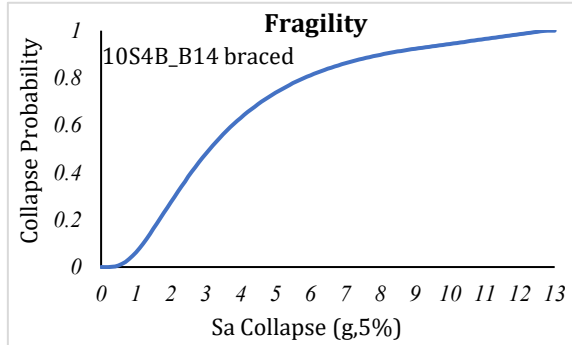
شکل ۱۶- منحنی دررفت قاب چهار دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های ۲ و ۳ مهاربندی در سطوح عملکردی



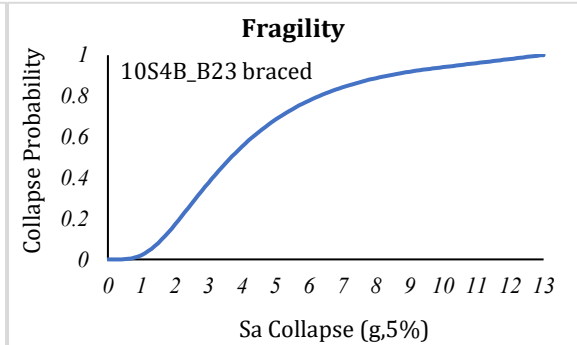
شکل ۱۸- نمودار تحلیل دینامیکی افزایشدهنده قاب چهار دهانه با دهانه‌های ۱ و ۴ مهاربندی



شکل ۱۷- نمودار تحلیل دینامیکی افزایشدهنده قاب چهار دهانه با دهانه‌های ۲ و ۳ مهاربندی



شکل ۲۰- منحنی شکنندگی قاب چهار دهانه با دهانه‌های ۱ و ۴ مهاربندی



شکل ۱۹- منحنی شکنندگی قاب چهار دهانه با دهانه‌های ۲ و ۳ مهاربندی

جدول ۶- نتایج عملکرد لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قاب چهار دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های ۱ و ۴ مهاربندی

C1	C2	C3	C4	C5	C6
W14X82	W14X68	W14X48	W14X48	W14X48	W14X193
C7	C8	C9	C10	C11	C12
W14X145	W14X82	W14X74	W14X74	W14X193	W14X145
C13	C14	C15	Beam		
W14X82	W14X74	W14X74	W12X35		
Br1	Br2	Br3	Br4	Br5	Br6
HSS10X10X.625	HSS9X9X.625	HSS8X8X.625	HSS9X9X.625	HSS9X9X.625	HSS9X9X.625
Br7	Br8	Br9	Br10		
HSS9X9X.625	HSS9X9X.625	HSS9X9X.625	HSS7X7X.625		
weight	Period(s)	Ductility	CMR	SSF	ACMR
58446	0.88	3.25	2.18	1.24	2.71

جدول ۷- نتایج عملکرد لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قاب چهار دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های ۲ و ۳ مهاربندی

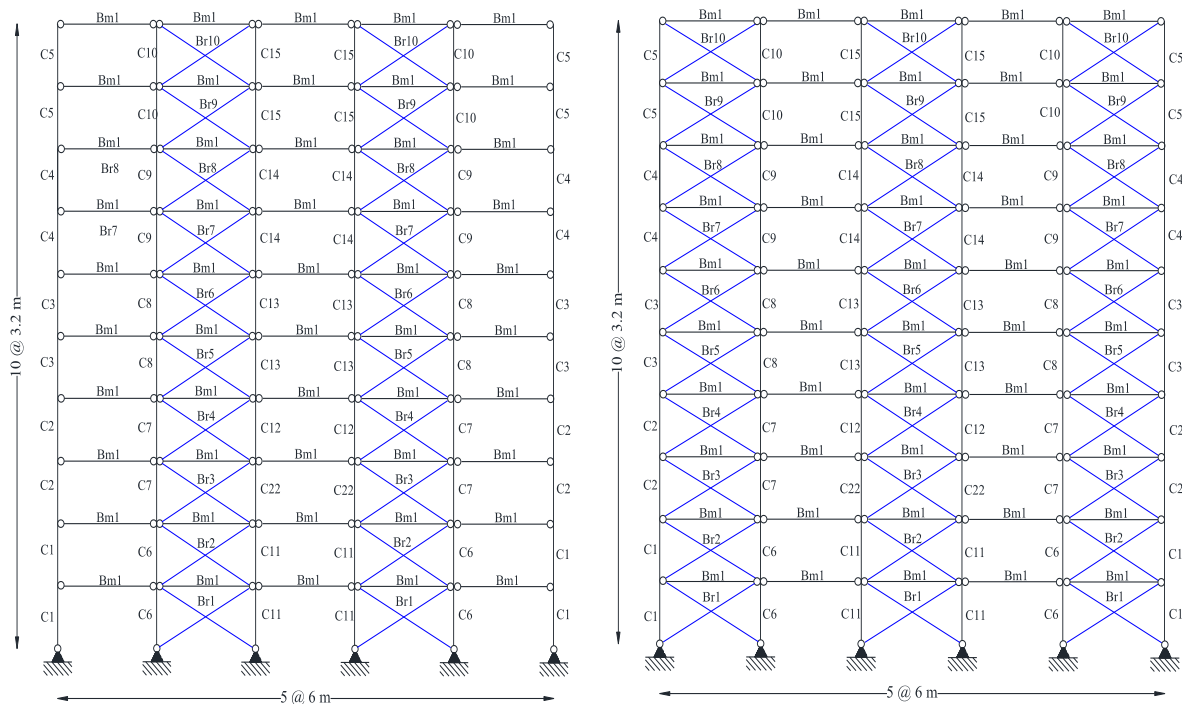
C1	C2	C3	C4	C5	C6
W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X48
C7	C8	C9	C10	C11	C12
W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X53	W14X53
C13	C14	C15	Beam		
W14X53	W14X53	W14X48	W12X35		
Br1	Br2	Br3	Br4	Br5	Br6
HSS12X12X.750	HSS10X10X.625	HSS8X8X.625	HSS8X8X.625	HSS9X9X.625	HSS7X7X.625
Br7	Br8	Br9	Br10		
HSS7X7X.625	HSS7X7X.625	HSS6X6X.625	HSS6X6X.625		
weight	Period(s)	Ductility	CMR	SSF	ACMR
47323	0.90	5.13	2.62	1.28	3.35



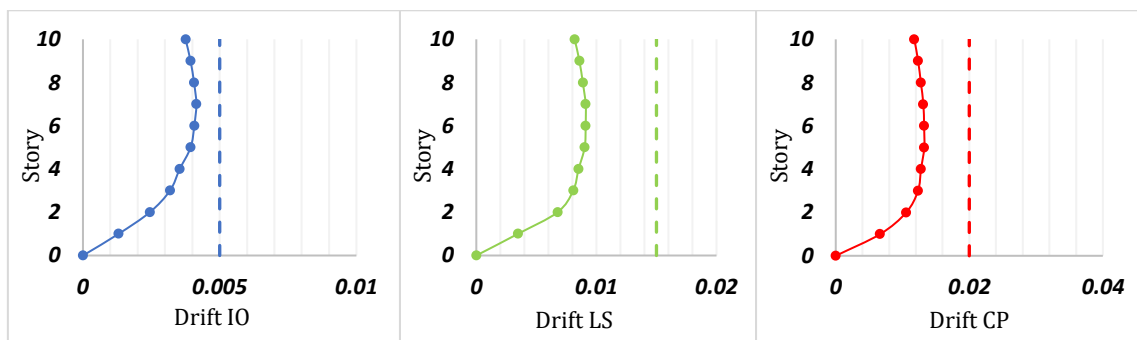
نحوه قرارگیری مهاربند در دهانه‌ها در قاب‌های پنج دهانه در شکل (۲۱) نشان داده شده است. نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی این قاب‌ها در شکل‌های (۲۲) و (۲۳) ارائه شده است. همچنین نمودارهای IDA و شکنندگی حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی در شکل‌های (۲۴) الی (۲۷) و نتایج عددی حاصل در جدول‌های (۸) و (۹) برای هر قاب به‌طور جداگانه آورده شده است.

با توجه به نتایج به‌دست‌آمده برای دو قاب ۱۰ طبقه چهار دهانه از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)، قاب با دهانه مهاربندی در دهانه دوم و سوم دارای ظرفیت فروریزش بیشتر و وزن کم‌تر نسبت به قاب با دهانه مهاربندی اول و چهارم است.

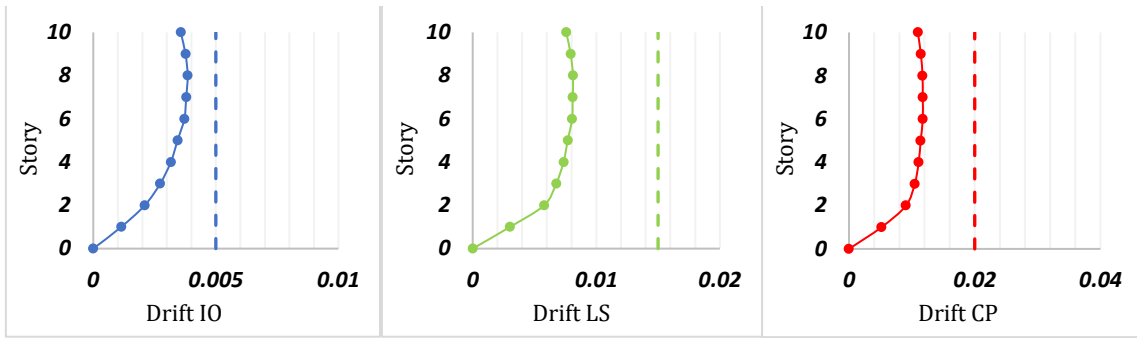
#### ۴-۳- قاب‌های پنج دهانه



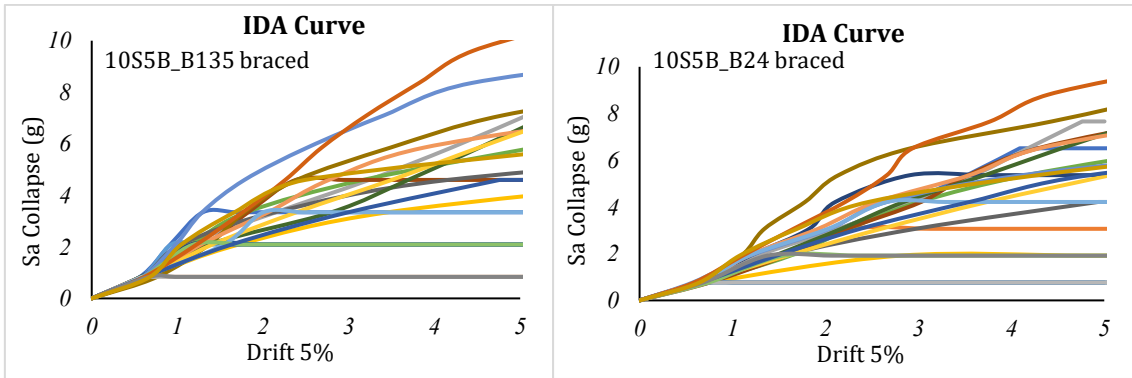
شکل ۲۱- قاب‌های پنج دهانه مورد مطالعه



شکل ۲۲- منحنی دریفت قاب پنج دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های ۲ و ۴ مهاربندی در سطوح عملکردی

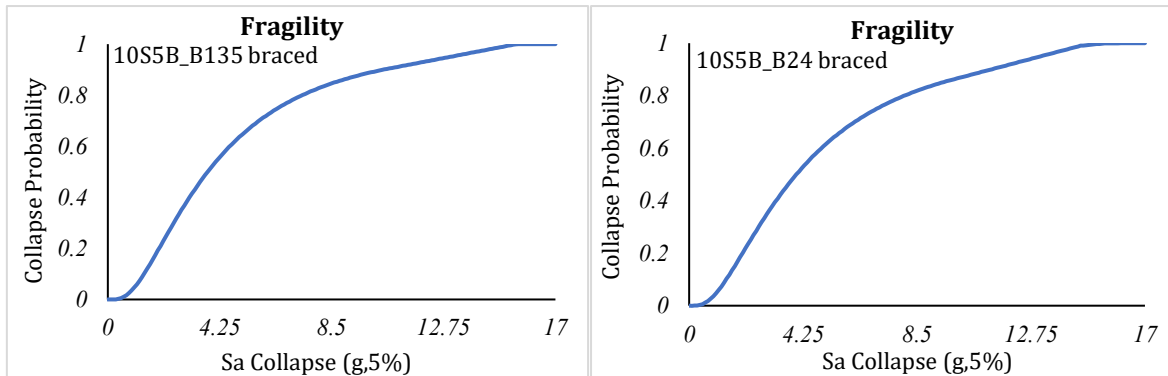


شکل ۲۳- منحنی دررفت قاب پنج دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های ۱، ۳ و ۵ مهاربندی در سطوح عملکردی



شکل ۲۴- نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی قاب پنج دهانه با دهانه‌های ۱، ۳ و ۵ مهاربندی

شکل ۲۵- نمودار تحلیل دینامیکی افزایشی قاب پنج دهانه با دهانه‌های ۲ و ۴ مهاربندی



شکل ۲۶- منحنی شکنندگی قاب پنج دهانه با دهانه‌های ۱، ۳ و ۵ مهاربندی

مهاربندی

مهاربندی

جدول ۸- نتایج عملکرد لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قاب پنج دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های ۲ و ۴ مهاربندی

C1	C2	C3	C4	C5	C6
W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X48
C7	C8	C9	C10	C11	C12
W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X53	W14X53
C13	C14	C15	Beam		
W14X48	W14X48	W14X48	W12X35		
Br1	Br2	Br3	Br4	Br5	Br6
HSS8X8X.625	HSS7X7X.625	HSS7X7X.625	HSS7X7X.625	HSS8X8X.500	HSS6X6X.625
Br7	Br8	Br9	Br10		
HSS6X6X.500	HSS5X5X.500	HSS5X5X.375	HSS4-1/2X4-1/2X.500		
weight	Period(s)	Ductility	CMR	SSF	ACMR
49759	0.81	3.80	2.61	1.27	3.31

جدول ۹- نتایج عملکرد لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش قاب پنج دهانه ۱۰ طبقه با دهانه‌های ۱، ۳ و ۵ مهاربندی

C1	C2	C3	C4	C5	C6
W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X48
C7	C8	C9	C10	C11	C12
W14X48	W14X48	W14X48	W14X48	W14X53	W14X53
C13	C14	C15	Beam		
W14X48	W14X48	W14X48	W12X35		
Br1	Br2	Br3	Br4	Br5	Br6
HSS8X8X.625	HSS7X7X.625	HSS7X7X.625	HSS7X7X.625	HSS8X8X.500	HSS6X6X.625
Br7	Br8	Br9	Br10		
HSS6X6X.500	HSS5X5X.500	HSS5X5X.375	HSS4-1/2X4-1/2X.500		
weight	Period(s)	Ductility	CMR	SSF	ACMR
53307	0.73	3.56	2.27	1.28	2.91

با توجه ارتفاع قاب‌ها و افزایش تعیین‌کنندگی جابه‌جایی نسبی طبقات در عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها، این قاب‌ها طوری طراحی شده‌اند که دریافت طبقات در سطح عملکردی سکونت فوری نزدیک به مقدار مجاز باشد. از مهم‌ترین نتایج این مطالعه می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

همه قاب‌های طراحی شده در این مطالعه دارای ظرفیت فروریزش قابل‌قبول با توجه به مقادیر FEMA-P695 برای 10% ACMR و 20% ACMR با عدم قطعیت ۰/۵ هستند.

با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل دینامیکی فزاینده این مهم حاصل شد که قاب با وزن بیش‌تر الزاماً ایمنی لرزه‌ای و ظرفیت فروریزش بیش‌تری نخواهد داشت.

با توجه به نتایج قاب پنج دهانه حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی این نتیجه به‌دست آمد که قاب با تعداد زیاد دهانه مهاربندی الزاماً دارای ایمنی لرزه‌ای بیش‌تر نمی‌باشد.

همچنین با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل دینامیکی

ظرفیت فروریزش در قاب مهاربندی با دهانه‌های دوم و چهارم نسبت به دهانه‌های ۱، ۲ و ۳ بیش‌تر است. با توجه به نتایج به‌دست‌آمده، قاب‌ها از لحاظ ایمنی لرزه‌ای در محدوده قابل‌قبول قرار دارند.

#### ۵- نتیجه‌گیری

در این تحقیق به ارزیابی ظرفیت فروریزش سازه‌های مهاربندی فولادی طراحی شده بر اساس عملکرد پرداخته شده است. در مطالعه حاضر، ابتدا سازه‌های مهاربندی فولادی، با موقعیت‌های ثابت مهندسی مهاربند در دهانه‌های متفاوت ابتدا طراحی بر اساس مقاومت شده‌اند. سپس ضوابط عملکردی در همان سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. در نهایت برای تمامی قاب‌های طراحی‌شده، تحلیل IDA انجام گرفته شده است و ظرفیت فروریزش آن‌ها با استفاده از نتایج تحلیل‌های IDA در چهارچوب فرآیند ارائه‌شده در FEMA-P695 تعیین شده است. برای این که بتوان مقایسه‌ای در مورد نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی انجام داد، افزایشی قاب چهار دهانه این نتیجه حاصل شد که با کاهش فاصله دهانه‌های مهاربندی از یکدیگر ایمنی لرزه‌ای بیش‌تری حاصل می‌شود.

- PEER, Berkeley, CA.
- [16] MATLAB. (2016). The language of technical computing. Math Works Inc.
- [17] Uriz, P. (2008). "Toward earthquake-resistant design of concentrically braced steel-frame structures", Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [18] AISC-LRFD, (2001), Manual of steel construction: load & resistance factor design, 2nd ed. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- [19] ASCE 341-13, (2013), Seismic provisions for structural steel buildings, Chicago: American Institute of Steel Construction.
- [20] FEMA-356, (2000), Pre standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- [21] Standard No. 2800, (2014), Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Tehran: Building and Housing Research Center.
- [22] Chen, S.J., and Chao, Y.C. (2001), "Effect of composite action on seismic performance of steel moment connections with reduced beam sections", Journal of Constructional Steel Research, 57(4), pp.417-434.
- [23] FEMA 274, (1997), NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- [1] Gholizadeh, S. (2015), "Performance-based optimum seismic design of steel structures by a modified firefly algorithm and a new neural network", Advances in Engineering Software, 81, pp.50-65.
- [2] Shoeibi, S., Kafi, M.A., and Gholhaki, M. (2017), "New performance-based seismic design method for structures with structural fuse system", Engineering Structures, 132, pp.745-760.
- [3] Gencturk, B., Hossain, K., and Lahourpour, S. (2016), "Life cycle sustainability assessment of RC buildings in seismic regions", Engineering Structures, 110, pp.347-362.
- [4] Basim, M.C., and Estekanchi, H.E. (2015), "Application of endurance time method in performance-based optimum design of structures", Structural Safety, 56, pp.52-67.
- [5] Zhai, Z., Guo, W., Li, Y., Yu, Z., Cao, H., and Bu, D. (2019), "An improved performance-based plastic design method for seismic resilient fused high-rise buildings", Engineering Structures, 199, p.109650.
- [6] Fathali, M.A., and Vaez, S.R.H. (2020), "Optimum performance-based design of eccentrically braced frames", Engineering Structures, 202, p.109857.
- [7] Fattahi, F., and Gholizadeh, S. (2019), "Seismic fragility assessment of optimally designed steel moment frames", Engineering Structures, 179, pp.37-51.
- [8] Gholizadeh, S., and Ebadijalal, M. (2018), "Performance based discrete topology optimization of steel braced frames by a new metaheuristic", Advances in Engineering Software, 123, pp.77-92.
- [9] Gholizadeh, S., and Moghadas, R.K. (2014), "Performance-based optimum design of steel frames by an improved quantum particle swarm optimization", Advances in Structural Engineering, 17(2), pp.143-156.
- [10] Zhang, C., and Tian, Y. (2019), "Simplified performance-based optimal seismic design of reinforced concrete frame buildings", Engineering Structures, 185, pp.15-25.
- [11] FEMA P-695, (2009), Quantification of building seismic performance factors, Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- [12] Baker, J.W., and Allin Cornell, C. (2006), "Spectral shape, epsilon and record selection", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35(9), pp.1077-1095.
- [13] Deierlein, G.G., Liel, A.B., Haselton, C.B., and Kircher, C.A. (2007), "Assessing building system collapse performance and associated requirements for seismic design", In SEAOC Convention (Tahoe, CA).
- [14] Haselton C. (2011), "Seismic Collapse Safety of Reinforced Concrete Buildings. I: Assessment of Ductile Moment Frames", Journal of Structural Engineering, 137(4), p. 481-491.
- [15] OpenSees version 2.4.0 [Computer software].





http://journaliss.ir

## تأثیر حرکت گهواره‌های پای ستون در عملکرد لرزه‌ای قاب خمش فولادی مرکزگرا با اتصالات پس کشیده تیر به ستون

نازنین آزادی<sup>۱</sup>، ابوالفضل ریاحی نوری<sup>۲\*</sup>، امیر ایازی<sup>۳</sup>

۱- کارشناس ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، واحد اسلامشهر، دانشگاه آزاد اسلامی

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده هنر و معماری، واحد تهران غرب، دانشگاه آزاد اسلامی

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، واحد شهر قدس، دانشگاه آزاد اسلامی

\*تهران، صندوق پستی ۱۴۶۸۷۶۳۷۸۵، riahinouri.abolfazl@wtiau.ac.ir

### چکیده

در این مقاله عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی مرکزگرا با امکان حرکت گهواره‌های در پای ستون و اتصالات گیردار پس کشیده تیر به ستون در مقایسه با سازه‌های متداول دارای پای ثابت از طریق ارزیابی پارامترهای کلیدی مانند تغییر مکان‌های جانبی نسبی کل، خمشی و پسماند در سطوح خطر مختلف شامل زلزله محتمل بیشینه و زلزله مبنای طرح مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای این منظور، مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار Opensees با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و غیرخطی هندسی شامل اثرات پی-دلتا و نیز شرایط تکیه‌گاهی ناشی از حرکت گهواره‌های مورد استفاده قرار می‌گیرد. در مدل عددی ساخته شده، المان‌های تیر-ستون و خرابایی دارای رفتار غیرارتجاعی با قابلیت شبیه‌سازی رفتار پس از تسلیم و تنظیم پارامتر سخت‌شوندگی کرنشی برای شبیه‌سازی اجزای مختلف مدل شامل اعضای فولادی، فیوزهای اصطکاکی و کابل‌های پس کشیده تأمین‌کننده مرکزگرایی سیستم مورد استفاده قرار می‌گیرد. پیش‌بینی‌های کابل‌های پس کشیده با استفاده از مصالح کرنش اولیه نرم‌افزار شبیه‌سازی می‌گردد. در ضمن، مدل‌سازی حرکت گهواره‌های و برکنش در پای ستون‌ها نیز با استفاده از المان‌های با طول صفر و مصالح ارتجاعی فاقد کشش نرم‌افزار انجام می‌شود. با توجه به پیچیدگی‌های تحلیلی رفتار سازه‌های شامل رفتار غیرخطی مصالح، هندسی و شرایط مرزی در سازه‌های مرکزگرای مورد نظر و عدم قطعیت‌های مربوط به پدیده زمین‌لرزه، مطالعات آماری بر روی نتایج تحلیل‌های متعدد تاریخیچه زمانی ۲۲ جفت رکورد زلزله از مجموعه رکوردهای حوزه دور انجام شد. بر اساس نتایج کمی حاصل، به‌منظور ارزیابی پارامترهای عملکردی در سازه‌های نوین، مقادیر میانه بیشینه دررفت پسماند در حدود ۶۵٪ و مقادیر دررفت خمشی در سطوح خطر زلزله محتمل بیشینه و زلزله مبنای طرح به ترتیب در حدود ۵۰ و ۷۰ درصد کاهش یافته است.

### واژگان کلیدی

گهواره‌ای، مرکزگرا، پس کشیده، عملکرد لرزه‌ای، قاب خمشی فولادی

## The effect of rocking motion on seismic performance of self-centering steel moment-resisting frames with post-tensioned beam-to-column connections

N. Azadi, A. Riahinouri, A. Ayazi

### Abstract

Abstract: In this paper, seismic performance of self-centering rocking steel moment-resisting frames with post-tensioned rigid beam-to-column connections, compared to conventional fixed-base structures, is investigated through assessment of several key parameters such as total, flexural and residual drifts in different seismic levels, i.e. Maximum Credible Earthquake (MCE) and Design Basis Earthquake (DBE). For this purpose an OpenSees numerical models is used taking into account the effects of material and geometric nonlinearities including P-Delta and boundary condition due to rocking motion. In the developed model, beam-column and truss elements with the capability for simulating inelastic post-yielding behaviour and adjustable strain-hardening parameter are utilized to model various parts of the structures including steel members, frictional fuses and self-centering Post-Tensioned (PT) cables. The post-tensioning in PT cables are simulated by using the initial strain material in OpenSees. Besides, the rocking motion and uplift in column bases are simulated by zero-length elements and Elastic-NoTension (ENT) material in the software. Regarding the analytical complexities in structural response of self-centring structures, including material, geometric and boundary condition nonlinearities, and the uncertainty associated with earthquake phenomenon, statistical studies are performed on several time-history results related to 22 pair of horizontal earthquake records, i.e. the Far-Field record set proposed by FEMAP695. Based on obtained quantitative results for evaluation of performance parameters, the maximum median results, in the modern rocking structure, the flexural drifts is reduced about 65% , while, the reduction of flexural drifts is about 50% and 70% at Maximum Credible Earthquake (MCE) and Design Basis Earthquake (DBE) intensity levels, respectively.

### Keywords

Rocking, Self-Centering, Post-Tensioned, Seismic Performance, Steel Moment-Resisting Frame



۱- مقدمه

مشکلات عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های دارای سیستم‌های سازه‌ای متعارف، از دلایل افزایش توجه پژوهشگران به مطالعه سازه‌های نوین در سالیان اخیر بوده است. از جمله این روش‌های نوین می‌توان به کاربرد سیستم‌های دارای حرکت گهواره‌ای با خاصیت مرکزگرایی و مستهلک‌کننده‌های انرژی اشاره نمود. این سیستم‌ها به‌گونه‌ای طراحی می‌شوند که موجب محدود شدن آسیب‌های سازه‌ای در اعضای خاصی از سازه (فیوز) شده و اجزای اصلی سازه در محدوده ارتجاعی باقی می‌مانند. استفاده از اجزای تأمین‌کننده مرکزگرایی مانند کابل‌ها یا میلگردهای پس‌کشیده در این قبیل ساختمان‌ها، موجب می‌گردد که به دلیل کاهش تغییرشکل ماندگار پس از زلزله‌های مخرب دارای قابلیت تعمیرپذیری آسان بوده و عموماً با تعویض فیوزها قابل بهره‌برداری باشند.

در این راستا تحقیقات وسیعی در خصوص سیستم‌های دارای حرکت گهواره‌ای صورت گرفته است. <sup>۱</sup> بک<sup>۱</sup> و همکاران بر روی پایه‌های پل دارای حرکت گهواره‌ای، مطالعاتی انجام دادند [۱]. چوپرا<sup>۲</sup> و همکاران چرخش فونداسیون بر روی پی انعطاف‌پذیر را بررسی کرده‌اند [۲]. گارلوک<sup>۳</sup> و همکاران قاب خمشی فولادی مرکزگرا با کابل‌های پس‌کشیده را معرفی نموده‌اند [۳]. در پژوهشی دیگر رفتار سازه‌ای سیستم گهواره‌ای دارای برکنش با صفحه ستون تسلیم‌شونده با سازه دارای پایه ثابت مقایسه و کاهش ۵۲ درصدی برش پایه گزارش شده است [۴]. اترتون<sup>۴</sup> و همکاران [۵] با مطالعه عددی و آزمایشگاهی قاب دارای حرکت گهواره‌ای و فیوزهای جاذب انرژی، جابه‌جایی نسبی طبقات را مورد بررسی قرار دادند. دیموپولوس<sup>۵</sup> و همکاران تأثیر حرکت گهواره‌ای در کاهش تغییرمکان جانبی نسبی پسماند قاب‌های خمشی فولادی دارای فیوزهای ساعت شنی جان و تاندون‌های پیش‌تیده فولادی را در سطوح خطر مختلف بررسی کردند [۶]. وتر<sup>۶</sup> و همکاران ضمن ارزیابی عملکرد سازه‌های فولادی دارای حرکت گهواره‌ای، منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های مورد بررسی را ارائه نمودند [۷ و ۸]. ریاحی نوری و همکاران عملکرد

لرزه‌ای سازه‌های فولادی دارای حرکت گهواره‌ای را با لحاظ اندرکنش خاک-سازه-فونداسیون مورد مطالعه قرار دادند [۹]. فردی و همکاران کاهش تغییرمکان جانبی نسبی پسماند در سازه‌های فولادی دارای حرکت گهواره‌ای مجهز به میراگرهای اصطکاکی و میل‌مهارهای فولادی پس‌کشیده را بررسی نمودند [۱۰].

همچنین، تحقیقات متعددی در زمینه مطالعات تجربی، عددی و طراحی سازه‌های فولادی متعارف و نوین و اجزای آن‌ها شامل انجام آنالیزهای دینامیکی فزاینده، توسعه منحنی‌های شکنندگی، بررسی اثرات اندرکنش خاک و سازه، تأثیر زلزله حوزه نزدیک انجام شده است [۱۱-۲۸].

درعین‌حال، با توجه به عدم وجود پژوهش‌های جامع درخصوص قاب‌های خمشی فولادی دارای حرکت گهواره‌ای، در این مقاله عملکرد لرزه‌ای این قبیل سازه‌ها به کمک مدل‌سازی عددی بررسی می‌شود. در این راستا با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی متعدد برای این قبیل سازه‌ها تحت تأثیر مجموعه رکوردهای زلزله حوزه دور، پارامترهای عملکردی مانند تغییرمکان‌های جانبی نسبی کل، خمشی و پسماند مورد مطالعه قرار می‌گیرد. به‌علاوه، با تفکیک پارامترهای تغییرمکان جانبی نسبی شامل تغییرمکان خمشی سازه و چرخش صلب سازه ناشی از دوران اتصالات تیر به ستون و حرکت گهواره‌ای پای ستون نتایج کمی لازم ارائه می‌شوند که بیانگر تأثیر قابل توجه استفاده از سیستم گهواره‌ای در کاهش تغییرمکان‌های خمشی و پسماند در سازه است.

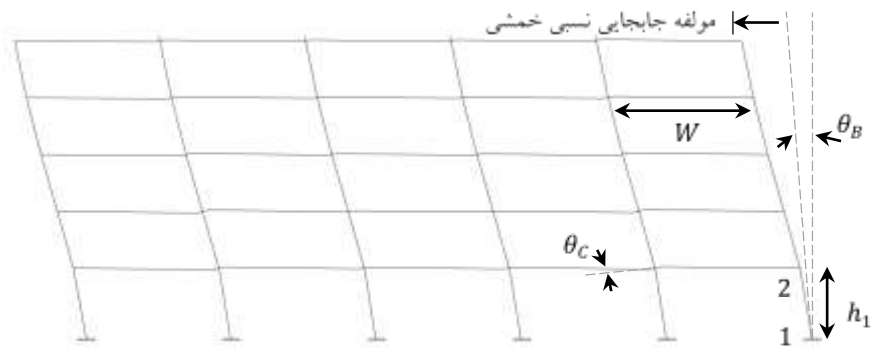
۲- بیان مسئله

سیستم مقاوم لرزه‌ای در سازه‌های فولادی می‌تواند به‌صورت متعارف یا نوین طراحی شود. استفاده از حرکت گهواره‌ای به‌عنوان نمونه‌ای از سیستم‌های سازه‌ای نوین مورد استفاده در سازه‌های فولادی مورد توجه قرار گرفته است. سیستم‌های لرزه‌بر متعارف در زلزله‌های شدید رفتار غیرارتجاعی قابل ملاحظه به‌همراه بروز حالت‌های آسیب مانند کمانش و تسلیم در اعضای اصلی سازه از خود نشان می‌دهند. تغییرمکان جانبی سازه فولادی در سیستم دارای حرکت گهواره‌ای مطابق شکل (۱) نمایش داده شده است.

<sup>4</sup> Eatherton  
<sup>5</sup> Dimopoulos  
<sup>6</sup> Vetr

<sup>1</sup> Beck  
<sup>2</sup> Chopra  
<sup>3</sup> Garlock





شکل ۱- مؤلفه‌های حرکت گهواره‌ای در سیستم سازه‌ای نوین

$$Drift_{Flexural, st1} = Drift_{Total, st1} - \theta_{RB} \quad (3)$$

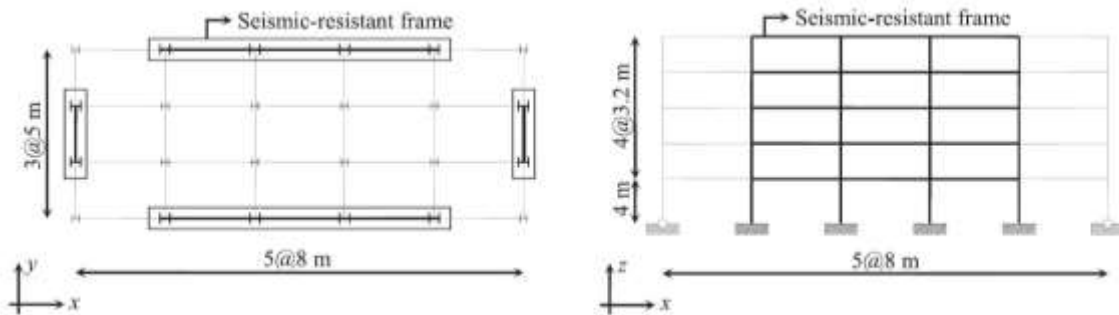
پارامترهای  $(\delta_{1h})$  و  $(\delta_{2h})$  به ترتیب نمایانگر جابه‌جایی‌های افقی گره‌های ۱ و ۲ و پارامتر  $(h_1)$  نشان‌دهنده ارتفاع طبقه اول است. در این مقاله، قاب خمشی پنج طبقه فولادی مرکزگرا با اتصالات پس‌کشیده تیر به ستون از ساختمان مورد مطالعه فردی و همکاران [۱۰] انتخاب و به‌عنوان یک سازه میان‌مرتبه، در دو حالت پای ستون گهواره‌ای و پای ستون ثابت، مدل‌سازی می‌گردد. این ساختمان دارای پنج دهانه در جهت x، سه دهانه در جهت y و دو قاب مقاوم لرزه‌ای در هر جهت می‌باشد که مطابق مشخصات ارائه شده در شکل (۲) در نرم‌افزار Opensees به‌صورت دوبعدی مدل‌سازی شده است.

همان‌طورکه در این شکل مشاهده می‌شود، در سیستم نوین دارای حرکت گهواره‌ای، تغییر مکان جانبی از دو مؤلفه چرخش صلب ناشی از حرکت گهواره‌ای و جابه‌جایی نسبی خمشی طبقه تشکیل می‌شود. با توجه به اتصالات پس‌کشیده تیر به ستون و حرکت گهواره‌ای پای ستون، چرخش صلب سازه از دو مؤلفه دوران پای ستون  $(\theta_B)$  و دوران اتصالات تیر به ستون  $(\theta_C)$  تشکیل می‌شود که با استفاده از روابط سینماتیک به‌دست می‌آید.

$$\theta_{RB} = \theta_B + \theta_C \quad (1)$$

همچنین، به‌منظور محاسبه دررفت‌های کل و خمشی در طبقات مختلف ساختمان می‌توان از روابط سینماتیکی استفاده نمود که به‌عنوان نمونه نحوه محاسبه پارامترهای یادشده برای طبقه اول ساختمان در روابط (۲) و (۳) ارائه شده است.

$$Drift_{Total, st1} = \frac{\delta_{2h} - \delta_{1h}}{h_1} \quad (2)$$



شکل ۲- پلان و نمای ساختمان مورد مطالعه [۱۰]

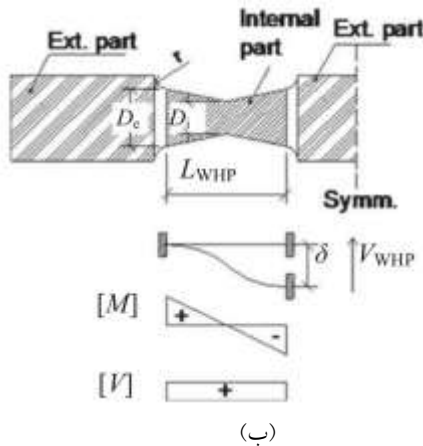
جدول ۱- مشخصات مقاطع تیر و ستون [۱۰]

طبقه	ستون	تیر
۱	HEB۶۵۰	IPE۵۵۰
۲	HEB۶۵۰	IPE۶۰۰
۳	HEB۶۵۰	IPE۵۵۰
۴	HEB۶۰۰	IPE۵۰۰
۵	HEB۶۰۰	IPE۵۰۰

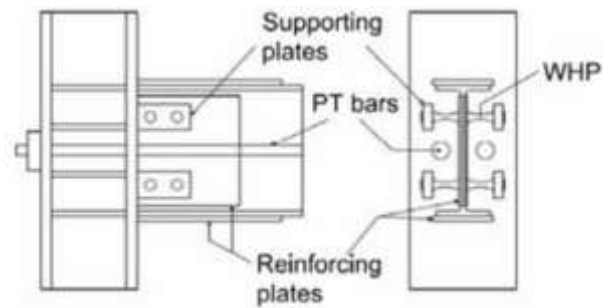
### ۳- مطالعات عددی سازه‌های مورد بررسی

#### ۳-۱- مدل‌سازی اجزای قاب

با توجه به تقارن، مدل‌سازی به صورت دو بعدی انجام گرفته است. همچنین، علاوه بر ستون‌های اصلی سازه، ستون‌های متکی مجازی نیز با استفاده از المان‌های تیر-ستون ارتجاعی برای شبیه‌سازی تأثیر اجزای باربر ثقلی ساختمان و رفتار غیرخطی هندسی به مدل اضافه شده‌اند. در این خصوص، از فنرهای چرخشی Zero-Length دارای سختی بسیار کوچک در محل اتصال تیر-ستون به جایگزینی اتصال مفصلی به منظور اجتناب از بروز مشکل در حل عددی و از المان‌های خرابایی با سختی محوری بزرگ برای اتصال ستون‌های متکی به سیستم باربر جانبی استفاده شده است. دلیل این امر ضرورت مشارکت ناچیز ستون‌های متکی در باربری جانبی سازه و عدم انتقال لنگر به این ستون‌ها و شبیه‌سازی اثر دیافراگمی سقف‌ها می‌باشد. منحنی رفتاری شکل (۴-الف) مربوط به اجزای فولادی، پس کشیده و اصطکاکی مدل بوده و منحنی نیرو-تغییر مکان شکل (۴-ب) برای المان رابط در شبیه‌سازی حرکت گهواره‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد. همچنین شکل (۵)، شمای کلی مدل عددی مورد استفاده را نمایش می‌دهد.

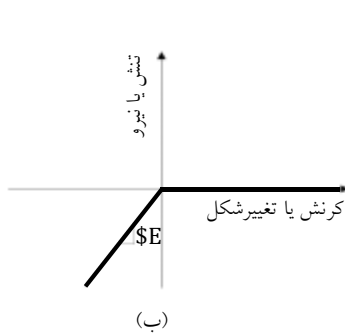


(ب)

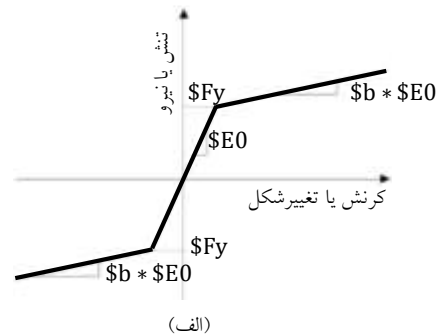


(الف)

شکل ۳- فیوزهای ساعت شنی جان مورد استفاده در سازه مورد مطالعه [۶]: (الف) نمای جانبی و روبه‌رو، (ب) رفتار خمشی و برشی



(ب)

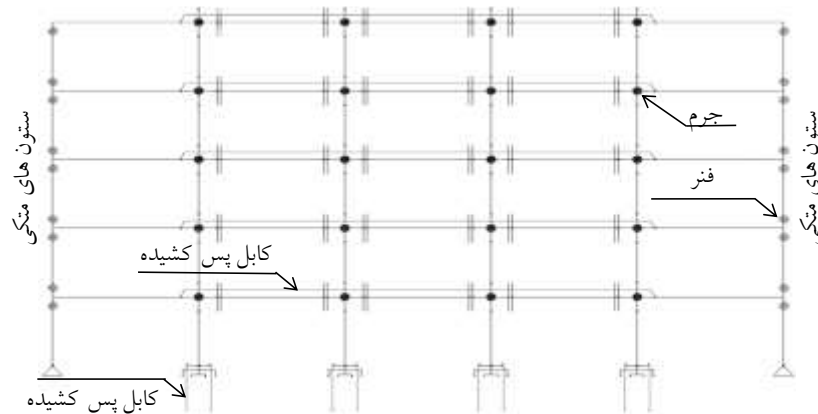


(الف)

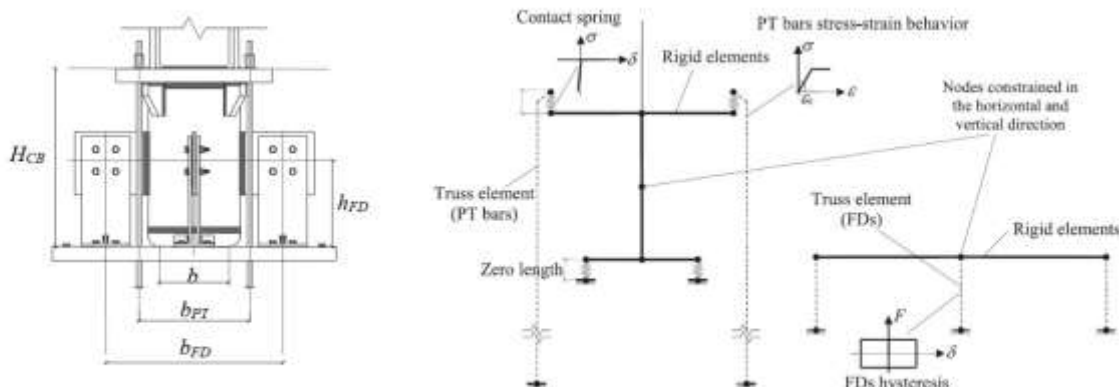
شکل ۴- منحنی‌های رفتاری مورد استفاده در مدل عددی [۳۱]: (الف) مصالح فولاد ۰۱، (ب) مصالح ارتجاعی بدون کشش

می‌باشد. جزئیات مدل‌سازی و مشخصات و ابعاد اتصال پای ستون گهواره‌ای مطابق شکل‌های (۶) و (۷) و جدول (۲) و تعریف پارامترهای مربوطه در ادامه ارائه شده است.

جهت مدل‌سازی پای ستون گهواره‌ای از روش پیشنهادی فردی و همکاران استفاده شده است [۱۰]. پای ستون گهواره‌ای متشکل از کابل‌های پس‌کشیده به‌منظور تأمین مرکزگرایی و میراگرهای اصطکاکی به‌عنوان فیوز برای تأمین ویژگی استهلاک انرژی



شکل ۵- مدل عددی پیشنهادی سازه مرکزگرا دارای امکان حرکت گهواره‌ای در پای ستون و اتصالات پس‌کشیده تیر به ستون [۳۱]



شکل ۷- پارامترهای هندسی پایه ستون گهواره‌ای [۱۰]

شکل ۶- مدل پای ستون گهواره‌ای در نرم‌افزار Opensees [۱۰]

پای ستون از المان‌های Elastic Beam-Column با سختی خمشی بسیار بالا و جهت شبیه‌سازی حرکت گهواره‌ای، از المان‌های فتری Zero-Length به‌همراه مصالح ارتجاعی بدون کشش (Elastic compression-no tension) [۳۱] برای اتصال گره‌های پایه ستون در مرکز دوران استفاده شده است. برای شبیه‌سازی زوال پس‌کشیدگی، المان‌های فتری Zero-Length با مصالح ارتجاعی بدون کشش (Elastic compression-no tension) بین کابل‌های پس‌کشیده و صفحه مهار قرار داده می‌شود. سختی فشاری این فنرها، عددی بزرگ و معادل ۲۰ برابر سختی محوری ستون بر اساس توصیه ارائه‌شده در پژوهش دیموپولوس و همکاران [۶] به‌منظور اجتناب از بروز مشکلات عددی انتخاب می‌شود. کابل‌های پس‌کشیده به‌وسیله المان‌های خرابی‌داری

جدول ۲- مشخصات کابل‌های پس‌کشیده و میراگرهای اصطکاکی در

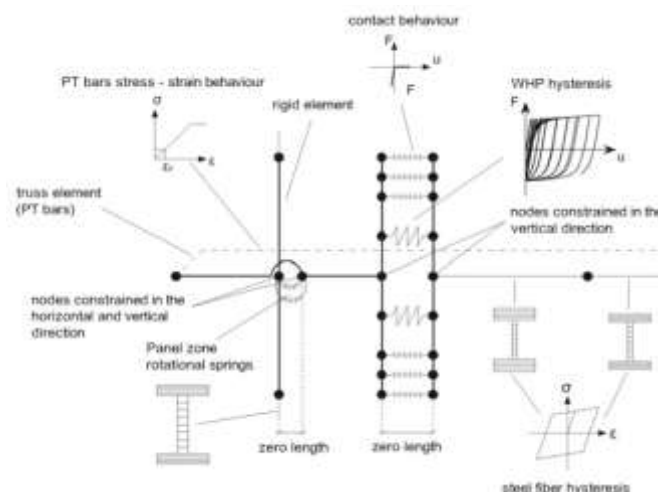
سیستم نوین مورد مطالعه [۱۰]

مشخصات کابل‌های پس‌کشیده			
$(kN)T_0$	$b_{PT} (mm)$	$L_{PT} (mm)$	$d_{PT} (mm)$
384.25	450	2100	60
مشخصات میراگرهای اصطکاکی			
$h_{FD} (mm)$			$b_{FD} (mm)$
315			756.9

$(T_0)$  نیروی پس‌کشیدگی اولیه در کابل‌ها،  $(b)$  عرض سطح تماس،  $(b_{PT})$  فاصله میلگردهای پس‌کشیده،  $(L_{PT})$  و  $(d_{PT})$  به‌ترتیب طول و قطر میلگردهای پس‌کشیده،  $(b_{FD})$  فاصله مرکز تا مرکز میراگرهای اصطکاکی،  $(h_{FD})$  فاصله مرکز میراگرهای اصطکاکی تا صفحه ستون می‌باشد. برای مدل‌کردن اجزای صلب

می‌شود [۳۱]. مشخصات غیرخطی مصالح کابل‌های پس کشیده در پای ستون گهواره‌ای مطابق مرجع فنی [۱۰] در نظر گرفته شده است. میراگرهای اصطکاکی با المان‌های خرابایی با مصالح الاستوپلاستیک فولاد Steel01 در نرم‌افزار شبیه‌سازی می‌شوند.

کرنش اولیه شبیه‌سازی شده و به اجزای صلبی که صفحه مهار را شبیه‌سازی می‌کنند، متصل می‌شود. برای این منظور در نرم‌افزار Opensees از مصالح InitStrainMaterial همراه با مصالح الاستوپلاستیک (Steel01) برای مدل‌سازی این المان‌ها استفاده



شکل ۸- جزئیات مدل اتصال پس کشیده (PT) دارای فیوزهای ساعت شنی جان [۶]

### ۳-۲- صحت‌سنجی مدل‌های عددی

برای اطمینان از صحت مدل‌های عددی این مقاله، نتایج به دست آمده با حالات مورد بررسی ارائه شده در مراجع فنی [۱۰] مقایسه شده است. نتیجه این اعتبارسنجی در سطوح مختلف مانند سطح اجزا و زیربخش‌ها (پای ستون دارای حرکت گهواره‌ای در حالت‌های با و بدون فیوز به صورت تفکیک شده) در شکل (۹) و نیز سطح سیستم/سازه در شکل (۱۰) نمایش داده شده است. در شکل (۱۰) منحنی تاریخچه زمانی تغییر مکان جانبی نسبی طبقه اول تحت اثر رکورد مشخص (Friuli, Italy-1976) در سطح خطر MCE که از تحلیل دینامیکی قاب مدل‌سازی شده در این مقاله به دست آمده است، با منحنی ارائه شده در مرجع فنی [۱۰] مقایسه شده که طبق محاسبات انجام شده، مقدار خطای میانگین بر اساس میانگین اختلاف داده‌های تاریخچه زمانی برابر ۰/۱۸۸٪ می‌باشد.

### ۳-۳- مشخصات رکوردهای زلزله انتخابی برای تحلیل

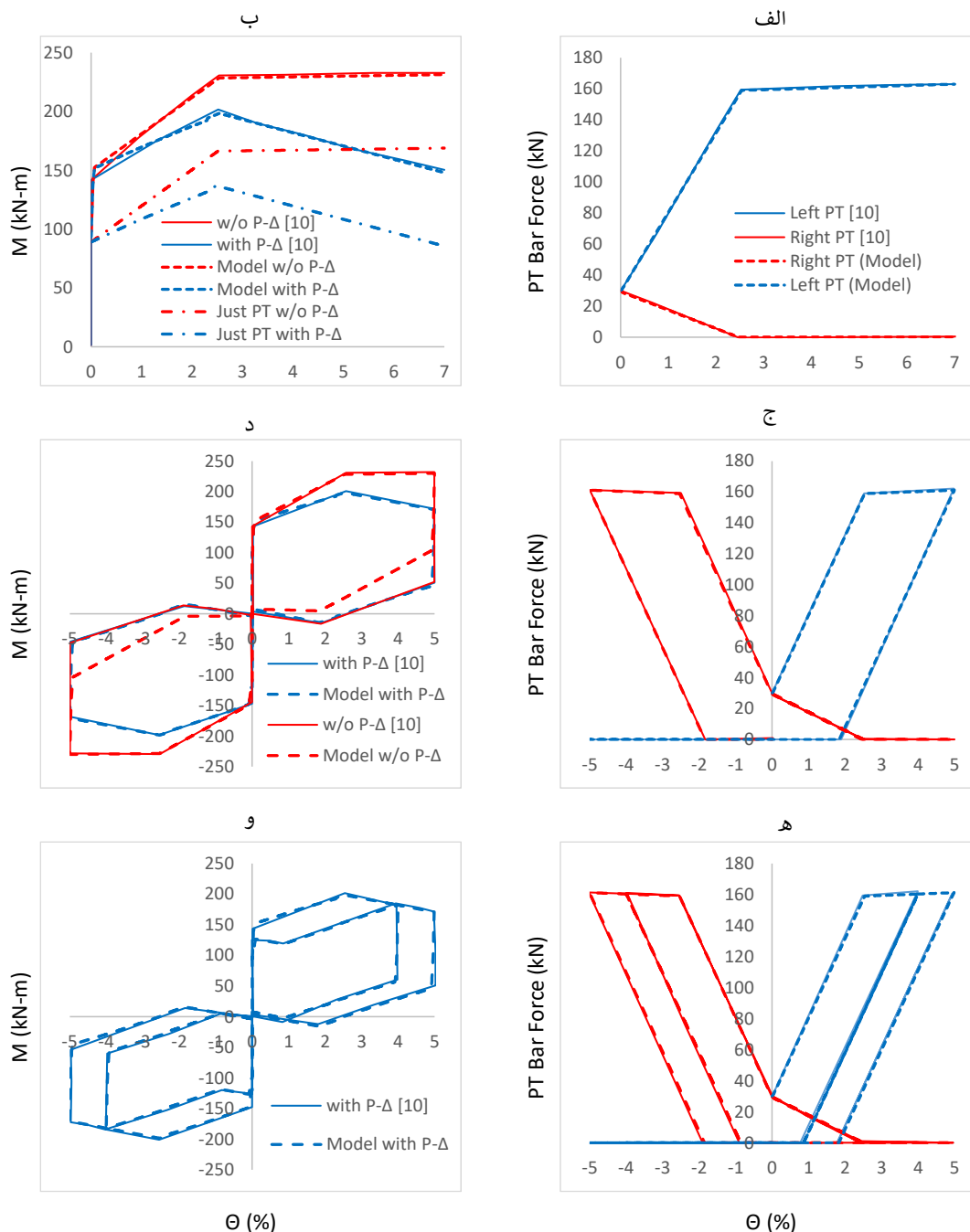
#### تاریخچه زمانی غیرخطی

تحلیل‌های تاریخچه زمانی سازه‌های مورد بررسی تحت اثر رکوردهای زلزله مقیاس شده به سطوح خطر MCE و DBE در نرم‌افزار Opensees انجام شده است. این رکوردها از مجموعه رکوردهای حوزه دور نشریه FEMA-P695 هستند که شامل ۲۲ جفت مؤلفه افقی زلزله‌هایی با بزرگای ۶/۵ تا ۷/۹ بوده و شتاب اوج رکوردها نیز از ۰/۱۸ تا ۰/۵۸ برابر شتاب ثقل متغیر است [۳۲].

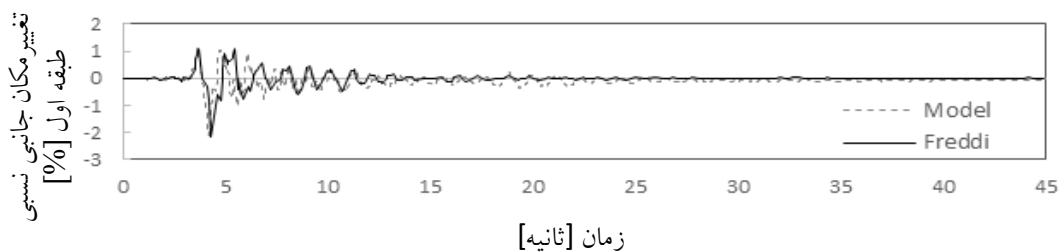
همچنین، برای مدل‌سازی اتصالات پس کشیده تیر به ستون دارای فیوزهای ساعت شنی جان از مدل پیشنهادی **دیموپولوس** و **همکاران** مطابق شکل (۸) استفاده شده است [۶]. ابعاد و مشخصات اتصال پس کشیده تیر به ستون مطابق جدول (۲) مرجع فنی [۶] در نظر گرفته شده است. تیرها و ستون‌ها با المان‌های فایبر غیرخطی **force-based beam-column** مدل شده‌اند. برای تیرها دو المان فایبر با دو سطح مقطع با ضخامت‌های متفاوت جهت در نظر گرفتن ضخامت ورق تقویتی تیر، تعریف شده است. در هر یک از فایبرها از مصالح با رفتار تنش-کرنش الاستوپلاستیک (Steel01) در Opensees با نسبت سختی پس از تسلیم ۰/۰۰۳ استفاده می‌شود [۳۱]. مشخصات غیرخطی المان‌های فایبر مطابق مرجع فنی [۶] در نظر گرفته شده است. برای شبیه‌سازی حرکت گهواره‌ای در اتصال گیردار تیر به ستون، از سه المان فنری **Zero-Length** با مصالح ارتجاعی بدون کشش (**Elastic Compression-No Tension**) استفاده می‌شود [۱۸]. سختی فشاری این فنرها بر اساس توصیه ارائه شده در مراجع فنی [۶] معادل ۲۰ برابر سختی تیر ( $K_b$ ) در نظر گرفته می‌شود. این فنرها با مصالح فولادی **گیوفر-منگنو-پینتو** با سخت‌شوندگی ایزوتروپیک (Steel02) و چشمه‌های اتصال در قاب با استفاده از مدل **قیچی** مدل‌سازی شده‌اند [۱۰]. همچنین برای شبیه‌سازی میرایی در مدل عددی از روش رایلی استفاده شده است.

مود اول، سازه دارای حرکت گهواره‌ای (۰/۸۷ ثانیه) مقادیر شتاب طیفی در طیف میانه مجموعه رکورد حوزه دور برابر ۰/۴۰۵ و در طیف‌های طرح متناظر با سطوح خطر MCE و DBE به ترتیب برابر ۰/۹۱ و ۰/۶۱ می‌باشد. در نتیجه، ضرایب مقیاس در مدل قاب با پای ستون گهواره‌ای در سطح خطر MCE و DBE به ترتیب برابر ۲/۲۵ (۰/۹۱ ÷ ۰/۴۰۵) و ۱/۵ (۰/۶۱ ÷ ۰/۴۰۵) محاسبه شده است.

رکوردهای زلزله با طرح طیف نوع ۱ آیین‌نامه یوروکد ۸ [۲۹] و با شتاب  $g/35$ ، زمین نوع B و میرایی ۳٪ در دوره تناوب ۰/۸۷ ثانیه برای سازه دارای پای ستون گهواره‌ای و دوره تناوب ۰/۹۴ ثانیه برای سازه دارای پای ستون ثابت مقیاس شده‌اند. بدین منظور، ضرایب مقیاس بر اساس همپایه‌سازی میانه مقادیر شتاب طیفی رکوردهای زلزله ۴۴ گانه و طیف طرح در دوره تناوب مود اول به دست می‌آیند [۲۹ و ۳۲]. شایان‌ذکر است، در دوره تناوب



شکل ۹- نمونه‌ای از فرآیند صحت‌سنجی مدل‌های عددی در زیربخش پای ستون بر اساس نمودارهای نیروی کششی-دوران پایه و لنگر-دوران پایه تحت تأثیر: الف) و ب) جابه‌جایی‌های یکنوا، ج) و د) یک چرخه ۵ درصدی، ه) و و) دو چرخه ۴ و ۵ درصدی

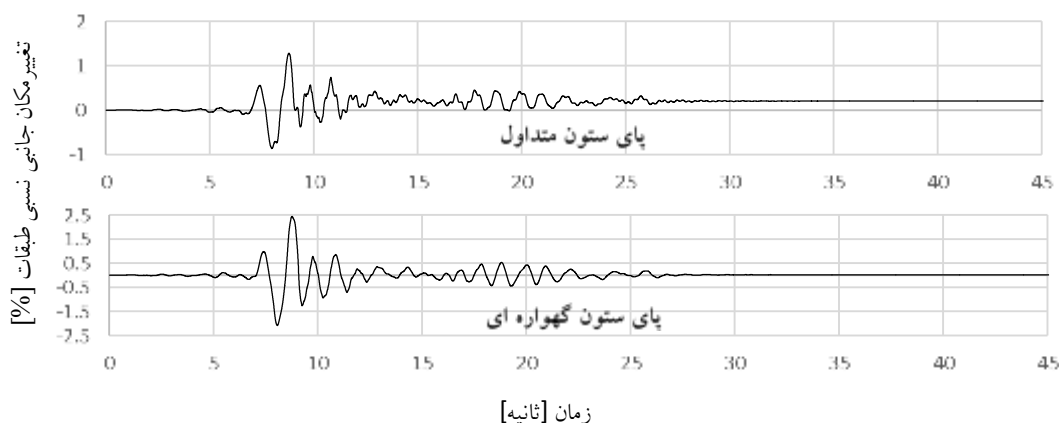


شکل ۱۰- نمونه ای از فرآیند صحت‌سنجی مدل‌های عددی در سطح سیستم / سازه

#### ۴- نتایج تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی غیرخطی

پسماند طبقات در زلزله Kocaeli (DZC270) در سطح خطر MCE در حالت‌های پای ستون گهواره‌ای و ثابت مقایسه می‌گردد. بر اساس نتایج به‌دست‌آمده تغییر مکان جانبی نسبی پسماند در رکورد زلزله مذکور از ۰/۲۱ درصد در سازه با پای ستون متداول به مقدار نزدیک به صفر در سازه با پای ستون دارای حرکت گهواره‌ای کاهش یافت.

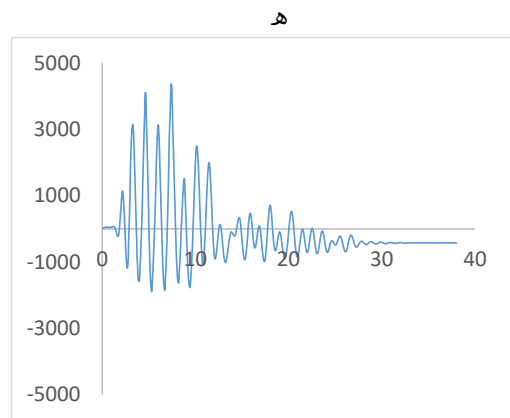
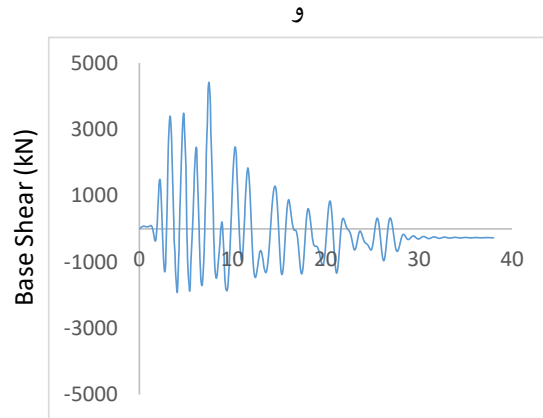
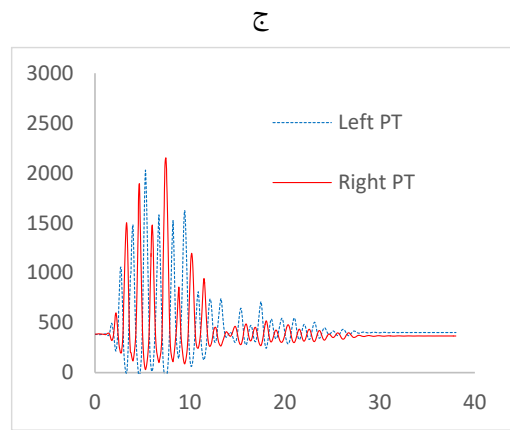
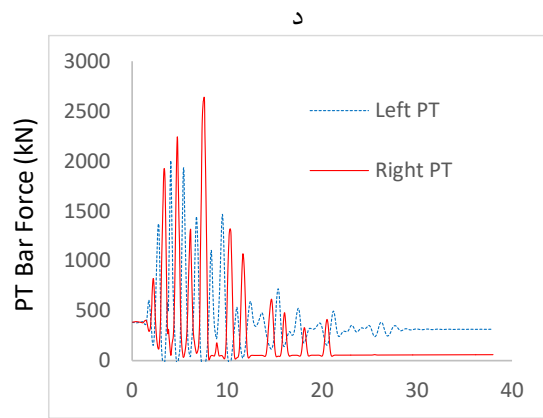
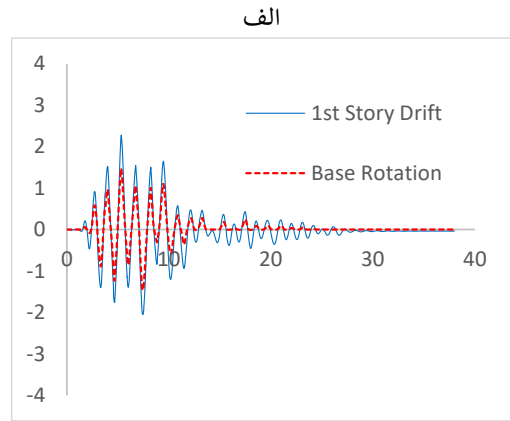
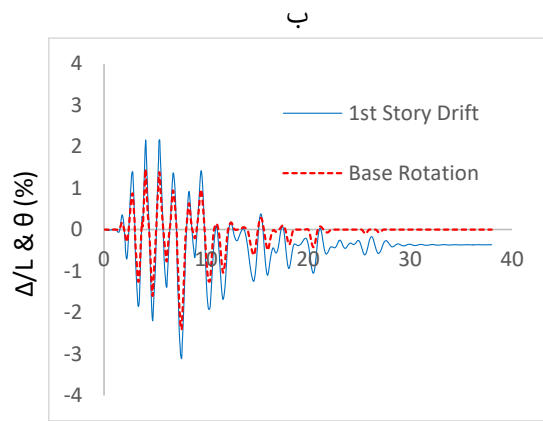
نتایج عددی متعدد از قبیل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، نیروی کابل و برش پایه تحت تأثیر ۴۴ رکورد زلزله حوزه دور در سطوح خطر لرزه‌ای MCE و DBE در مدل پای ستون گهواره‌ای و ثابت به‌دست آمده که در شکل‌های (۱۱) و (۱۲) نمونه‌ای از نتایج ارائه شده است. بر این اساس، بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی کل و



شکل ۱۱- تاریخچه زمانی بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات تحت اثر زلزله Kocaeli (DZC270) در سطح خطر MCE

مقادیر چرخش پای ستون افزایش یافته است (شکل‌های (۱۲-الف) و (۱۲-ب))، امکان وقوع جاری شدن کابل‌ها و یا زوال نیروی آن‌ها وجود دارد (شکل‌های (۱۲-ج) و (۱۲-د)). نمودارهای برش پایه نیز در شکل‌های (۱۲-ه) و (۱۲-و) نشان داده شده است.

بر اساس بررسی نتایج نیروی کابل‌ها در اکثر تحلیل‌های تاریخچه زمانی مشاهده می‌گردد، اهداف طراحی کابل‌ها شامل اجتناب از جاری شدن کابل‌ها و یا زوال نیروی آن‌ها محقق گردیده است. از سوی دیگر همان‌گونه که در شکل (۱۲) نشان داده شده است، در برخی رکوردهای زلزله به‌ویژه در سطوح خطر MCE که



t (s)  
MCE

t (s)  
DBE

شکل ۱۲- نمونه ای از نتایج تکمیلی تحلیل تاریخچه زمانی سازه دارای حرکت گهواره‌ای تحت تأثیر رکورد زلزله PEL 090 در سطوح خطر MCE و DBE: الف) و ب) نمودارهای تغییرمکان جانبی نسبی طبقه اول و دوران پایه، ج) و د) نیروهای کابل، ه) و و) برش پایه

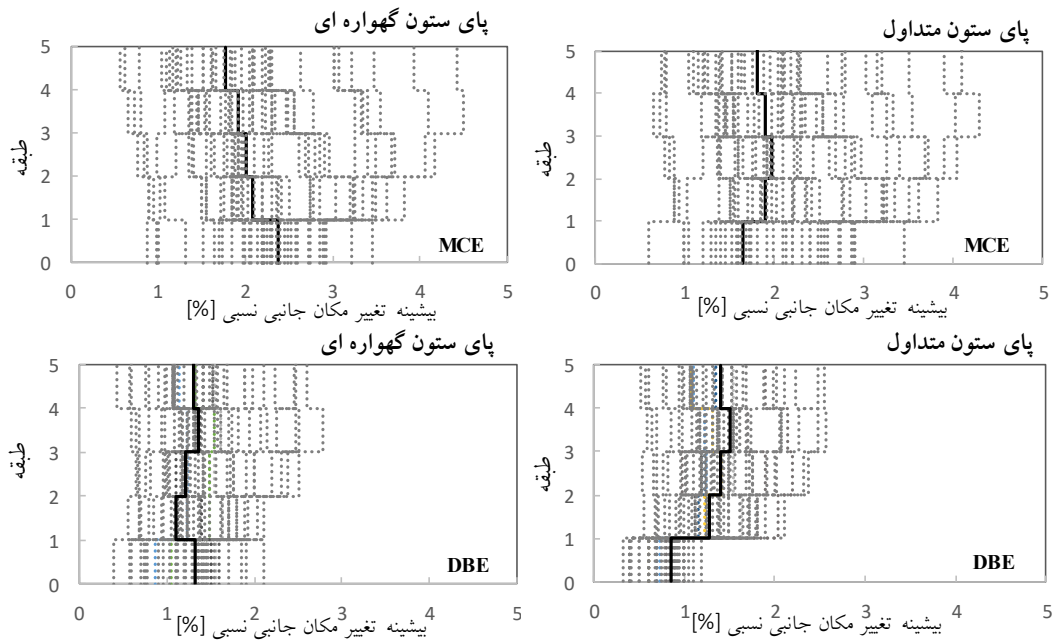
برابر ۴/۵ و ۲/۷۹ درصد می‌باشد. همچنین کوچک‌ترین تغییرمکان جانبی نسبی طبقات مربوط به زلزله ARC000 است که در سطح خطر MCE و DBE به ترتیب برابر ۰/۶ و ۰/۴ درصد می‌باشد.

#### ۴-۱- تغییرمکان جانبی نسبی کل

بر اساس نتایج به دست آمده در قاب با پای ستون گهواره‌ای، بزرگ‌ترین مقدار تغییرمکان جانبی نسبی در طبقه چهارم و مربوط به زلزله CLW-TR است که در سطح خطر MCE و DBE به ترتیب

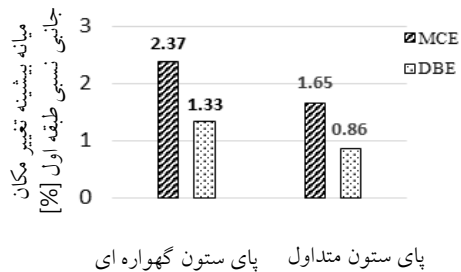
سازه و تأثیرات متقابل آن‌ها بر یکدیگر نیز بستگی دارد که عوامل متعدد تأثیرگذار دیگری از قبیل مدت‌زمان و محتوای فرکانسی رکورد زلزله و مشخصات دینامیکی سازه و خواص غیرخطی آن را هم شامل می‌شود. با مقایسه مقادیر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، نتیجه می‌شود که هر دو مدل قاب با پای ستون ثابت و گهواره‌ای، بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی تقریباً یکسانی را در طبقات تجربه می‌کنند. در ادامه به منظور نتیجه‌گیری جامع‌تر و عدم وابستگی به رکورد زلزله، بیشینه میانه تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه تحت تأثیر ۴۴ رکورد زلزله حوزه دور، به دست آمده که در شکل (۱۳) نمایش داده شده است.

در قاب با پای ستون ثابت، بزرگ‌ترین مقدار تغییر مکان جانبی نسبی در طبقه چهارم و مربوط به زلزله CLW-TR است که در سطح خطر MCE و DBE به ترتیب برابر  $4/3$  و  $2/57$  درصد بوده و کوچک‌ترین مقدار تغییر مکان جانبی نسبی طبقات مربوط به زلزله ARC000 است که در سطوح خطر فوق‌الذکر به ترتیب برابر  $0/33$  و  $0/6$  درصد می‌باشد. اگرچه رکوردهای مذکور در میان رکوردهای حوزه دور انتخابی، به ترتیب در زمره رکوردهای با مقادیر زیاد و کم از منظر مقادیر شتاب اوج بوده‌اند، ولی شایان ذکر است که اختلاف قابل ملاحظه در پاسخ سازه تحت رکوردهای مختلف زلزله علاوه بر شتاب اوج به سایر ویژگی‌های زلزله و



شکل ۱۳- بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات تحت تأثیر مجموعه رکوردهای زلزله حوزه دور با سطح خطر MCE و DBE در مدل با پای ستون گهواره‌ای و ثابت

ستون ثابت افزایش پیدا می‌کند که ناشی از کاهش سختی دورانی پای ستون بعد از حرکت گهواره‌ای است.



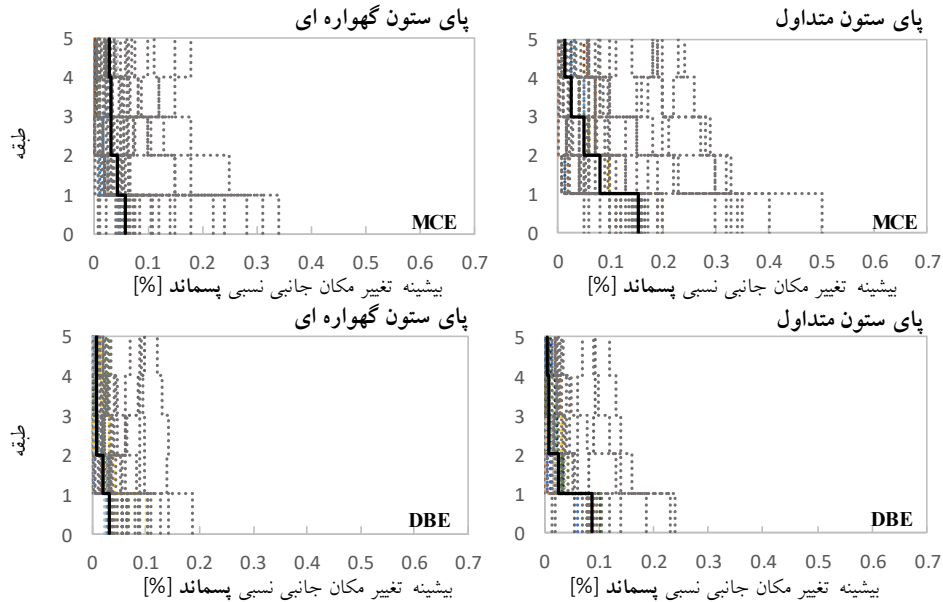
شکل ۱۴- مقادیر میانه بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی طبقه اول

در بررسی مقادیر بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی مشاهده می‌شود که دو مدل پای ستون گهواره‌ای و ثابت در طبقات، بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی تقریباً یکسانی را تجربه می‌کنند و فقط در طبقه اول قاب با پای ستون گهواره‌ای، مقدار تغییر مکان جانبی نسبی بیشینه به علت کاهش سختی دورانی پای ستون بعد از حرکت گهواره‌ای، افزایش پیدا می‌کند. میانه بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی طبقه اول در سطح خطر MCE و DBE در قاب با پای ستون گهواره‌ای و قاب با پای ستون ثابت در شکل (۱۴) در قالب نمودار میله‌ای نمایش داده شده است. بر اساس نتایج حاصل در سازه دارای حرکت گهواره‌ای، بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی طبقه اول در حدود ۵۰٪ نسبت به پای

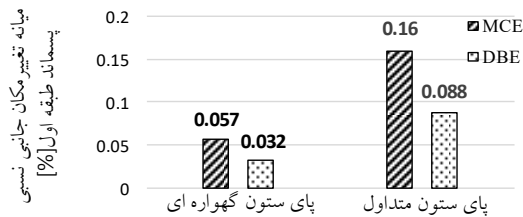
#### ۴-۲- تغییر مکان جانبی نسبی پسماند

از دیگر نتایج به دست آمده از تحلیل های تاریخچه زمانی، مقادیر تغییر مکان جانبی نسبی پسماند است که با بررسی نمودارهای تاریخچه زمانی مدل با پای ستون گهواره ای مشاهده می شود که در اکثر نمودارها مقدار تغییر مکان جانبی نسبی پسماند ناچیز

است. بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی پسماند در طبقه اول در سطوح خطر MCE و DBE در قاب با پای ستون گهواره ای به ترتیب برابر ۰/۳۴ و ۰/۱۸ درصد و در قاب با پای ستون ثابت برابر ۰/۵ و ۰/۲۱ درصد می باشد. تغییر مکان جانبی نسبی پسماند در طبقات تحت تأثیر ۴۴ رکورد زلزله حوزه دور و میانه این مقادیر در شکل (۱۵) نمایش داده شده است.



شکل ۱۵- بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی پسماند در طبقات تحت تأثیر مجموعه رکوردهای زلزله حوزه دور با سطح خطر MCE و DBE در مدل با پای ستون گهواره ای و ثابت



شکل ۱۶- میانگین تغییر مکان جانبی نسبی پسماند طبقه اول

#### ۴-۳- تغییر مکان جانبی نسبی خمشی

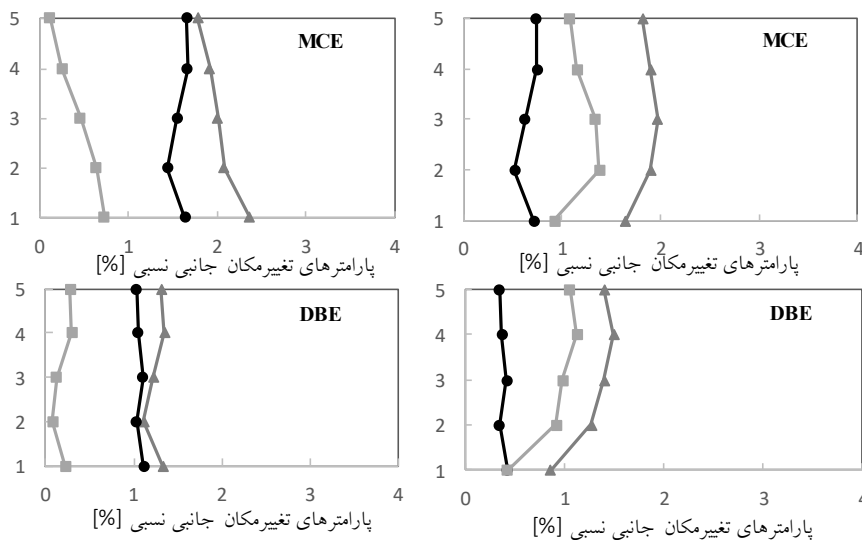
حداکثر مقدار تغییر مکان جانبی نسبی خمشی در سطح خطر MCE و DBE در قاب با پای ستون گهواره ای به ترتیب برابر ۰/۷۳ و ۰/۳ درصد و در قاب با پای ستون ثابت برابر ۱/۳۸ و ۱/۱۳ درصد می باشد. کاهش تغییر مکان جانبی نسبی خمشی در طبقات در پای ستون گهواره ای در سطح خطر MCE و DBE به ترتیب در حدود ۰/۵۰ و ۰/۷۰ است. شکل (۱۷) مقادیر میانگین مؤلفه های تغییر مکانی سازه را نشان می دهد. در این شکل، سه

بر اساس نتایج به دست آمده در قاب با پای ستون گهواره ای کاهش قابل توجهی در مقدار تغییر مکان جانبی نسبی پسماند به ویژه در طبقه اول مشاهده می شود. در اینجا نیز با توجه به کاهش قابل ملاحظه این مقدار در طبقه اول، از مقایسه میانه تغییر مکان جانبی نسبی سایر طبقات صرف نظر کرده و مقادیر میانه تغییر مکان جانبی نسبی پسماند طبقه اول در دو مدل بررسی و مقایسه می گردد. مقادیر میانه تغییر مکان جانبی نسبی پسماند طبقه اول در سطح خطر MCE و DBE در قاب با پای ستون گهواره ای به ترتیب برابر ۰/۰۵۷ و ۰/۰۳۲ درصد و در قاب با پای ستون ثابت ۰/۱۶ و ۰/۰۸۸ درصد می باشد. در شکل (۱۶) مقادیر میانه تغییر مکان جانبی نسبی پسماند طبقه اول در دو مدل با پای ستون ثابت و گهواره ای در قالب نمودارهای میله ای ارائه شده است. همان طور که مشاهده می شود تغییر مکان جانبی نسبی پسماند در مدل با پای ستون گهواره ای در حدود ۰/۶۵ نسبت به مدل با پای ستون ثابت کاهش پیدا کرده است.

نسبی طبقات، تغییر مکان جانبی نسبی خمشی در طبقات کاهش پیدا کرده که موجب کاهش تغییر مکان جانبی نسبی پسماند و سهولت تعمیرات پس از زلزله در سازه می‌شود.

مؤلفه تغییر مکانی شامل تغییر مکان جانبی نسبی کل، تغییر مکان جانبی نسبی خمشی و چرخش صلب سازه در حالت پای ستون گهواره‌ای و ثابت و در سطح خطر MCE و DBE با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

همان‌طور که مشاهده می‌شود در مدل با پای ستون گهواره‌ای به دلیل سهم بیش‌تر چرخش صلب سازه در تغییر مکان جانبی



شکل ۱۷- مؤلفه‌های تغییر مکانی سازه در قاب‌های فولادی دارای پای ثابت و گهواره‌ای

شکل ۱۷- مؤلفه‌های تغییر مکانی سازه در قاب‌های فولادی دارای پای ثابت و گهواره‌ای

ارزیابی پارامترهای عملکردی، مقادیر پارامترهای کلیدی تغییر مکان‌های جانبی نسبی خمشی و پسماند طبقات در سطوح خطر لرزه‌ای مورد بررسی به میزان قابل توجهی کاهش یافته است که نتایج کمی جمع‌بندی شده به شرح زیر به دست آمده است:

- پای ستون گهواره‌ای، باعث افزایشی در حدود ۵۰٪ در بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی طبقه اول می‌شود. دلیل این افزایش، کاهش سختی دورانی پای ستون بعد از حرکت گهواره‌ای است.
- در سازه با پای ستون گهواره‌ای، به دلیل چرخش صلب پای ستون، مقادیر تغییر مکان جانبی نسبی خمشی در طبقات در سطح خطر MCE حدود ۵۰٪ و در سطح خطر DBE حدود ۷۰٪ کاهش پیدا کرده که در کاهش آسیب اعضای اصلی سازه دارای اهمیت است.
- مقادیر بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی پسماند در سازه دارای حرکت گهواره‌ای، بسیار ناچیز می‌باشد که در مقایسه با مقادیر متناظر سیستم سازه‌ای متداول با پای ثابت، کاهش

## ۵- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این مقاله عملکرد لرزه‌ای قاب فولادی مرکز‌گرا با امکان حرکت گهواره‌ای در پای ستون و اتصالات گیردار پس‌کشیده تیر به ستون در مقایسه با سیستم سازه‌ای متداول قاب خمشی فولادی با پای ستون ثابت تحت اثر رکوردهای حوزه دور زلزله بررسی شده است. در مدل‌سازی عددی پیچیدگی‌های تحلیلی رفتار سازه‌ای شامل رفتار غیرخطی مصالح، هندسی و شرایط مرزی در سازه‌های مرکز‌گرای مورد نظر و عدم قطعیت‌های مربوط به پدیده زمین‌لرزه با انجام تحلیل‌های متعدد تاریخیچه زمانی با در نظر گرفتن ۲۲ جفت رکورد زلزله از مجموعه رکوردهای حوزه دور صورت پذیرفته است. با این وجود، نتایج پژوهش حاضر محدود به نمونه سازه‌ای طراحی شده می‌باشد و بررسی تأثیر پارامترهای طراحی اجزای مختلف پای ستون گهواره‌ای در رفتار سیستم سازه‌ای مرکز‌گرا خارج از گستره پژوهش حاضر بوده و در زمره محدودیت‌های مطالعه فعلی و مستلزم انجام پژوهش‌های آینده در این زمینه است. بر اساس

قابل ملاحظه‌ای در حدود ۶۵٪ نشان می‌دهد که در سهولت تعمیرات آسیب‌های پس از زمین‌لرزه تأثیرگذار است.

- بر اساس نتایج به‌دست آمده برای نیروی کابل‌های پس‌کشیده پای ستون، مشاهده شد که اهداف طراحی کابل‌ها شامل اجتناب از جاری‌شدن کابل‌ها و یا زوال نیروی آن‌ها محقق گردیده است. با این حال، در برخی رکوردهای زلزله به‌ویژه در سطوح خطر MCE که مقادیر چرخش پای ستون افزایش یافته است، امکان وقوع جاری‌شدن کابل‌ها و یا زوال نیروی آن‌ها وجود دارد.

#### ۶- تقدیر و تشکر

نویسندگان مراتب سپاسگزاری خود را از دانشگاه آزاد اسلامی واحدهای اسلامشهر، تهران غرب و شهر قدس ابراز می‌نمایند.

- "Analytical modeling of thick/stiffened base plates with internal anchor rods under eccentric compressive and tensile loads", Canadian Journal of Civil Engineering, 52(5), pp.880-895.
- [۱۴] اشرف زاده، ف.، تاروردیلوی، س. (۱۳۸۹)، "اثر حرکت گهواره‌ای فونداسیون روی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های مهاربندی‌شده فولادی"، کنفرانس بین‌المللی سبک‌سازی و زلزله، جهاد دانشگاهی کرمان.
- [۱۵] رهگذر، ن.، سروقد مقدم، ع. (۱۳۹۷)، "پیشنهاد ضرایب طراحی لرزه‌ای برای قاب فولادی مهاربندی دارای حرکت گهواره‌ای"، نشریه مهندسی ساخت‌وساز، دوره ۵، شماره ۴.
- [۱۶] حائری، س.م.، فتحی، آ. (۱۳۹۴)، "مدل‌سازی عددی حرکت گهواره‌ای سازه‌های واقع بر پی‌های سطحی تحت اثر بارگذاری دینامیکی و بررسی میزان استهلاك انرژی در فصل مشترک خاک و پی با توجه به اثرات اندرکنش خاک و سازه"، دهمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، تبریز.
- [۱۷] پروری، ع.، بگلر، آ. (۱۳۹۷)، "ارزیابی عملکرد و مقایسه لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با سیستم دوگانه با مهاربند همگرا و واگرا دارای امکان حرکت گهواره‌ای"، فصل‌نامه آنالیز سازه-زلزله، دوره ۱۵، شماره ۲.
- [۱۸] انصاری طرقي، ر.، سروقد مقدم، ع. (۱۳۹۶)، "چیدمان مناسب مهاربند در ساختمان‌های فولادی با حرکت گهواره‌ای"، هشتمین کنفرانس ملی سازه و فولاد، تهران.
- [۱۹] بیرقی، ح. (۱۴۰۲)، "به‌کارگیری مهاربند آلیاژ حافظه‌دار شکلی کمانش‌تاب برای بهسازی لرزه‌ای قاب‌های خمشی"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۷، شماره ۴۰، ص ۱۸-۳۵.
- [۲۰] بیرقی، ح. (۱۳۹۸)، "پاسخ لرزه‌ای سازه‌های فولادی دارای مهاربند کمانش‌تاب با و بدون میراگر مایع لزج تحت زلزله حوزه نزدیک و دور"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۳، شماره ۲۵.
- [۲۱] سلطانی، س.، جواهری تفتی، م.ر.، و وتر، م.ق. (۱۴۰۲)، "تحلیل عددی فیوز با تعویض‌پذیری ساده در قاب‌های واگرا و تعیین ضریب رفتار به روش انرژی"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۷، شماره ۳۹، ص ۹۳-۱۰۸.
- [۲۲] اصغری، ا.، و قناعت پیشه، س. (۱۳۹۵)، "بررسی رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی واگرای مرکزگرا با فیوزهای توزیع‌شده در ارتفاع"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۰، شماره ۲۰.
- [۲۳] هوایی، غ.ر.، و موبدی، ا. (۱۳۹۳)، "اثرات اندرکنش و حرکت گهواره‌ای به سبب تسلیم‌شدن ستون‌ها بر روی پاسخ سازه‌های فولادی"، نشریه علمی و پژوهشی مهندسی سازه و ساخت، دوره ۱، شماره ۱.
- [1] Beck, J.L., and Skinner, R.I. (1973), "The seismic response of a reinforced concrete bridge pier designed to step", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2(4), pp.343-358.
- [2] Yim, S.C.S., and Chopra, A.K. (1985), "Simplified earthquake analysis of multistory structures with foundation uplift", Journal of Structural Engineering, 111(12), pp.2708-2731.
- [3] Garlock, M.E., Li, J., and Blaisdell, M.L. (2006), "Collector beam interaction with steel self-centering moment frames", Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake.
- [4] Midorikawa, M., Azuhata, T., Ishihara, T., and Wada, A. (2006), "Shaking table tests on seismic response of steel braced frames with column uplift", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35(14), pp.1767-1785.
- [5] Eatherton, M.R., Ma, X., Krawinkler, H., Deierlein, G.G., and Hajjar, J.F. (2014), "Quasi-static cyclic behavior of controlled rocking steel frames", Journal of Structural Engineering, 140(11), p.04014083.
- [6] Dimopoulos, A.I., Karavasilis, T.L., Vasdravellis, G., and Uy, B. (2013), "Seismic design, modelling and assessment of self-centering steel frames using post-tensioned connections with web hourglass shape pins", Bulletin of Earthquake Engineering, 11(5), pp.1797-1816.
- [7] Vetr, M.G., Riahi Nouri, A., and Kalantari, A. (2012), "Efficient application of rocking motion in design of steel structures", In 15th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 24-28.
- [8] Vetr, M.G., Riahi Nouri, A., and Kalantari, A. (2016), "Seismic evaluation of rocking structures through performance assessment and fragility analysis", Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 15(1), pp.115-127.
- [9] Riahi Nouri, A., Anastasopoulos, I., Vetr, M.G., and Kalantari, A. (2016), "Efficiency of low-rise steel rocking frames founded on conventional and rocking foundations", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 84, pp.190-203.
- [10] Freddi, F., Dimopoulos, C.A., and Karavasilis, T.L. (2017), "Rocking damage-free steel column base with friction devices: design procedure and numerical evaluation", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 46(14), pp.2281-2300.
- [11] Bagherzadeh, R., Riahi Nouri, A., Massoudi, M.S., Ghazi, M., and Haddad Shargh, F. (2022), "Evaluation of seismic behavior based on the performance of special steel moment frames by modified energy method and force design method", Advances in Civil Engineering, 2022(1), 6718796.
- [12] Bagherzadeh, R., Riahi Nouri, A., Massoudi, M.S., Ghazi, M., and Haddad Shargh, F. (2022), "An effective hybrid method for optimizing steel frames with improved seismic performance", Iran University of Science and Technology, 12(3), pp.365-398.
- [13] Nouri, A.R., Hajiagha, A.R., and Vetr, M.G. (2025),



[۲۴] باوندی، م.، سروقد مقدم، ع.، منصوری، م.ر.، و عظیمی نژاد، آ. (۱۴۰۰)، "پیشنهاد شاخص تعمیرپذیری قاب‌های خمشی فولادی دارای اتصالات مرکزگرای پس‌کشیده تحت زلزله‌های دور از گسل"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۵، شماره ۳۱.

[۲۵] شمس، ا.س.، و قبادی، م.س. (۱۴۰۰)، "معرفی و ارزیابی سازه های مرکزگرای ترکیبی با رویکرد تاب‌آوری لرزه‌ای"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۵، شماره ۳۲.

[۲۶] قبادی، م.س.، کارگر نجفی، م.، و احمدی جزینی، ر. (۱۳۹۳)، "عملکرد لرزه‌ای اتصالات خودمحمور با ابزار اصطکاکی بال پایین (BFFD)"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۸، شماره ۱۶.

[۲۷] قاسمی، ع.، و متدین، ح. (۱۳۹۹)، "ارزیابی عملکرد قاب‌های خمشی فولادی ویژه پس‌کشیده تحت خرابی پیش‌رونده"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۴، شماره ۲۹.

[۲۸] حجازی طلب، ح.، و رحیمی بندرآبادی، ح. (۱۳۹۵)، "تحلیل عددی اتصالات خمشی فولادی پس‌کشیده همراه با نبشی‌های فوقانی و تحتانی"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، دوره ۱۰، شماره ۱۹.

[29] Eurocode 8 (2005), "Design of structures for earthquake resistance, Part 1: general rules, seismic action and rules for buildings", European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

[30] Tzimas, A.S., Dimopoulos, A.I., Karavasilis, T.L. (2015), "EC8-based seismic design and assessment of self-centering posttensioned steel frames with viscous dampers", Journal of Constructional Steel Research, 105, pp.60-73.

[31] McKenna, F., Fenves, G.L., and Scott, M.H. (2006), "OpenSees: open system for earthquake engineering simulation", PEER Center, Berkeley, CA.

[32] FEMA P695 (2008), "Quantification of building seismic performance factors". ATC-63 Project. Applied Technology Council: CA. USA.

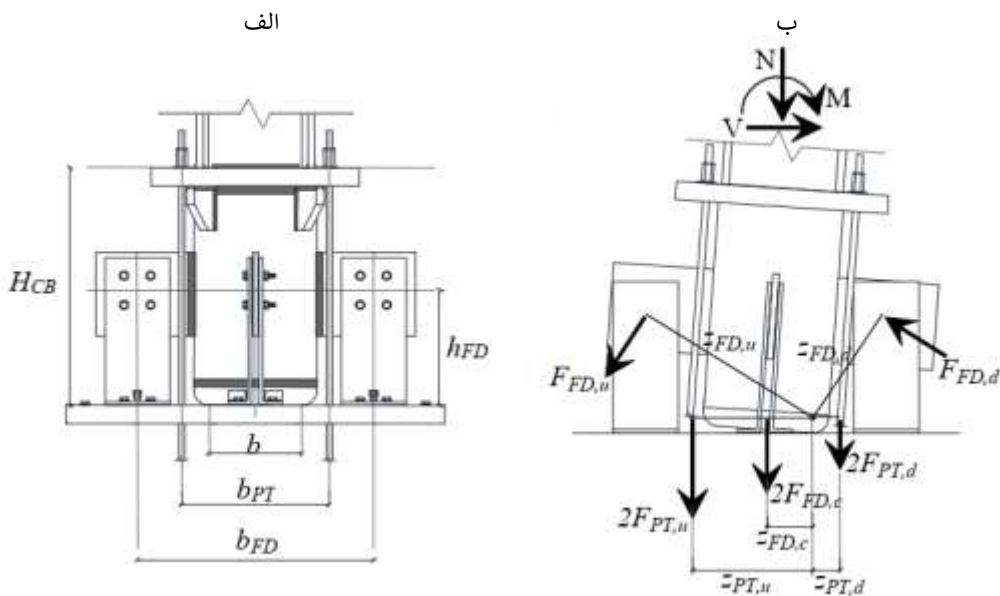
پیوست-الف

روش طراحی سازه دارای حرکت گهواره‌ای مرکزگرا

در این بخش روش طراحی گام به گام پای ستون دارای حرکت گهواره‌ای مرکزگرا به منظور اطمینان از حصول ویژگی‌های مطلوب سیستم مورد نظر شامل ویژگی‌های استهلاک انرژی و مرکزگرایی بر اساس فرآیند ذکر شده در مراجع فنی [۱۰] تشریح می‌گردد. در این فرآیند طراحی بر اساس هندسه و ابعاد ستون طبقه اول، نیروی محوری ستون ناشی از بارهای ثقلی ترکیبات بار لرزه‌ای طراحی (NEd,G)، نیروی محوری ستون ناشی از ترکیبات بار لرزه‌ای طراحی (NEd) و مقادیر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه اول تحت ترکیبات بار لرزه‌ای انجام می‌شود.

پ-الف-۱- هندسه پای ستون

همان‌گونه که در شکل نشان داده شده است، پارامترهای هندسی ستون (b, b<sub>p</sub>, b<sub>FD</sub>, h<sub>FD</sub>) بر اساس ابعاد هندسی مقطع ستون در طبقه اول انتخاب می‌گردد. سپس بازوهای کابل‌های پس کشیده (z<sub>PT,u</sub>) در سمت برکنش و z<sub>PT,d</sub> سمت دیگر پای ستون) از روابط (پ-۱) و بازوهای مجموعه فیوزها (شامل z<sub>FD,c</sub> برای فیوزهای مرکزی، z<sub>FD,u</sub> برای فیوزهای واقع در سمت برکنش و z<sub>FD,d</sub> برای فیوزهای سمت دیگر پای ستون) بر اساس روابط (پ-۲) تعیین می‌گردد.



شکل پ-۱- پای ستون مرکزگرای دارای حرکت گهواره‌ای: الف) پارامترهای هندسی، ب) بازوهای مقاوم فیوزها و کابل‌های پس کشیده

مقاومت تسلیم واقعی به اسمی) است که در غیاب اندازه‌گیری‌های لازم مقدار آن برابر  $\gamma_{ov} = 1.25$  در نظر گرفته می‌شود. شایان ذکر است اعمال ضریب اضافی 1.1 به ضریب اضافه مقاومت  $\gamma_{ov}$  به دلیل در نظر گرفتن تأثیر عواملی از قبیل کرنش سختی و نرخ کرنش است. طبیعتاً ملحوظ نمودن مقادیر بزرگ‌تر برای  $\gamma_T$  به طراحی محافظه کارانه تری منجر خواهد شد

$$M_T = \frac{M_{N,Rd}}{\gamma_T} \quad \& \quad \gamma_T = 1.1\gamma_{ov} \quad (\text{پ-۳})$$

$$= 1.1 \times 1.25 = 1.375$$

در ادامه توجه می‌شود لنگر  $M_T$  از رابطه (پ-۴) به دست می‌آید که در آن لنگر آغاز حرکت گهواره‌ای، ( $S_{PT}$ ) بیانگر مشارکت کابل‌های پس کشیده در سختی چرخشی پای ستون و ( $K_{PT}$ ) سختی محوری کابل‌های پس کشیده است.

$$z_{PT,u} = \frac{b_{PT} + b}{2} \quad \& \quad z_{PT,d} = \frac{b_{PT} - b}{2} \quad (\text{پ-۱})$$

$$z_{FD,u} = \sqrt{\left(\frac{b_{FD} + b}{2}\right)^2 + h_{FD}^2} \quad \& \quad z_{FD,c} = \frac{b}{2} \quad \& \quad z_{FD,d} = \sqrt{\left(\frac{b_{FD} - b}{2}\right)^2 + h_{FD}^2} \quad (\text{پ-۲})$$

پ-الف-۲- طراحی کابل‌های پس کشیده

مقدار لنگر  $M_T$  در دوران هدف ( $\theta_T$ ) بر اساس رابطه (پ-۳) تعیین می‌شود که به موجب آن لنگر پلاستیک ستون ( $M_{N,Rd}$ ) بر ضریب بزرگ‌تر از واحد  $\gamma_T$  تقسیم می‌گردد تا از کم‌تر بودن لنگر طراحی از لنگر پلاستیک ستون و در نتیجه عدم تسلیم ستون اطمینان حاصل شود. مقدار  $\gamma_T$  بر اساس یوروکد ۸ [۲۹] برابر  $1.1\gamma_{ov}$  می‌باشد که ( $\gamma_{ov}$ ) بیانگر ضریب اضافه مقاومت (نسبت

### پ الف-۳- طراحی فیوزهای اصطکاکی

لنگر متناظر با فیوزهای اصطکاکی ( $M_{FD}$ ) بر اساس رابطه (پ-۶) محاسبه می‌گردد و با معلوم بودن آن و بازوهای محاسبه شده برای فیوزهای اصطکاکی در بخش پ-الف-۱، می‌توان مقادیر نیروی طراحی فیوزها ( $F_{FD}$ ) را طبق رابطه (پ-۱۲) به دست آورد.

$$M_{FD} = F_{FD}(z_{FD,u} + 2z_{FD,c} + z_{FD,d}) \quad (\text{پ-۱۲})$$

با مشخص شدن مقادیر نیروی طراحی فیوزها ( $F_{FD}$ ) و با معلوم بودن ضریب اصطکاک میان سطوح فیوز اصطکاکی ( $\mu_{FD}$ )، پارامترهای طراحی فیوزهای اصطکاکی شامل تعداد پیچ‌ها ( $n_b$ ) و نیروی پیش‌تنیدگی هر پیچ ( $N_b$ ) بر اساس رابطه (پ-۱۳) به دست می‌آیند.

$$F_{FD,i} = \mu_{FD} n_b N_b \quad \text{with } i = u, d, c \quad (\text{پ-۱۳})$$

$$M_T = M_D + S_{PT}\theta_T \quad \& \quad S_{PT} \quad (\text{پ-۴})$$

$$= 2K_{PT}(z_{PT,u}^2 + z_{PT,d}^2)$$

از سوی دیگر بر اساس رابطه (پ-۵) لنگر آغاز حرکت گهواره‌ای ( $M_D$ ) نیز بر اساس مجموع لنگر وانهش ( $M_E$ ) و لنگر تأمین شده توسط (Decompression Moment) فیوزهای اصطکاکی ( $M_{FD}$ ) است.

$$M_D = M_E + M_{FD} \quad (\text{پ-۵})$$

شرط تأمین ویژگی مرکزگرایی پای ستون این است که  $M_E \geq M_{FD}$  که در نتیجه یک ضریب طراحی بزرگ‌تر از واحد ( $\alpha_{SC}$ ) طبق رابطه (پ-۶) در نظر گرفته می‌شود:

$$M_{FD} = \frac{M_E}{\alpha_{SC}} \quad (\text{پ-۶})$$

در نتیجه با توجه به روابط (پ-۴) و (پ-۶) مقدار لنگر  $M_T$  در دوران هدف از رابطه (پ-۷) به دست می‌آید:

$$M_T = \left(1 + \frac{1}{\alpha_{SC}}\right) \left[ N_{Ed,G} \frac{b}{2} + 2T_{PT}(z_{PT,u} - z_{PT,d}) \right] + 2K_{PT}(z_{PT,u}^2 + z_{PT,d}^2)\theta_T \quad (\text{پ-۷})$$

در رابطه فوق ( $T_{PT}$ ) برابر نیروی اولیه پس کشیدگی کابل‌ها می‌باشد که پارامتر نسبت پس کشیدگی  $\kappa = \sigma_{PT}/f_{y,PT}$  یعنی نسبت تنش پس کشیدگی اولیه کابل به تنش تسلیم کابل بر اساس آن تعریف می‌گردد و رابطه (پ-۷) را با توجه به این تعریف می‌توان به صورت رابطه (پ-۸) بازنویسی کرد:

$$M_T = \left(1 + \frac{1}{\alpha_{SC}}\right) \left[ N_{Ed,G} \frac{b}{2} + 2\kappa A_{PT} f_{y,PT} (z_{PT,u} - z_{PT,d}) \right] + 2 \frac{E_{PT} A_{PT}}{L_{PT}} (z_{PT,u}^2 + z_{PT,d}^2) \theta_T \quad (\text{پ-۸})$$

بازنویسی رابطه فوق منجر به محاسبه پارامتر نسبت پس کشیدگی  $\kappa$  بر اساس رابطه (پ-۹) می‌گردد:

$$\kappa = \frac{1}{2A_{PT} f_{y,PT} (z_{PT,u} - z_{PT,d})} \left[ \frac{M_T - 2 \frac{E_{PT} A_{PT}}{L_{PT}} (z_{PT,u}^2 + z_{PT,d}^2) \theta_T}{1 + \frac{1}{\alpha_{SC}}} - N_{Ed,G} \frac{b}{2} \right] \quad (\text{پ-۹})$$

همچنین، لازم است کابل‌های پس کشیده طوری طراحی گردند که در محدوده چرخش پای ستون تا دوران هدف، دچار تسلیم و یا از دست دادن نیروی کششی خود نشوند. در نتیجه دو رابطه نامساوی (پ-۱۰) و (پ-۱۱) بیانگر شروط فوق هستند.

$$\kappa \leq 1 - \frac{E_{PT} \times z_{PT,u} \times \theta_T}{f_{y,PT} \times L_{PT}} = k_{max} \quad (\text{پ-۱۰})$$

$$\kappa \geq \frac{E_{PT} \times z_{PT,d} \times \theta_T}{f_{y,PT} \times L_{PT}} = k_{min} \quad (\text{پ-۱۱})$$

در خاتمه پارامترهای طراحی کابل‌های پس کشیده (یعنی  $\kappa$ ،  $L_{PT}$  و  $A_{PT}$ ) با در نظر گرفتن سه رابطه (پ-۹) الی (پ-۱۱) انتخاب می‌گردند.





http://journaliss.ir

## ارزیابی تحلیلی پاسخ اتصالات تیر اشکل به ستون لوله‌ای عرشه سکوه‌ای دریایی

سید احمد حسینی<sup>۱\*</sup>، مصطفی زین‌الدینی<sup>۲</sup>، ترانه امین طاهری<sup>۳</sup>

۱- استادیار، دانشگاه صنعتی مالک اشتر، مجتمع دانشگاهی پدافند غیرعامل، ایران

۲- استاد، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، دانشکده مهندسی عمران، ایران

۳- دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی مالک اشتر، مجتمع دانشگاهی پدافند غیرعامل، ایران

\*تهران، صندوق پستی ۱۷۷۴۱۵۸۷۵، hoseini@mut.ac.ir

### چکیده

اتصالات تیر اشکل به ستون لوله‌ای با دیافراگم خارجی در عرشه سکوه‌های نفت و گاز از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در این اتصالات بارهای برشی توسط ورق جان و لنگرها توسط عملکرد مشترک ورق‌های شبه‌لوزی (دیافراگم خارجی) و یک پهنای مؤثر حلقه‌ای از خزانه لوله‌ای ستون انتقال می‌یابند. در این مقاله یک روش حل بسته تحلیلی برای پیش‌بینی منحنی‌های لنگر-دوران و سختی-دوران اتصالات تیر اشکل به ستون لوله‌ای ارائه شده است. لنگر تسلیم و لنگر خمیری مورد نیاز در این مدل از توسعه روابط Roark به دست آمده است. نتایج حاصل از این مدل تحلیلی با مدل اجزای محدود کوپل مکانیکی-حرارتی غیرخطی که قبلاً توسط مؤلف ارائه شده، مقایسه شده است که این مدل اجزای محدود به نوبه خود با استفاده از آزمایش‌های مقیاس کوچک و بزرگ اعتبارسنجی گردیده است. تطابق قابل قبولی بین نتایج این مدل تحلیلی و مدل آزمایشگاهی/عددی نیز وجود دارد.

### واژگان کلیدی

اتصال تیر اشکل به ستون لوله‌ای، عرشه سکوه‌های نفتی، منحنی لنگر-دوران، مدل تحلیلی، روابط Roark

## Analytical Assessment of I-shaped Beam to Cylindrical Column Connections Response in Offshore Platforms

S.A. Hoseini, M. Zeinoddini, T. Amintaheri

### Abstract

Off-shore platforms constructed for oil and gas production are prone to high potential fire risks. These probable fire incidents may cause local or global structural damages, which in turn can result in serious consequences such as casualties, destruction of the facilities, and damage to the environment. It is therefore necessary to design these structures so as to ensure the least amount of loss after a possible fire event. In this paper a closed form analytical solution for the prediction of moment-rotation and the rotational stiffness-rotation curves of I-shaped beam to cylindrical column connections, commonly used in off-shore platforms, in room and elevated temperatures is presented. The required yield and plastic moments in this model are provided as an extension to Roark's relationships. The results of this model are compared with those of a non-linear coupled mechanical-thermal finite element model previously provided by the authors, which was in turn validated using small-scale and large-scale experimental tests. Reasonable agreement has been found between the analytical model results and the experimental/numerical modeling results.

### Keywords

I-Shaped Beam to Cylindrical Column, Off-Shore Platforms, High Temperatures, Analytical Model, Roark's Relationships



## ۱-۱- بررسی رفتار تحلیلی اتصالات

در تحلیل و طراحی مرسوم سازه‌های فولادی، معمولاً فرض می‌شود که اتصالات تیر-ستون کاملاً صلب یا کاملاً مفصلی هستند. فرض صلب بیان می‌کند که سختی اتصال نسبت به سختی تیر و ستون خیلی زیاد است؛ درحالی‌که فرض مفصلی اتصال، بیانگر سختی کم اتصال نسبت به سختی اعضای متصل به آن می‌باشد. در برخی از سازه‌ها، سختی جانبی به‌وسیلهٔ دیگر سیستم‌های سازه‌ای مانند هسته و دیوار برشی فراهم می‌شود. در این موارد، اتصالات تیر-ستون مفصلی فرض شده و تیر و ستون‌ها فقط بارهای ثقلی را تحمل می‌نمایند. در نوع دیگری از سازه‌ها، سختی جانبی توسط عملکرد خمشی قاب‌ها تأمین می‌شود. در تحلیل قاب خمشی، عموماً اتصالات بین اعضا را صلب فرض می‌کنند. آزمایش‌های پوپوف<sup>۱</sup> و استفان<sup>۲</sup>، نادر و آستانه با تمرکز بر روی رفتار اتصالات نشان دادند که اتصالات، رفتار غیرخطی مابین صلبیت کامل و مفصلی کامل دارند [۲۰۱]؛ بنابراین اتصالات در واقعیت دارای رفتاری نیمه‌صلب هستند. اخیراً تأثیر اتصالات نیمه‌صلب بر روی پاسخ واقعی سازه‌ای مورد توجه قرار گرفته است؛ تدابیری برای تحلیل سازه‌ها با اتصالات نیمه‌صلب در چندین آیین‌نامهٔ طراحی سازه‌های فولادی ارائه شده است. در آیین‌نامهٔ AISC 360-22، به‌طور خاص به اتصالات نیمه‌صلب پرداخته و روش‌های تحلیل و طراحی آن‌ها را ارائه می‌دهد. در این ویرایش، بخش‌هایی به رفتار غیرخطی اتصالات و تأثیر آن‌ها بر عملکرد سازه‌ها می‌پردازد [۳] و همچنین در ویرایش سال ۲۰۱۵ استاندارد Eurocode 3 (یکی از استانداردهای مهم در طراحی سازه‌های فولادی در اروپا)، به بررسی اتصالات نیمه‌صلب و تأثیر آن‌ها بر رفتار سازه‌ها پرداخته شده است. این آیین‌نامه به تحلیل‌های غیرخطی و مدل‌سازی اتصالات نیز اشاره دارد [۴].

## ۲-۱- بررسی رفتار اتصالات تیر اشکل بر ستون توخالی

علاوه بر آیین‌نامه‌های مذکور، تحقیقات مختلفی نیز در مورد پاسخ انواع اتصالات (به‌ویژه اتصال تیر اشکل بر ستون توخالی) و تأثیر آن بر رفتار سازه انجام شده است. به‌عنوان مثال کوچاکس<sup>۳</sup> و همکاران، به بررسی اتصالات تیر اشکل و رفتار تجربی آن به ستون‌های توخالی گرد (CHS) با استفاده از صفحات تقویتی داخل

ستون پرداختند. نتایج اصلی شامل تأثیر جوشکاری بر مقاومت اتصال، توزیع نیروی قابل‌توجه بین اجزا و پیشنهاد یک روش طراحی برای ارزیابی مقاومت خمشی و سختی که بر مبنای آزمایش‌های انجام‌شده بهینه‌سازی شده‌اند، می‌باشد. همچنین آن‌ها دریافتند که این اتصالات می‌توانند در شرایط بارگذاری زلزله عملکرد بهتری داشته باشند [۵]. گو<sup>۴</sup> و همکاران در سال ۲۰۲۴ تحقیقی را درباره رفتار چرخه ای اتصالات تیر به ستون با مقطع مستطیلی توخالی (RHS) تحت لنگر خمشی چرخه ای انجام دادند. در این مطالعه، آزمایش‌ها و تحلیل‌های عددی بر روی اتصالات تیر به ستون با طراحی‌های تقویت‌شده و بدون تقویت انجام شد. نتایج نشان داد که اتصالات تقویت‌شده دارای افزایش ۳۰ درصدی در بار حداکثر و ۱۸ درصدی در ضریب انرژی اتلافی حداکثر نسبت به اتصالات بدون تقویت بودند. همچنین، مدل ریاضی برای رفتار چرخه‌ای این اتصالات توسعه داده شد که می‌تواند در طراحی‌های مهندسی کاربرد عملی داشته باشد [۶]. پیشینی<sup>۵</sup> و همکاران در سال ۲۰۲۱ تحقیقی را در مورد رفتار (CHS) در سازه‌های کامپوزیت فولادی-بتنی تحت بارهای عمودی انجام دادند. این تحقیق به بررسی اتصالاتی پرداخت که با استفاده از تکنولوژی برش لیزری ساخته شده‌اند و تیرها از طریق شکاف‌های ایجادشده در ستون‌ها عبور می‌کنند. نتایج نشان داد که این روش، نیاز به جوشکاری را کاهش می‌دهد و رفتار مکانیکی اتصالات را تحت بارهای عمودی بهبود می‌بخشد [۷]. آجواد<sup>۶</sup> و همکاران به بررسی (CHS) و تیرهای دوگانهٔ جوش‌خورده پرداختند و یک مدل مؤلفه‌ای جدید برای پیش‌بینی سختی و استحکام این اتصالات ارائه کردند. همچنین، آن‌ها مدل‌های عددی را با داده‌های تجربی اعتبارسنجی نموده و فرمول‌های جدیدی برای پیش‌بینی رفتار این اتصالات معرفی کردند و به این نتیجه رسیدند که اتصالات می‌توانند رفتار نیمه‌سختی داشته باشند [۸].

## ۳-۱- بیان مسئله و اهداف تحقیق حاضر

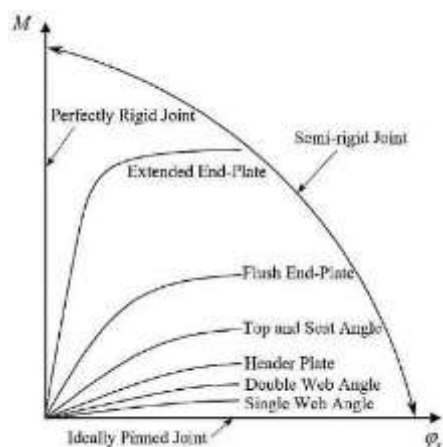
همان‌طور که از تاریخچهٔ مطالعات مشاهده شده تاکنون به رفتار تحلیلی اتصالات تیر اشکل به ستون لوله‌ای (با استفاده از دیافراگم)، که در عرشهٔ سکوها دریاپی استفاده می‌شود (شکل (۱))، پرداخته نشده است؛ لذا در این تحقیق، رفتار تحلیلی این اتصالات مورد بررسی قرار می‌گیرد و در ادامه یک روش حل بستهٔ تحلیلی برای پیش‌بینی منحنی‌های لنگر-دوران ارائه می‌شود.

<sup>4</sup> Guo  
<sup>5</sup> Piscini  
<sup>6</sup> Ajwad

<sup>1</sup> Popov  
<sup>2</sup> Stephen  
<sup>3</sup> Couchaux



شکل ۱- نمایی از اتصال تیرهای I به ستون لوله‌ای در سکوها  
فرا ساحلی نفت و گاز



شکل ۲- منحنی‌های لنگر- دوران اتصالات معمول [۱۰]

## ۲- مبانی علمی تحقیق

### ۲-۱- رفتار اتصال

در ساخت سازه‌های فولادی، اتصالات تیر به ستون به‌طور گسترده‌ای استفاده می‌شوند. در واقعیت فرض صلبیت کامل یا مفصلی کامل اتصالات تیر-ستون که بسیار متداول است، چندان واقعی نمی‌باشد. آزمایش‌های زیادی نشان داده‌اند که اتصالات واقعی، رفتار غیرخطی دارند که از تسلیم تدریجی ورق‌ها و نبشی‌های اتصال و پیچ‌ها ناشی می‌شوند. مشخصه‌های رفتاری اتصالات پیچیده است و عدم قطعیت‌های زیادی در رفتار اتصال حاکم می‌باشد که تأثیرات غیرخطی بودن قاب، مسئله را سخت‌تر می‌نماید. از جمله موارد دخیل، نقص هندسی، تنش پسماند ناشی از جوشکاری، تمرکز تنش و تأثیرات ثانویه ناشی از تغییرشکل چشمه اتصال می‌باشد. برای اغلب اتصالات، تغییرشکل‌های محوری و برشی در مقایسه با تغییرشکل‌های خمشی، ناچیز است و برای سادگی، معمولاً فقط رفتار دورانی اتصالات ناشی از عملکرد خمشی در نظر گرفته می‌شود [۹].

رفتار غیرخطی یک اتصال، عموماً با کمک منحنی لنگر-دوران  $(M - \varphi_c)$  حاصل از نتایج آزمایش بیان می‌شود. منحنی‌های  $(M - \varphi)$  چندین اتصال معمول در شکل (۲) نشان داده شده است. همان‌طور که از این شکل می‌توان مشاهده کرد، دو حد نهایی، مفصلی کامل (خط افقی) و صلبیت کامل (خط عمودی) می‌باشد.

برای آن که بتوان منحنی‌های  $(M - \varphi)$  را در برنامه کامپیوتری تحلیل قاب لحاظ نمود، رابطه لنگر-دوران توسط توابع ریاضی بیان می‌شود.

### ۲-۲- طبقه‌بندی مدل‌های اتصال

در واقع، رفتار اتصال به‌صورت مجموعه‌ای از روابط لنگر-دوران ساده‌سازی می‌شود. به‌طور ریاضی، این روابط در فرم عمومی ارائه شده در رابطه‌های (۱) و (۲) هستند.

$$M = f(\varphi) \quad (1)$$

$$\varphi_c = g(M) \quad (2)$$

که  $f$  و  $g$  توابع ریاضی،  $M$  لنگر خمشی در اتصال و  $\varphi$  دوران اتصال می‌باشد. اساساً، طبقه‌بندی روابط لنگر-دوران اتصالات به سه نوع اصلی مدل‌های تحلیلی، ریاضی و ترکیبی تقسیم می‌شوند. در مدل‌های تحلیلی، روابط  $(M - \varphi_c)$  بر اساس خصوصیات فیزیکی اتصال استخراج می‌گردند. در مدل‌های ریاضی، از یک تابع ریاضی که پارامترهای آن با نتایج آزمایش به‌دست آمده‌اند، استفاده می‌شود. در نهایت، در مدل‌های ترکیبی نتایج مدل‌های تحلیلی ریاضی با هم ترکیب می‌شوند.

### ۲-۳- انواع مدل‌های اتصال

چندین مدل ترکیبی و ریاضی برای ارائه منحنی‌های  $(M - \varphi_c)$  اتصالات وجود دارد؛ از جمله، مدل‌های خطی، دوخطی، سه‌خطی، چندجمله‌ای، مدل خط کران‌دار<sup>۱</sup> و مدل توانی. کاربرد مدل‌های خطی و دوخطی ساده‌تر است اما خطای آن‌ها بالا بوده و در نقاط تغییر شیب این منحنی‌ها تغییرات شدیدی در سختی اتصال ظاهر

<sup>1</sup> Bounding Line

می‌شود. مدل چندجمله‌ای قادر به ارائه یک تقریب خوب می‌باشد، اما در بعضی نقاط سختی منفی برای اتصال ارائه می‌دهد.

### ۲-۳-۱- مدل خطی

این ساده‌ترین مدل اتصال می‌باشد و تنها نیاز به یک پارامتر برای تعریف سختی اتصال دارد. تابع  $(M - \varphi_c)$  به شکل زیر بیان می‌شود.

$$M = S_c^0 \varphi \quad (3)$$

در این رابطه،  $(S_c^0)$  مقدار ثابت سختی اولیه اتصال است. مقادیر  $(S_c^0)$  اغلب از آزمایش به دست می‌آید. یک تابع ساده از  $(S_c^0)$  می‌تواند به صورت عبارتی از سختی تیر بیان شود. لایت‌فوت<sup>۱</sup> و لمسوریر<sup>۲</sup> در سال ۱۹۷۴ سختی اتصال را به صورت رابطه (۴) فرض کردند.

$$S_c^0 = \lambda \frac{4EI}{L} \quad (4)$$

که  $(EI)$  و  $(L)$  به ترتیب صلیب خمشی و طول تیر هستند؛ و  $(\lambda)$  ضریب صلیب اتصال می‌باشد که میزان انعطاف‌پذیری اتصال را نشان می‌دهد [۱۱].

### ۲-۳-۲- مدل چندخطی

در مدل خطی، فرض خطی فقط در محدوده بارگذاری کوچک مناسب است. اما در تحلیل تغییرشکل‌های بزرگ، کاهش سختی اتصالات باید مدنظر قرار گیرد. مدل دوخطی و چندخطی برای افزایش دقت تحلیل پیشنهاد می‌شود (شکل (۴-الف)).

### ۲-۳-۳- مدل چندجمله‌ای

برای تعیین یک منحنی  $(M - \varphi_c)$  هموارتر، فری و موریس یک تابع چند جمله‌ای با توان فرد را پیشنهاد دادند. شکل کلی این تابع به شکل زیر می‌باشد [۱۲].

$$\varphi = C_1(KM)^1 + C_2(KM)^3 + C_3(KM)^5 \quad (5)$$

که  $(K)$  پارامتر استانداردسازی است و تابعی از پارامترهای هندسی مهم مانند ابعاد هندسی اعضای متصل شده، ضخامت ورق و ... می‌باشد؛  $(C_1)$ ،  $(C_2)$  و  $(C_3)$  ثابت‌های همسان‌سازی منحنی‌ها هستند. شیب منحنی  $(S_c)$  که سختی مماسی اتصال می‌باشد، توسط رابطه (۶) بیان می‌شود.

$$S_c = \frac{dM}{d\varphi} = \frac{1}{C_1(K) + 3C_2K(KM)^2 + 5C_3K(KM)^4} \quad (6)$$

### ۲-۳-۴- مدل توانی

چندین مدل توانی برای انواع مختلف اتصالات ارائه شده است. معمولاً دو یا سه پارامتر در توابع مختلف مورد نیاز است. مدل توانی دو پارامتری [۱۳ و ۱۴] دارای شکل ساده زیر است:

$$\varphi_c = aM^b \quad (7)$$

و سختی اتصال:

$$S_c = \frac{dM}{d\varphi} = \frac{1}{abM^{b-1}} \quad (8)$$

که  $(a)$  و  $(b)$  دو پارامتر همسان‌سازی منحنی‌ها در شرایط  $a > 0$  و  $b > 1$  هستند.

به کاربردن مدل توانی برای تبیین منحنی‌های  $(M - \varphi_c)$  غیرخطی اتصالات از مزایایی برخوردار است؛ ۱- این مدل‌ها همیشه دارای مشتق مثبت هستند (یعنی مقدار سختی اتصال همواره مثبت است) که این ویژگی مخصوصاً برای جلوگیری از وقوع سختی منفی در اتصال اهمیت دارد؛ این مدل، یک منحنی هموار بدون تغییر ناگهانی در شیب می‌باشد. ۲- آن‌ها نیاز به تعداد پارامترهای اندکی در بیان منحنی  $(M - \varphi_c)$  و محاسبه سختی اتصال دارد. ۳- این مدل‌ها یک تطبیق خوب با منحنی‌های  $(M - \varphi_c)$  داده‌های آزمایشگاهی دارند.

### ۲-۳-۵- مدل خط کران‌دار

البرمانی<sup>۳</sup> و همکاران، زو<sup>۴</sup> و همکاران یک مدل خط کران‌دار پیشنهاد کرده‌اند که نیاز به چهار پارامتر برای تعیین روابط  $(M - \varphi_c)$  دارد (همان‌طور که در شکل (۳-ج) نشان داده شده است) [۱۵ و ۱۶]. بر مبنای این مدل، منحنی لنگر-دوران به سه بخش تقسیم می‌شود؛ بخش اول و سوم، به ترتیب بخش خطی-ارتجاعی و بخش خطی-خمیری منحنی  $(M - \varphi_c)$  می‌باشند. بین این دو بخش، یک منحنی انتقالی هموار برآزش داده می‌شود. از آنجایی که منحنی کامل  $(M - \varphi_c)$  توسط سه بخش متصل می‌شود، لنگر نمی‌تواند به صورت یک تابع منفرد از دوران اتصال نوشته شود. فرم این مدل به شکل زیر است:

$$M = \Sigma M \quad (9)$$

$$M = k_j \varphi \quad (10)$$

که سختی مماسی اتصال  $(k_j)$  در بخش‌های مختلف به شکل زیر فرض می‌شود:

$$k_i = \begin{cases} k_o & \text{when } M < m_1 \\ k_o + \frac{M - m_1}{M_c - M_y} (k_p - k_o) & \text{when } m_1 \leq M \leq m_2 \\ k_p & \text{when } M > m_2 \end{cases} \quad (11)$$

<sup>3</sup> Al-Bermani

<sup>4</sup> Zhu

<sup>1</sup> Lightfoot

<sup>2</sup> LeMessurier

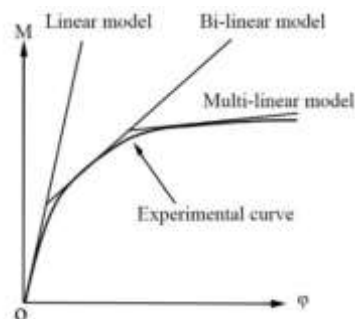


که

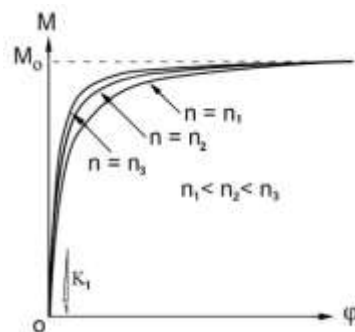
$$m_1 = M_y + k_p \cdot \varphi_c \quad (12)$$

$$m_2 = M_c + k_p \cdot \varphi_c \quad (13)$$

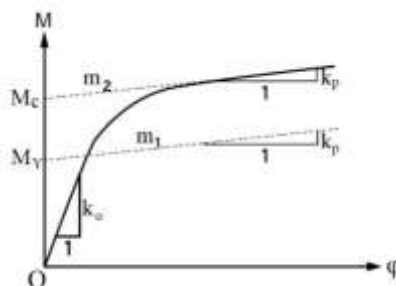
در این روابط  $(k_o)$  سختی اولیه،  $(k_p)$  سختی کران‌دار،  $(M_y)$  لنگر تسلیم و  $(M_c)$  لنگر کران‌دار می‌باشد.



الف) مدل‌های خطی



ب) مدل توانی



ج) مدل خط کران‌دار

شکل ۳- انواع مختلف مدل‌های اتصال [۱۲]

۱- محاسبه سطح مؤثر و تنش ناشی از خمش در اتصال از روابط رایج طراحی اتصال تیر اشکل به ستون لوله‌ای اقتباس شده است.

۲- نیروهای داخلی در سطوح مختلف اتصال، با استفاده از روابط Roark محاسبه شده است [۱۷].

۳- همان‌طور که در ادامه به تفصیل گفته خواهد شد، به علت تشابه منحنی‌های عددی  $(M - \varphi_c)$  اتصال تیر اشکل به ستون لوله‌ای عرشه سکوه‌ای نفتی به مدل خط کران‌دار، از این مدل برای پیش‌بینی منحنی‌های  $(M - \varphi_c)$  و  $(k_j - \varphi)$  اتصالات استفاده شده است.

۴- با توجه به بخش قبل، برای استفاده از مدل خط کران‌دار لازم است که لنگر تسلیم  $(M_y)$ ، لنگر خمیری  $(M_{pl})$ ، دوران متناظر با لنگر تسلیم  $(\varphi_y)$  و دوران متناظر با لنگر خمیری  $(\varphi_{pl})$  باشد. با استفاده از تنش در سطح مقطع مؤثر، لنگر تسلیم و لنگر خمیری توسط مؤلف محاسبه شده است.  $(\varphi_y)$  و  $(\varphi_{pl})$  نیز، با توجه به منحنی‌های  $(M - \varphi_c)$  و محاسبات عددی،  $4/8$  و  $35$  میلی‌رادیان پیشنهاد شده است. با مشخص شدن این چهار پارامتر، منحنی‌های  $(M - \varphi_c)$  و  $(k_j - \varphi)$  این اتصالات، با استفاده از مدل خط کران‌دار توسط مؤلف ارائه شده است.

همان‌طور که در بخش (۲-۳) بیان شد مدل‌های مختلفی برای اتصالات ارائه شده است و هر کدام از مدل‌ها، برای انواع مختلفی از اتصالات قابل استفاده هستند؛ از بین انواع مدل‌های ارائه شده، آن مدلی که نزدیک‌ترین سازگاری را با منحنی لنگر-دوران اتصال مذکور دارد، انتخاب می‌شود. با توجه به شکل ۱۰ (نمودار لنگر-دوران اتصال تیر اشکل به ستون لوله‌ای) مشخص است بیش‌ترین سازگاری این نمودارها، با مدل خط کران‌دار می‌باشد؛ لذا از این مدل، جهت مدل‌سازی اتصال مذکور استفاده می‌شود.

در شکل (۴)، نمایی از یک اتصال تیپ تیر اشکل به ستون لوله‌ای نشان داده شده است. مقطع مؤثر در پاسخ اتصال به لنگر خمشی، در این شکل و به‌طور واضح‌تر در شکل (۴) نشان داده شده است. همان‌طور که از شکل (۵) مشخص است، قسمتی از دیواره ستون و قسمتی از ورق دیافراگم خارجی به‌عنوان هندسه مؤثر در برابر لنگر خمشی عمل می‌کنند. در ادامه، محاسبات مربوط به تعیین مشخصات هندسی مقطع از قبیل مساحت، ممان اینرسی و اساس مقطع بر اساس روابط رایج طراحی بیان می‌شود.

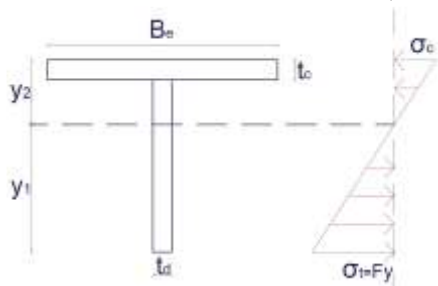
### ۳- پیش‌بینی منحنی‌های لنگر-دوران اتصال تیر اشکل به ستون لوله‌ای

در این بخش، به تحلیل محاسباتی پاسخ اتصالات تیر اشکل به ستون لوله‌ای عرشه سکوه‌ای نفتی در برابر لنگر خمشی پرداخته می‌شود و مناسب‌ترین مدل برای پیش‌بینی منحنی  $(M - \varphi_c)$  این اتصالات به همراه روابط محاسباتی استخراج می‌شود. روند کار به‌طور خلاصه به‌ترتیب زیر می‌باشد:

با توجه به این که، هدف از این مطالعه، محاسبه منحنی  $(M - \phi_c)$  اتصال می‌باشد، بنابراین لازم است ابتدا میزان لنگر تسلیم و لنگر خمیری اتصال محاسبه شود.

#### ۴- تعیین لنگر تسلیم مقطع

برای محاسبه لنگر تسلیم  $(M_y)$ ، باید میزان تنش فون میسس در مقطع، مطابق شکل (۶) به تنش تسلیم برسد. برای نیل به این هدف، آنقدر میزان  $(W)$  افزایش داده می‌شود تا تنش فون میسس به تنش تسلیم برسد:



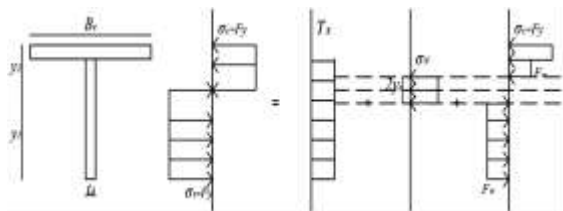
شکل ۶- توزیع تنش محوری ناشی از لنگر تسلیم خمشی و تسلیم دورترین تار

$$\sigma_{von(max)} = F_y \rightarrow w_y \cdot \alpha = F_y \quad (14)$$

$$\begin{cases} w_y = \frac{F_y}{\alpha} \\ w_y = \frac{M_y}{S_{x,beam}} \times t_f \end{cases} \rightarrow M_y = \frac{F_y \cdot S_{x,beam}}{\alpha \cdot t_f} \quad (15)$$

#### ۴-۱- تعیین لنگر خمیری مقطع

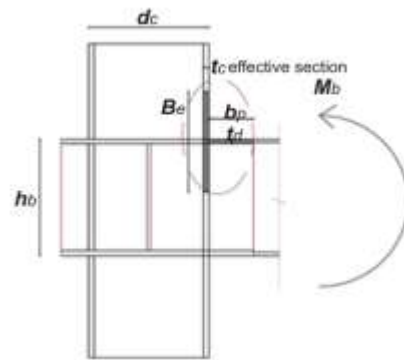
به علت وجود برش و نیروی محوری، بخشی از ظرفیت خمشی مقطع توسط برش و نیروی محوری خنثی می‌شود. پس لنگر خمشی خالص کاهش می‌یابد. در شکل (۷)، میزان مشارکت نیروی برشی، نیروی محوری و لنگر خمشی در به تسلیم رساندن کل مقطع نشان داده شده است.



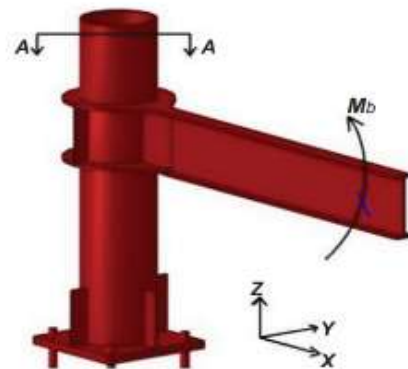
شکل ۷- نحوه مشارکت انواع بارهای وارد بر مقطع در به تسلیم رساندن کل مقطع

$$\tau_x = w[(-0.707)(FA' + FD') - 1.67FD'] \quad (16)$$

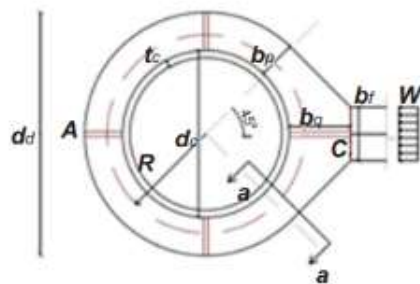
$$F_w = \sqrt{F_y^2 - 3\tau_x^2} \quad (17)$$



الف) نمای پلان X-Z اتصال

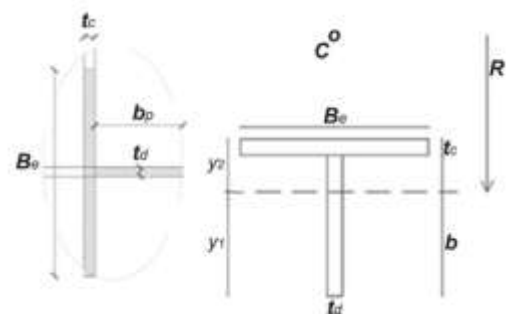


ب) نمای سه بعدی اتصال



ج) نمای پلان X-Y اتصال (مقطع A-A)

شکل ۴- نمایی از اتصالات تیب تیر اشکل به ستون لوله



شکل ۵- مقطع مؤثر اتصال در برابر لنگر خمشی وارد بر آن

برابر  $E \cdot \frac{e}{k_o}$  می‌باشد که از تناسب قراردادن با سختی قسمت خطی-ارتجاعی به دست می‌آید. میزان دوران مربوط به لنگر تسلیم  $(\varphi_y)$  و میزان دوران مربوط به لنگر خمیری  $(\varphi_{pl})$ ، با استفاده از منحنی‌های عددی به ترتیب برابر  $\frac{1}{8}$  و  $\frac{3}{5}$  میلی‌رادیان پیشنهاد می‌شود. جهت مشخص نمودن دوران متناظر با تنش تسلیم و تنش نهایی، مراجع مختلف مورد بررسی قرار گرفت. برای اتصال مورد مطالعه در این تحقیق و اتصالات مشابه، مقدار مشخصی برای تنش تسلیم و نهایی ارائه نشده است؛ لذا جهت رفع این خلأ، نمودارهای لنگر-دوران انواع اتصالات تیر I شکل به ستون لوله‌ای (شکل ۸)) مورد بررسی دقیق قرار گرفت و با مقایسه این نمودارها با نمودار خط کران دار، مشخص شد که در غالب این اتصالات، دوران متناظر با تنش تسلیم و تنش نهایی، نزدیک به ۸ و  $\frac{3}{5}$  میلی‌رادیان می‌باشد؛ لذا برای ادامه روند تحقیق با دقت قابل قبولی، این مقادیر انتخاب شدند. در روابط فوق، (E) مدول ارتجاعی و (e) سختی شدگی کرنشی فولاد است. در خصوص اطلاعات مندرج در جدول (۱)، لازم به ذکر است که ابعاد اتصالات ارائه شده، حاصل طراحی مقاطع با مقیاس کامل (full-scale) با فرض شرایط بهره‌برداری واقعی در سکوه‌های دریایی می‌باشند. مشخصات مقاطع ستون لوله‌ای و تیرهای I شکل با توجه به ابعاد متعارف در سازه‌های فراساحلی، ظرفیت باربری مطلوب، و تطابق با آیین‌نامه‌های طراحی مانند AISC و API RP 2A-WSD به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که رفتار غیرخطی دورانی اتصال را به صورت واقع‌گرایانه شبیه‌سازی نمایند. بنابراین، این مشخصات به صورت فرضی انتخاب نشده‌اند، بلکه مبتنی بر اصول طراحی اولیه برای شبیه‌سازی تحلیلی رفتار اتصالات واقعی هستند. البته لازم به ذکر است که تمامی این مدل‌ها مبتنی بر طراحی تحلیلی، محقق هستند و از یک مرجع خاص یا داده تجربی مشخص استخراج نشده‌اند، ولی از الگوهای معمول طراحی سازه‌های دریایی و تحقیقات پیشین در این حوزه الهام گرفته‌اند.

جدول ۱- انواع اتصالات با مقیاس کامل تیر I شکل به ستون لوله‌ای

عرشه

Model number	Column Section PIPE (mm)	Beam Section (mm)						External Diaphragm (mm)
		d <sub>c</sub>	t <sub>c</sub>	h <sub>b</sub>	b <sub>f</sub>	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	
NS1	1100	65	1000	300	35	20	50	250
NS2	1100	65	800	300	30	15	40	250
NS3	1100	50	1000	300	35	20	50	250
NS4	1100	50	800	300	30	15	40	250
NS5	1100	65	1000	300	35	20	40	250
NS6	1100	65	800	300	30	15	30	250
NS7	1100	50	1000	300	35	15	50	250
NS8	1100	50	800	300	30	10	40	250

$$\sigma_N = F_w = \frac{N_x}{A_o} = w \cdot \frac{-0.834BC' + 0.707FD'}{t_d \cdot 2 \cdot y_0} \quad (18)$$

$$\rightarrow y_0 = w \cdot \frac{-0.834BC' + 0.707FD'}{2t_d \cdot F_w} \quad (19)$$

در روابط بالا،  $(\tau_x)$  میزان تنش ناشی از بار برشی،  $(y_0)$  و  $(F_w)$  به ترتیب سطح مؤثر اعمال بار محوری و میزان تنش معادل بار محوری در سطح مؤثر اعمالی برای رساندن تنش فون میسس به تنش تسلیم می‌باشد.

$$M_{x1} = M_{pl} = F_y \cdot B_e \cdot t_c \cdot (y_2 - 0.5t_c) + F_w \cdot 0.5t_d \cdot [(y_2 - t_c - y_0)^2 + (y_1 - y_0)^2] \quad (20)$$

$$M_{x2} = w \cdot \left| \frac{(BE' + BA'R - BC') + (-0.707) \cdot (-BA'R + BC') + 0.834BC'}{(-0.707) \cdot (-BA'R + BC') + 0.834BC'} \right| \quad (21)$$

برای این که میزان بار اعمالی برای رساندن لنگر به لنگر تسلیم، به دست آید لازم است که میزان لنگر لازم برای رسیدن تمام عضو به تنش تسلیم،  $M_{x1} = M_{pl}$ ، با لنگر اعمالی بر سطح مقطع مؤثر عضو در زاویه بحرانی ۱۳۵ درجه ( $M_{x2}$ )، مساوی قرار داده شود تا  $w = w_{pl}$  به دست آید:

$$M_{x1} = M_{x2} \quad (22)$$

$$\rightarrow F_y \cdot B_e \cdot t_c \cdot (y_2 - 0.5t_c) + F_w \cdot 0.5t_d \cdot [(y_2 - t_c - y_0)^2 + (y_1 - y_0)^2] = w \cdot \left| \frac{(BE' + BA'R - BC') + (-0.707) \cdot (-BA'R + BC') + 0.834BC'}{(-0.707) \cdot (-BA'R + BC') + 0.834BC'} \right| \rightarrow w = w_{pl} \quad (23)$$

با سعی و خطا، آن قدر  $(w)$  تغییر داده می‌شود تا  $M_{x1} = M_{x2}$  شود. پس مشاهده شد که با استفاده از خصوصیات مقطع، میزان لنگر تسلیم و لنگر خمیری برای اتصالات تیر I شکل به ستون لوله‌ای قابل محاسبه است.

#### ۴-۲- ارائه مدل تحلیلی برای محاسبه منحنی‌های $M - \varphi$

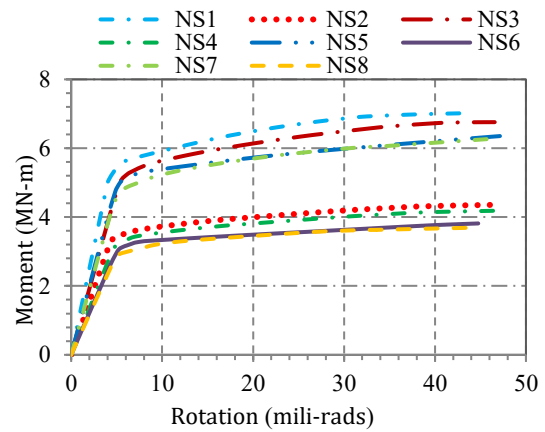
##### $\varphi - k_r$ اتصالات تیر I شکل به ستون لوله‌ای

در جدول (۱) انواع اتصالات تیر I شکل به ستون لوله‌ای عرشه سکوه‌های نفتی نشان داده شده است. در شکل (۸)، منحنی  $(M - \varphi_c)$  این اتصالات ارائه شده است. با توجه به منحنی‌های  $(M - \varphi_c)$ ، مدل خط کران دار برای پیش بینی نمودار ممان-دوران اتصالات تیر I شکل به ستون لوله‌ای عرشه سکوه‌های نفتی پیشنهاد می‌شود. در مدل خط کران دار، همان‌طور که در بخش‌های قبل اشاره شد، منحنی سختی شامل سه بخش، خطی-ارتجاعی، خطی-خمیری و یک بخش واسط می‌باشد. در مدل خط کران دار پیشنهادی برای اتصال تیر I شکل به ستون لوله‌ای، سختی منحنی در قسمت ارتجاعی و خمیری-خطی، به ترتیب متناسب با مدول خطی-ارتجاعی  $(k_o)$ ، برابر  $\frac{M_y}{\varphi_y}$  و در قسمت خطی خمیری  $(k_p)$ ،



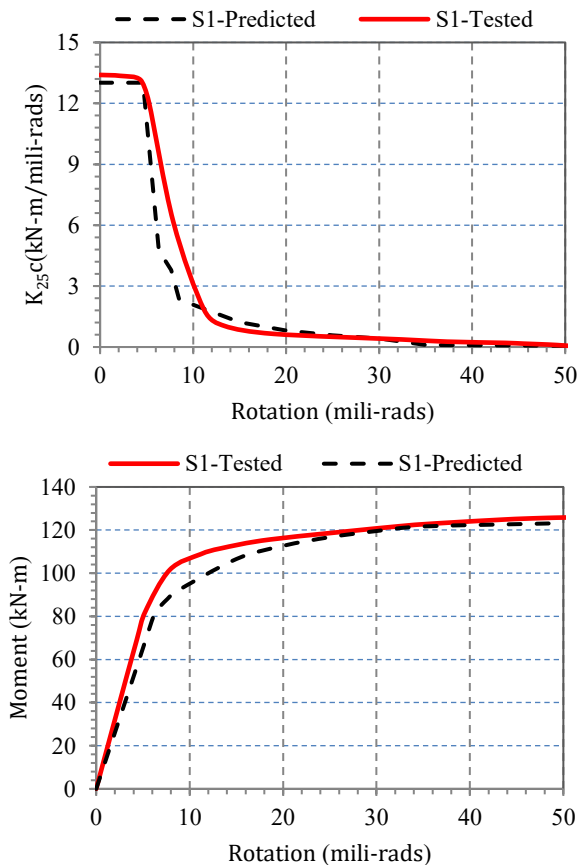


شکل ۱۰- نمایی از پاسخ یکی از اتصالات تیر اشکل به ستون لوله‌ای در برابر آتش‌سوزی [۱۸]

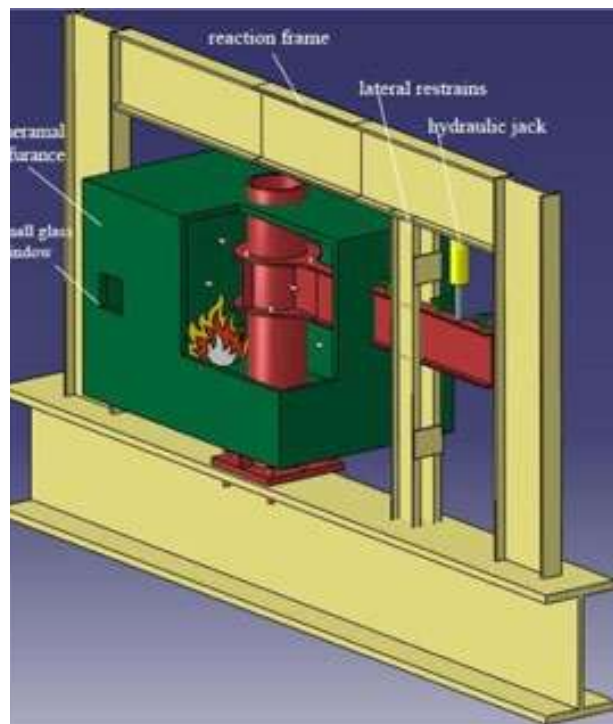


شکل ۸- منحنی لنگر-دوران اتصالات تیر اشکل به ستون لوله‌ای

برای این که میزان صحت این روابط مشخص شود، نتایج این مدل تحلیلی با نتایج آزمایشی که قبلاً توسط مؤلفین این مقاله منتشر شده، مقایسه شده است [۱۸]. در این آزمایش، یکی از اتصالات مقیاس کوچک تیر اشکل به ستون لوله‌ای در برابر لنگر خمشی آزمایش شده است. در شکل‌های (۹) و (۱۰)، به ترتیب نمایی از چیدمان آزمایش و خرابی یکی از این اتصالات در آزمایش آتش ارائه شده است [۱۸]. در شکل (۱۱)، مقایسه بین منحنی  $(M - \phi_c)$  و  $(k_j - \phi)$  آزمایش با منحنی‌های مدل تحلیلی پیشنهادی، ارائه شده است.



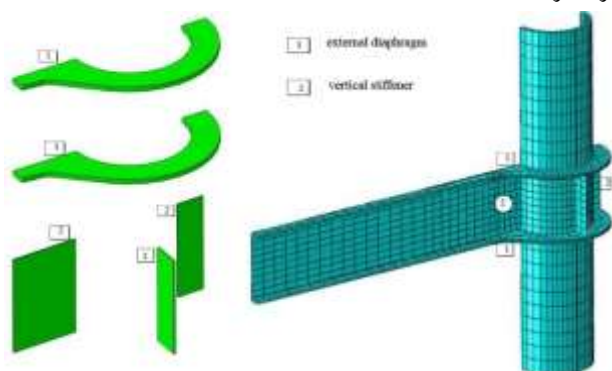
شکل ۱۱- منحنی سختی-دوران و لنگر-دوران آزمایش اتصال مقیاس کوچک تیر اشکل به ستون لوله‌ای و مقایسه آن با مدل خط کران‌دار پیشنهادی



شکل ۹- نمایی از چیدمان آزمایش اتصال تیر اشکل به ستون لوله‌ای

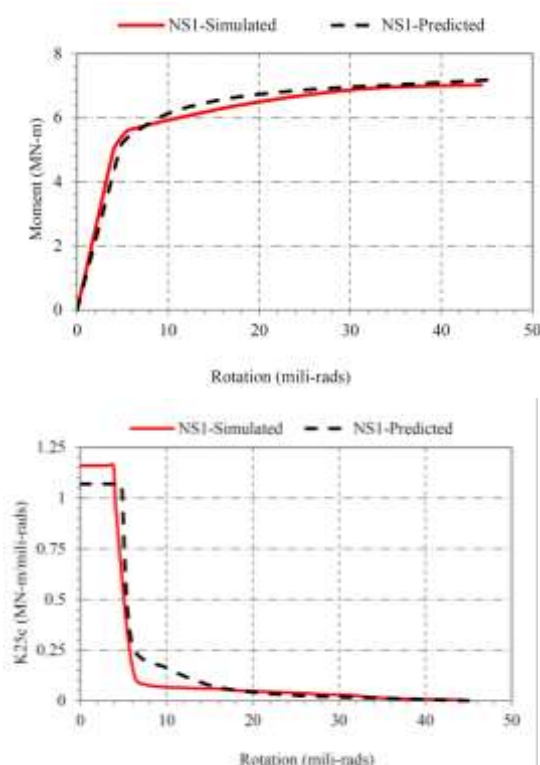
[۱۸]

گرفته‌اند. همچنین با توجه به تقارن هندسه اتصال نسبت به صفحه گذرنده از وسط جان تیر، فقط نصف کل اتصال مدل شد تا میزان محاسبات کاهش یابد. جزئیات دقیق این اتصال، در مرجعی که قبلاً توسط مؤلفین این مقاله منتشر شده، اشاره شده است [۱۹]. لازم به ذکر است که مدل اجزای محدود استفاده‌شده در این تحقیق، با آزمایش انجام‌شده در مرجع [۱۸] مورد صحت‌سنجی قرار گرفته است.



شکل ۱۲- مدل اجزای محدود اتصال [۱۹]

با استفاده از مقادیر جدول (۲) و همچنین استفاده از روابط سختی مدل خط کران‌دار، منحنی‌های  $(M - \varphi)$  و  $(k_j - \varphi)$  برای هشت اتصال جدول (۱) تهیه شده و در شکل (۱۳)، نتایج مدل‌های تحلیلی با مدل‌های عددی اتصال ۱ و ۵ مقایسه شده‌اند.



شکل ۱۳- منحنی‌های سختی-دوران و لنگر-دوران با مدل خط کران‌دار پیشنهادی برای اتصالات ۱ و ۵ و مقایسه آن با مدل عددی

در جدول (۲)، میزان لنگرهای تسلیم و خمیری و همچنین سختی نواحی خطی-ارتجاعی و خطی-خمیری با استفاده از روابط ذکرشده در بخش قبل برای هشت اتصال جدول (۱) ارائه شده است. میزان سختی اتصال در سه ناحیه مذکور، به صورت روابط زیر بیان می‌شود:

$$M = k_j \cdot \varphi \quad (24)$$

$$k_i = \begin{cases} k_o & \text{when } M < m_1 \\ k_o + \frac{M - m_1}{M_c - M_y} (k_p - k_o) & \text{when } m_1 \leq M \leq m_2 \\ k_p & \text{when } M > m_2 \end{cases} \quad (25)$$

$$m_1 = M_y + k_p \cdot \varphi_c \quad (26)$$

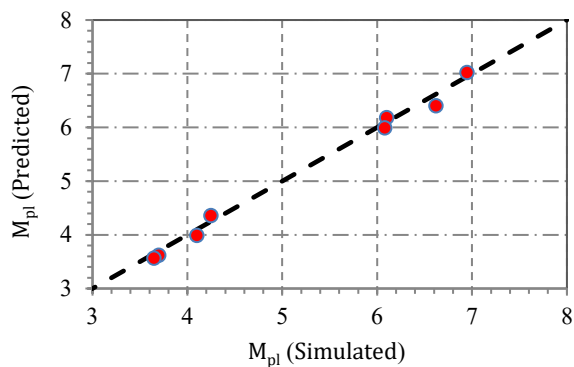
$$m_2 = M_{pl} = M_c + k_p \cdot \varphi_c$$

جدول ۲- میزان لنگرهای تسلیم و خمیری و سختی نواحی

خطی-ارتجاعی و خطی-خمیری

Model number	Linear Elastic Zone		Linear Plastic Zone	
	$M_y$ (kN.m)	$k_y$ (kN.m/mili-rads)	$M_{pl}$ (kN.m)	$k_{pl}$ (kN.m/mili-rads)
NS1	5136	1060	7029	4.8
NS2	2993	629	4362	2.8
NS3	4549	945	6407	4.3
NS4	2758	583	3989	2.6
NS5	4355	915	6187	4.1
NS6	2691	564	3625	2.5
NS7	4323	903	5995	4
NS8	2617	545	3568	2.5

در این مقاله، برای مدل‌سازی عددی اتصالات، از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS بهره‌گیری شده است. در نرم‌افزارهای اجزای محدود، از جمله ABAQUS بسته به نوع تحلیل، المان‌هایی طراحی شده‌اند که شرایط خاص آن تحلیل را برآورده می‌کنند. در این مورد خاص، لازم است المانی انتخاب شود که قادر به در نظر گرفتن هم‌زمان تغییرات تنش و تغییر شکل باشد. همچنین، از آنجا که باید تغییرات در ضخامت المان نیز مدنظر قرار گیرد، از المان‌های SOLID سه‌بعدی استفاده می‌شود. به این ترتیب، المان C3D8 که یک المان SOLID سه‌بعدی با هشت گره است، به کار گرفته می‌شود [۲۰]. برای به دست آوردن دقیق رفتار اتصال، یک مش فشرده منظم در ناحیه چشمه اتصال لحاظ می‌شود. این ناحیه شامل سخت‌کننده‌ها و دیافراگم‌های خارجی می‌باشد (شکل (۱۲)). این ناحیه‌ای است که شکست احتمالاً از آن شروع می‌شود و انتظار می‌رود که گرادین تنش و کرنش بالایی را تجربه نماید. مجموعه‌ای از مدل‌های ABAQUS برای ارزیابی حساسیت نتایج شبیه‌سازی به شکل و نظم مش‌بندی مورد بررسی قرار



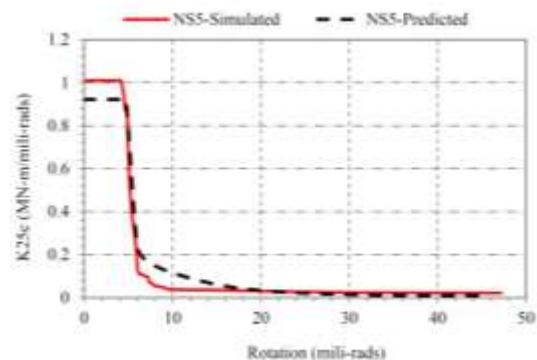
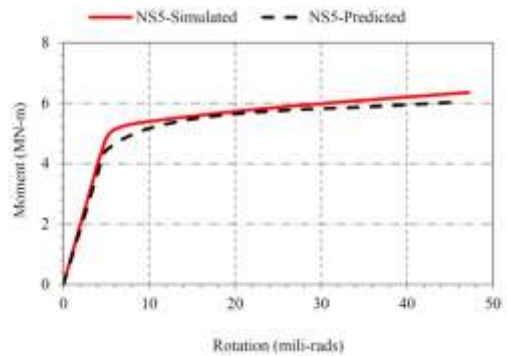
شکل ۱۵- مقایسه نتایج مدل تحلیلی با مقادیر مدل عددی در محاسبه لنگر خمیری

همان‌طور که از شکل‌های (۱۴) و (۱۵) به‌وضوح مشخص است، تطابق نسبتاً خوب نتایج مدل تحلیلی با نتایج مدل عددی را در محاسبه لنگر تسلیم و لنگر خمیری اتصال نشان می‌دهد. البته در محاسبه لنگر خمیری، میزان تطابق جواب‌ها با یکدیگر بیش‌تر از تطابق لنگر تسلیم است.

#### ۵- نتیجه‌گیری

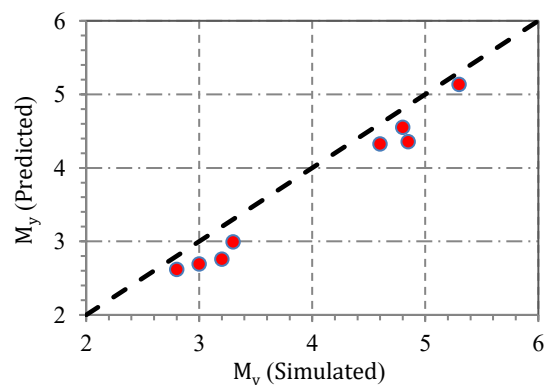
در این مقاله یک روش حل بسته تحلیلی برای پیش‌بینی منحنی‌های لنگر-دوران و سختی-دوران اتصالات تیر آشکل به ستون لوله‌ای ارائه شد. روند محاسباتی در این تحقیق نشان داد که با داشتن هندسه کامل اتصال و همچنین داشتن میزان لنگر وارده بر اتصال، به‌راحتی می‌توان با استفاده از روابط استخراج‌شده در این مقاله، میزان حداکثر تنش را در مقطع مؤثر محاسبه نمود. ادامه روند حل مسئله، به استخراج روابط تعیین لنگر تسلیم و لنگر خمیری منجر شد. سپس با مشاهده رفتار لنگر-دوران اتصال در مدل‌های عددی، مشخص شد که مدل خط کران‌دار بهترین مدل برای تبیین رفتار  $(M - \varphi)$  و  $(k_j - \varphi)$  این اتصالات می‌باشد. در ادامه با داشتن لنگر تسلیم و لنگر خمیری، و فرض مقدار کرنش تسلیم و کرنش خمیری، مبادرت به رسم منحنی  $(M - \varphi)$  و  $(k_j - \varphi)$  این اتصالات شد. مقایسه نتایج مدل تحلیلی منحنی‌های  $(M - \varphi)$  با نتایج مدل عددی نشان از تطابق خوب نتایج دارد.

هرچند مدل تحلیلی ارائه‌شده در این مقاله توانست با دقت مناسبی رفتار لنگر-دوران و سختی-دوران اتصالات تیر آشکل به ستون لوله‌ای را پیش‌بینی نماید، اما این مدل با برخی فرضیات ساده‌ساز، مانند رفتار صفحه‌ای، عدم در نظر گرفتن اثرات خستگی، و همچنین مدل‌سازی استاتیکی توسعه داده شده است. از جمله محدودیت‌های مدل می‌توان به دامنه کاربرد محدود آن برای اتصالات خاص با هندسه‌های مشابه نمونه‌های جدول (۱) اشاره



ادامه شکل ۱۳- منحنی‌های سختی- دوران و لنگر- دوران با مدل خط کران‌دار پیشنهادی برای اتصالات ۱ و ۵ و مقایسه آن با مدل عددی

همان‌طور که از شکل (۱۲) به خوبی مشخص است، با استفاده از روابط ارائه‌شده در بخش قبل، به‌راحتی می‌توان منحنی‌های  $(M - \varphi)$  و  $(k_j - \varphi)$  را با دقت قابل‌قبولی محاسبه کرد. در منحنی‌های  $(k_j - \varphi)$ ، اختلاف نسبتاً قابل‌توجه سختی بین نتایج پیش‌بینی و عددی در ناحیه خطی-ارتجاعی، عمدتاً به دلیل اختلاف در محاسبه لنگر تسلیم اتصال و دوران متناسب با لنگر تسلیم اتصال می‌باشد. در شکل‌های (۱۴) و (۱۵)، مقایسه نتایج مدل تحلیلی با مقادیر مدل عددی در محاسبه لنگر تسلیم و خمیری نشان داده شده است.



شکل ۱۴- مقایسه نتایج مدل تحلیلی با مقادیر مدل عددی در محاسبه لنگر تسلیم



نمود. همچنین اثرات دمایی و حرارتی تنها در چارچوب تحلیل عددی بررسی شده و در مدل تحلیلی لحاظ نگردیده است. پیشنهاد می‌شود در مطالعات آتی، رفتار دینامیکی این نوع اتصالات تحت بارهای زلزله، اثرات خستگی ناشی از بارگذاری چرخه‌ای طولانی‌مدت، و همچنین توسعه مدل‌های تحلیلی که شرایط حرارتی را نیز در نظر بگیرند، مورد بررسی قرار گیرد تا اعتبار و گستره کاربرد نتایج افزایش یابد.

- [15] Al-Bermani, F.G.A., Li, B., Zhu, K., and Kitipornchai, S. (1994), "Cyclic and seismic response of flexibly jointed frames", *Engineering Structures*, 16(4), pp.249-255.
- [16] Zhu, K., Al-Bermani, F.G.A., Kitipornchai, S., and Li, B. (1995), "Dynamic response of flexibly jointed frames", *Engineering Structures*, 17(8), pp.575-580.
- [17] Young, W.C., Budynas, R.G., and Roark, R.J. (2002), "Roark's formulas for stress and strain", McGraw-hill.
- [18] Hosseini, S.A., Zeinoddini, M., Saedi Daryan, A., and Rahbari, M. (2014), "Model fire tests on a beam-to-leg connection in an offshore platform topside", *Fire and Materials*, 38(5), pp.529-549.
- [19] Zeinoddini, M., and Hosseini, S.A. (2013), "Fire response of externally stiffened steel I-beam-to-CHS welded connections: A numerical modelling", *Journal of Constructional Steel Research*, 89, pp.42-51.
- [20] Abaqus Analysis user's manual version 6.18-1. abaqus Inc. 2018.
- [1] Popov, E.P., and Stephen, R.M. (1970), "Cyclic loading of full-size steel connections", Report No. UCB/EERC-70/03. Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley.
- [2] Nader, M.N., and Astaneh, A. (1991), "Dynamic behavior of flexible, semirigid and rigid steel frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 18(3), pp.179-192.
- [3] AISC (2022), "Specification for Structural Steel Buildings", ANSI/AISC 360-22, American Institute of Steel construction, Chicago, IL.
- [4] ECCS-European Convention for Constructional Steelwork. (2015), Design of steel structures: eurocode 3: design of steel structures. John Wiley and Sons.
- [5] Couchaux, M., Castiglioni, C., Hjjaj, M., and Wald, F. (2021), "I-beam-to-CHS-column moment resisting joints using passing-through plates", *Journal of Constructional Steel Research*, 184, p.106703.
- [6] Guo, X., Chen, S., Xu, Z., and Liu, J. (2024), "Hysteretic behavior of eccentric RHS beam-to-column joints under cyclic in-plane bending", *Journal of Constructional Steel Research*, 223, p.109063.
- [7] Piscini, A., Morelli, F., and Salvatore, W. (2021), "Experimental behavior of laser cut I-beam-to-CHS-column steel-concrete composite joints under vertical loads", *Journal of Constructional Steel Research*, 181, p.106629.
- [8] Ajwad, A., Di Benedetto, S., Latour, M., and Rizzano, G. (2024), "A component method approach for single-sided beam-to-column joints with CHS column and welded double-tee beam", *Thin-Walled Structures*, 202, p.112055.
- [9] Al Mohtar, F.M., and Hantouche, E.G. (2021), "Effect of thermal creep on the behavior of flush end-plate connection under transient conditions of fire", *Fire Safety Journal*, 121, p.103268.
- [10] Smith, J., and Zhang, L. (2023), "Thermal Creep Behavior of Structural Steel Connections: A Comprehensive Review. *Journal of Constructional Steel Research*", doi: 10.1016/j.jcsr.2023.1087
- [11] Lightfoot, E., and Le Messurier, A.P. (1974), "Elastic analysis of frameworks with elastic connections", *Journal of the Structural Division*, 100(6), pp.1297-1309.
- [12] Frye, M.J., and Morris, G.A. (1975), "Analysis of flexibly connected steel frames", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2(3), pp.280-291.
- [13] Krishnamurthy, N., Huang, H.T., Jeffrey, P.K., and Avery, L.K. (1979), "Analytical M-θ curves for end-plate connections", *Journal of the Structural Division*, 105(1), pp.133-145.
- [14] Batho C., and Lash S.D. (1936), "Further investigations on beam and stanchion connections encased in concrete, together with Lab. Investigation on a full Scale Steel Frame", Final Report, Steel Structures Research Committee. Dept. of Scientific and Industrial Research. HMSO, London pp.92.

پیوست ۱:

نحوه استخراج روابط ۱۴-۱۵ به شرح زیر است:

پ-۱- تعیین مشخصات هندسی مقطع مؤثر

با استفاده از هندسه مقطع مؤثر داریم:

$$b_p = \frac{d_a - d_c}{2} \quad (پ-۱)$$

$$b_q = \frac{\sqrt{2}d_a - d_c - b_f}{2} \quad (پ-۲)$$

$$B_e = 1.1 \times \sqrt{d_c \cdot t_c} \quad (پ-۳)$$

$$A = B_e t_c + b_p \cdot t_d \quad (پ-۴)$$

$$A_s = (t_c + b_p) \cdot t_d \quad (پ-۵)$$

$$y_1 = \left[ \frac{t_d \cdot b_p^2}{2} + B_e t_c \cdot (0.5 \times t_c + b_p) \right] / A \quad (پ-۶)$$

$$y_2 = b_p + t_c - y_1 \quad (پ-۷)$$

$$I_x = \left[ \frac{t_d \cdot b_p^3}{12} + \frac{B_e \cdot t_c^3}{12} \right] + A \cdot y_1^2 \quad (پ-۸)$$

$$S_x = \frac{I_x}{y_1} \quad (پ-۹)$$

$$\theta = \pi - \text{Arcsin} \left( \frac{0.5 b_f}{R} \right) \quad (پ-۱۰)$$

$$R = 0.5 \times D_c - t_c + y_2 \quad (پ-۱۱)$$

$$\alpha = \frac{I}{AR^2} \quad (پ-۱۲)$$

$$K_2 = 1 - \alpha \quad (پ-۱۳)$$

$$Q = \frac{t_d \cdot y_1^2}{2} \quad (پ-۱۴)$$

$$Z = 2Q \quad (پ-۱۵)$$

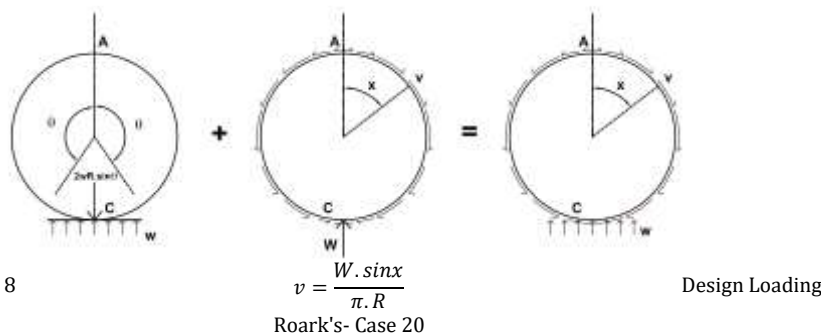
$$w = \frac{M_b}{S_{x,beam}} \times t_f \quad (پ-۱۶)$$

$$W = w \cdot b_f \quad (پ-۱۷)$$

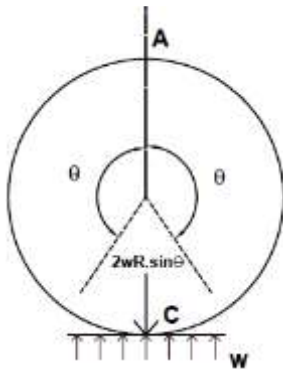
در روابط روبه‌رو،  $d_a$  و  $d_c$  به ترتیب قطر خارجی ستون و قطر معادل ورق دیافراگم؛  $b_p$ ،  $b_f$  و  $B_e$  به ترتیب عرض بال تیر، عرض حداقل دیافراگم، عرض حداکثر دیافراگم و عرض مؤثر مقطع هستند (شکل (۳)).  $t_c$ ،  $t_d$ ،  $t_f$  و  $A_s$  به ترتیب ضخامت بال تیر، ضخامت ورق دیافراگم، ضخامت ستون، سطح مقطع مؤثر و سطح مؤثر برش می‌باشد.  $y_1$ ،  $y_2$ ،  $I_x$  و  $S_x$  به ترتیب ارتفاع اول و دوم از تار خنثی مقطع مؤثر، ممان اینرسی و اساس مقطع حول محور x می‌باشد (شکل (۳)).  $\theta$  و  $R$  پارامترهای هندسی مشخص شده در شکل،  $\alpha$  و  $k_2$  پارامترهای واسطه هستند.  $M_b$ ،  $S_{x,beam}$  و  $w$  و  $W$  به ترتیب لنگر وارد بر اتصال، اساس مقطع تیر، بار خطی وارد بر بال تیر و بار وارد بر بال تیر یا اتصال می‌باشد. لازم به ذکر است که در این محاسبات، دو لنگر متفاوت وجود دارد؛ یکی لنگری که بر انتهای تیر و اتصال وارد می‌شود،  $M_b$  و دیگری لنگر داخلی که در اثر  $M_b$  در اجزای اتصال ایجاد می‌شود، که همان  $M_x$  است.

پ-۲- محاسبه توزیع بار لنگر وارده بر روی اجزای اتصال

بار توزیع شده لنگر خمشی در اجزای اتصال مطابق با شکل (پ-۱) و طبق روابط Roark به قرار زیر می‌باشد [۱۷].



شکل پ-۱- توزیع بار محوری ناشی از لنگر خمشی روی اجزای اتصال [۱۷]



8. Roark's formula [17]

$$M_A = \frac{w \cdot R^2}{2\pi} \left( \pi(s^2 - 0.5) - \frac{sc - \theta}{2} - s^2 \left( \theta + \frac{2s}{3} \right) - k_2(2s + sc - \pi + \theta) \right) \quad (18-پ)$$

$$M_C = \frac{-w \cdot R^2}{2\pi} \left( \frac{\pi + sc - \theta}{2} - \frac{\theta}{2} + \theta s^2 - \frac{2s^3}{3} + k_2(2s + sc - \pi + \theta) \right) \quad (19-پ)$$

$$N_A = \frac{-wRs^3}{3\pi} \quad (20-پ)$$

$$V_A = 0 \quad (21-پ)$$

$$LT_M = \frac{-wR^2}{2} (z - s)^2 (x - \theta)^0 \quad (22-پ)$$

$$LT_N = -wRz(z - s)(x - \theta)^0 \quad (23-پ)$$

$$LT_v = -wRu(z - s)(x - \theta)^0 \quad (24-پ)$$

$$M_A = \frac{WR}{2\pi} (k_2 - 0.5) \quad (25-پ)$$

$$M_C = \frac{WR}{2\pi} (k_2 + 0.5) \quad (26-پ)$$

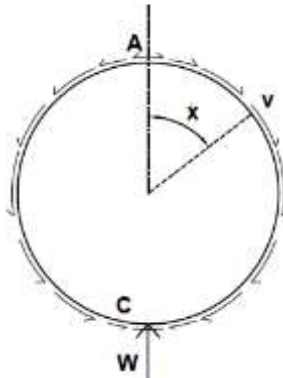
$$N_A = \frac{0.75W}{\pi} \quad (27-پ)$$

$$V_A = 0 \quad (28-پ)$$

$$LT_M = \frac{WR}{\pi} \left( 1 - u - \frac{xz}{2} \right) \quad (29-پ)$$

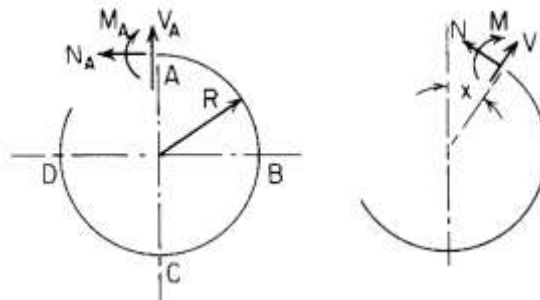
$$LT_N = \frac{-W}{2\pi} xz \quad (30-پ)$$

$$LT_v = \frac{W}{2\pi} (z - xu) \quad (31-پ)$$



20. Roark's formula [17]

مطابق با شکل (پ-۲)، مقادیر نیروهای داخلی در یک حلقه مطابق روابط زیر می‌باشد [۱۷]:



شکل پ-۲- نیروهای داخلی ایجادشده در یک حلقه [۱۷]

$$M = M_A - N_A R(1 - u) + V_A R z + LT_M \quad (32-پ)$$

$$N = N_A u + V_A z + LT_N \quad (33-پ)$$

$$V = -N_A z + V_A u + LT_v \quad (34-پ)$$

$$z = \sin x, u = \cos x, n = \sin \theta \text{ and } m = \cos \theta \quad (35-پ)$$

$$s = \sin \theta, c = \cos \theta \quad (36-پ)$$

بنا بر اصل جمع آثار قوا در تحلیل سازه‌ها، ترکیب نیروها، لنگرها و تنش‌ها به شکل زیر است [۱۷]:

$$M_x = M_{x.case8} + M_{x.case20} \quad (37-پ)$$

$$N_x = N_{x.case8} + N_{x.case20} \quad (38-پ)$$

$$V_x = V_{x.case8} + V_{x.case20} \quad (پ-۳۹)$$

$$\tau_x = \frac{V_x}{A_s} \quad (پ-۴۰)$$

$$\sigma_{x(in,out)} = -\frac{M_x y_{1,2}}{I} + \frac{N_x}{A} \quad (پ-۴۱)$$

$$\sigma_{von} = [\max(\sigma_{in}, \sigma_{out})^2 + 3\tau^2]^{0.5} \quad (پ-۴۲)$$

ترکیب نیروها در نقطه A به شکل زیر است [۱۷]:

$$N_A = \left[ \frac{-w.R.S^3}{3\pi} + \frac{0.75W}{\pi} \right] \quad (پ-۴۳)$$

$$M_A = \left[ \frac{w.R^2}{2\pi} \left( \pi(s^2 - 0.5) - \frac{sc - \theta}{2} - s^2 \left( \theta + \frac{2s}{3} \right) - k_2(2s + sc - \pi + \theta) \right) + \left( \frac{WR}{2\pi} (k_2 - 0.5) \right) \right] \quad (پ-۴۴)$$

$$V_A = 0 \quad (پ-۴۵)$$

ترکیب نیروها در نقطه X به شکل زیر است [۱۷]:

$$N_x = N_A u + V_A z + LT_N = \left[ \frac{-w.R.S^3}{3\pi} + \frac{0.75W}{\pi} \right] u + 0 + \left( 0 + \frac{-W}{2\pi} xz \right) \quad (پ-۴۶)$$

$$M_x = M_A - N_A R(1-u) + V_A R z + LT_M = \left[ \frac{w.R^2}{2\pi} \left( \pi(s^2 - 0.5) - \frac{sc - \theta}{2} - s^2 \left( \theta + \frac{2s}{3} \right) - k_2(2s + sc - \pi + \theta) \right) + \left( \frac{WR}{2\pi} (k_2 - 0.5) \right) \right] - \left[ \frac{-w.R.S^3}{3\pi} + \frac{0.75W}{\pi} \right] R(1-u) + 0 + \left( \frac{WR}{\pi} \cdot \left( 1 - u - \frac{xz}{2} \right) \right) \quad (پ-۴۷)$$

$$V_x = -N_A z + V_A u + LT_V = - \left[ \frac{-w.R.S^3}{3\pi} + \frac{0.75W}{\pi} \right] z + 0 + \left( 0 + \frac{W}{2\pi} (z - xu) \right) \quad (پ-۴۸)$$

با استفاده از روابط بالا، ترکیب تنش‌ها در نقطه X به شکل زیر است:

$$\tau_x = \frac{V_x}{A_s} = \left( \frac{1}{A_s} \right) \cdot \left\{ - \left[ \frac{-w.R.S^3}{3\pi} + \frac{0.75W}{\pi} \right] z + \left( \frac{W}{2\pi} (z - xu) \right) \right\} \quad (پ-۴۹)$$

$$\sigma_{in,out} = \left( -\frac{M_x y_2}{I} + \frac{N_x}{A} \right) = \left( -\frac{y_{1,2}}{I} \right) \cdot \left\{ \left[ \frac{w.R^2}{2\pi} \left( \pi(s^2 - 0.5) - \frac{sc - \theta}{2} - s^2 \left( \theta + \frac{2s}{3} \right) - k_2(2s + sc - \pi + \theta) \right) + \left( \frac{WR}{2\pi} (k_2 - 0.5) \right) \right] - \left[ \frac{-w.R.S^3}{3\pi} + \frac{0.75W}{\pi} \right] R(1-u) + \left( \frac{WR}{\pi} \cdot \left( 1 - u - \frac{xz}{2} \right) \right) \right\} + \left( \frac{1}{A} \right) \cdot \left\{ \left[ \frac{-w.R.S^3}{3\pi} + \frac{0.75W}{\pi} \right] u + \left( \frac{-W}{2\pi} xz \right) \right\} \quad (پ-۵۰)$$

پس بنا به رابطه‌های (پ-۴۲)، (پ-۴۹) و (پ-۵۰)، تنش فون میس در نقطه X به شکل زیر است:

$$\sigma_{eqv(x)} = \sqrt{[\max(|\sigma_{in}|, |\sigma_{out}|)]^2 + 3\tau^2} \quad (پ-۵۱)$$

$$= \sqrt{\max \left\{ \left( -\frac{y_{1,2}}{I} \right) \cdot \left[ \frac{w.R^2}{2\pi} \left( \pi(s^2 - 0.5) - \frac{sc - \theta}{2} - s^2 \left( \theta + \frac{2s}{3} \right) - k_2(2s + sc - \pi + \theta) \right) + \left( \frac{WR}{2\pi} (k_2 - 0.5) \right) \right] - \left[ \frac{-w.R.S^3}{3\pi} + \frac{0.75W}{\pi} \right] R(1-u) + \left( \frac{WR}{\pi} \cdot \left( 1 - u - \frac{xz}{2} \right) \right) + \left( \frac{1}{A} \right) \cdot \left\{ \left[ \frac{-w.R.S^3}{3\pi} + \frac{0.75W}{\pi} \right] u + \left( \frac{-W}{2\pi} xz \right) \right\} \right\}^2 + 3 \left[ \left( \frac{1}{A_s} \right) \cdot \left\{ - \left[ \frac{-w.R.S^3}{3\pi} + \frac{0.75W}{\pi} \right] z + \left( \frac{W}{2\pi} (z - xu) \right) \right\} \right]^2}$$

$$= \sqrt{\max \left\{ \left( -\frac{y_{1,2}}{I} \right) \cdot \left[ \left( \frac{w \cdot R^2}{2\pi} \left( \pi(s^2 - 0.5) - \frac{sc - \theta}{2} - s^2 \left( \theta + \frac{2s}{3} \right) - k_2(2s + sc - \pi + \theta) \right) + \left( \frac{WR}{2\pi} (k_2 - 0.5) \right) \right] - \left[ \frac{-w \cdot R \cdot S^3}{3\pi} + \frac{0.75W}{\pi} \right] R \cdot (1 - \cos x) + \left( \frac{WR}{\pi} \cdot \left( 1 - \cos x - \frac{x \cdot \sin x}{2} \right) \right) + \left( \frac{1}{A} \right) \cdot \left\{ \left[ \frac{-w \cdot R \cdot S^3}{3\pi} + \frac{0.75W}{\pi} \right] \cos x + \left( \frac{-W}{2\pi} x \cdot \sin x \right) \right\} \right\}^2 + 3 \left[ \left( \frac{1}{A_s} \right) \cdot \left\{ - \left[ \frac{-w \cdot R \cdot S^3}{3\pi} + \frac{0.75W}{\pi} \right] \sin x + \left( \frac{W}{2\pi} (\sin x - x \cdot \cos x) \right) \right\} \right]^2 \right. \quad (\text{پ-۵۲})$$

روابطی که در بالا ارائه شد، از روابط به کاررفته رایج در طراحی و روابط Roark می باشد [۱۷]. روابط زیر با استفاده از روابط بالا، توسط مؤلف ارائه شده است. در ادامه، برای این که محاسبات ساده تر شود، از پارامترهای واسطه زیر استفاده می شود:

$$\left\{ \begin{array}{l} A = \left[ \frac{-w \cdot R \cdot S^3}{3\pi} + \frac{0.75W}{\pi} \right] = w \cdot A' \quad (\text{پ-۵۳}) \\ B = -\frac{y_{1,2}}{I} \quad (\text{پ-۵۴}) \\ C = \frac{WR}{\pi} = w \cdot C' \quad (\text{پ-۵۵}) \\ D = \frac{-W}{2\pi} = w \cdot D' \quad (\text{پ-۵۶}) \\ E = \frac{w \cdot R^2}{2\pi} \left( \pi(s^2 - 0.5) - \frac{sc - \theta}{2} - s^2 \left( \theta + \frac{2s}{3} \right) - k_2(2s + sc - \pi + \theta) \right) + \left( \frac{WR}{2\pi} (k_2 - 0.5) \right) = w \cdot E' \quad (\text{پ-۵۷}) \\ F = \frac{1}{A} \quad (\text{پ-۵۸}) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A' = \left[ \frac{-R \cdot S^3}{3\pi} + \frac{0.75b_f}{\pi} \right] \quad (\text{پ-۵۹}) \\ B = -\frac{y_{1,2}}{I} \quad (\text{پ-۶۰}) \\ C' = \frac{b_f R}{\pi} \quad (\text{پ-۶۱}) \\ D' = \frac{-b_f}{2\pi} \quad (\text{پ-۶۲}) \\ E' = \frac{R^2}{2\pi} \left( \pi(s^2 - 0.5) - \frac{sc - \theta}{2} - s^2 \left( \theta + \frac{2s}{3} \right) - k_2(2s + sc - \pi + \theta) \right) + \left( \frac{b_f R}{2\pi} (k_2 - 0.5) \right) \quad (\text{پ-۶۳}) \\ F = \frac{1}{A} \quad (\text{پ-۶۴}) \end{array} \right.$$

بررسی تابع تنش فون میسز نشان می دهد که حداکثر مقدار این تابع، در زاویه ۱۳۵ درجه است:

$$\text{If } (x = 135^\circ = \frac{3\pi}{4} = 2.36): \sigma_{von} = \max \quad (\text{پ-۶۷})$$

$$\Rightarrow \sigma_{von(\max)} = \sqrt{\left| B \cdot \left\{ E + A \cdot R(1 - \cos x) - C \cdot \left( 1 - \cos x - \frac{x \cdot \sin x}{2} \right) \right\} + F \cdot \{ A \cdot \cos x + D \cdot x \cdot \sin x \} \right|^2 + 3[F \cdot \{-A \cdot \sin x - D \cdot (\sin x - x \cdot \cos x)\}]^2} \quad (\text{پ-۶۸})$$

$$= \sqrt{|(BE + BAR - BC) + (-BAR + BC + FA) \cdot (-0.707) + (0.5BC + FD) \times 2.36 \times 0.707|^2 + 3[(-FA - FD) \cdot (0.707) + FD \times 2.36 \times (-0.707)]^2} \quad (\text{پ-۶۹})$$

$$\rightarrow \sigma_{von(max)} = \sqrt{|(BE + BAR - BC) + (-0.707) \cdot (-BAR + BC + FA) + 0.834BC + 1.67FD|^2 + 3[(-0.707)(FA + FD) - 1.67FD]^2} \quad (\text{پ-۷۰})$$

$$= w \cdot \sqrt{|(BE' + BA'R - BC') + (-0.707) \cdot (-BA'R + BC' + FA') + 0.834BC' + 1.67FD'|^2 + 3[(-0.707)(FA' + FD') - 1.67FD']^2} = w \cdot \alpha$$

همان‌طور که از رابطه (پ-۷۰) به‌وضوح مشخص است، تنش فون میس حداکثر به‌صورت تابعی از بار خطی وارده بر ورق دیافراگم ( $w$ )، توسط مؤلف بیان شده است.

$$\sigma_{von(max)} = w \cdot \alpha \quad (\text{پ-۷۱})$$

$$\alpha = \sqrt{|(BE' + BA'R - BC') + (-0.707) \cdot (-BA'R + BC' + FA') + 0.834BC' + 1.67FD'|^2 + 3[(-0.707)(FA' + FD') - 1.67FD']^2} \quad (\text{پ-۷۲})$$



Journal of

# Steel & Structure

[journalisss.ir](http://journalisss.ir)